

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 балкової металевої прогонової будови під залізничне навантаження C14 прогоном 50 м.

On the topic of: Development of a rational beam metal span structure for railway load C14 with a span of 50 m

за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»

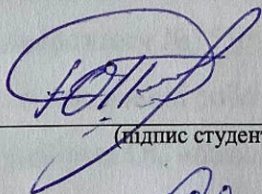
зі 192 Будівництво та цивільна інженерія

спеціальності:

(шифр і назва спеціальності)

Виконав:
студент

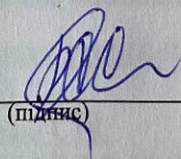
групи: MT1912



(підпис студента)

/ Юрій ПІДДУБНИЙ /
(Ім'я ПІРІЗВИЩЕ)

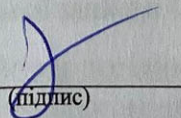
Керівник:



(підпис)

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

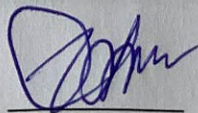
Нормоконтрол
ер:



(підпис)

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

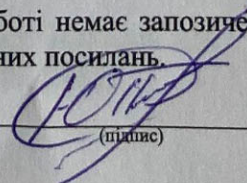
Охорона праці та безпека в
надзвичайних ситуаціях



/ зав. каф. Олег САБЛІН /

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

Студент



(підпис)

ЗАЯВА

Я, Піддубний Юрій Павлович

(прізвище, ім'я, по батькові повністю)

студента(ки) групи МТ 1912 (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 балкової металеві прогнкової
будови під залізничне навантаження СЧ прогном
50м

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)

(підпис)

Піддубний Ю.П.

(прізвище, ім'я, по батькові)

Дата

14.04.23

Керівник ВКР

(підпис)

Кликошук 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»

Піддубного Юрія Павловича

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Розробка раціональної балкової металевої прогонової будови під
залізничне навантаження С14 прогоном 50 м

в роботі не виявлено порушень академічної доброчесності.

Керівник ВКР



(підпис)

Клюшник С.Ф.

(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 ТЮТЬКІН

«_____» _____ 202_ р.

ЗАВДАННЯ

до випускної кваліфікаційної роботи на здобуття ОС «бакалавр»

студентки МТ 1912 Піддубний Юрій Павлович

(номер групи)

(прізвище, ім'я та по батькові)

1. Тема ВКР на здобуття ОС «бакалавр» Розробка раціональної балкової металевої прогонової будови під залізничне навантаження С14 прогоном 50 м

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 86 сторінках та містить 24 рисунки, 8 таблиць, 11 літературних джерел та креслення.

Об'єкт розробки: балкова металева прогонова будова під залізничне навантаження.

Мета роботи: Розробка раціональної балкової металевої прогонової будови під залізничне навантаження С14 прогоном 50 м.

Робота складається із 5 розділів. У першому розділі вихідні данні. У другому розділі виконується розробка 3 схем залізничного мосту. У третьому розділі виконано огляд типових проектів розрізних металевих прогонових споруд. У четвертому розділі виконується розрахунок двох варіантів балкової металевої прогонової будови під залізничне навантаження С14 прогоном 50 м та виявлено раціональну конструкцію. В п'ятому розділі описано технологію будівництва залізничного мосту та обрано варіант монтажу прогонової будови.

Ключові слова: металева розрізна балка, залізнична прогонова будова, мостове полотно, баластове корито.

Зміст

Розділ 1	7
1.1 Вихідні дані та склад проекту	7
Розділ 2	8
2.1. Складання схем мосту	8
2.1.1 Схема 1	8
2.1.2 Схема 2	11
2.1.3 Схема 3	15
2.2 Підсумкові дані щодо об'ємів робіт та вартості варіантів	18
РОЗДІЛ 3 Вибір конструкції раціональної балкової металевої прогонової будови під залізничне навантаження с14 прогоном 50 м.	19
3.1. Огляд типових проектів розрізних прогонових споруд	19
3.1.1 Сталеві коробчасті прогонові будови	19
3.1.2 Характеристика коробчастої прогонової будови	22
РОЗДІЛ 4 Розрахунок балкової металевої прогонової будови під залізничне навантаження с14 прогоном 50 м	28
4.1. Вибір розрахункової схеми	28
4.2. Варіант 1. Балка болтозварної коробчастої прогонової будови з безпосереднім прикріпленням рейок до верхнього поясу	31
4.2.1 Визначення навантажень та зусиль прогонової будови	31
4.2.2. Підбір перерізу головної балки	34
4.2.3. Перевірка перерізу балки на міцність за нормальними напруженнями	36
4.2.4. Перевірка перерізу балки за дотичними напруженнями	37
4.2.5. Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість	38
4.2.6. Перевірка стінки балки при сумісній дії нормальних та дотичних напружень	38
4.2.8. Розміщення ребер жорсткості та визначення їх розмірів	39

4.3. Варіант 2. Балка зварної коробчастої прогонової будови з їздою на баласті	40
4.3.1 Визначення навантажень та зусиль прогонової будови	40
4.3.2. Підбір перерізу головної балки	43
4.3.3. Перевірка перерізу балки на міцність за нормальними напруженнями	45
4.2.4. Перевірка перерізу балки за дотичними напруженнями	46
4.3.5. Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість	47
4.3.6. Перевірка стінки балки при сумісній дії нормальних та дотичних напружень	48
4.3.7. Розміщення ребер жорсткості та визначення їх розмірів	48
4.4 Аналітичний розрахунок ортотропної плити	49
4.4.1 Розрахунок поздовжнього ребра	49
4.4.2 Побудова ліній впливу ребер	51
4.4.3 Навантаження ліній впливу	52
4.4.4 Перевірка за міцністю нижнього розтягнутого волокна ребра	57
4.4.5 Перевірка за міцністю нижнього стиснутого волокна ребра	59
4.4.6 Розрахунок поперечного ребра	61
4.4.7 Перевірка поперечного ребра	64
4.4.8 Розрахунок елементів за стійкістю	65
5. Технологія спорудження мосту	68
5.1 Будівництво фундаментів опор	68
5.2 Монтаж опор великих мостів	69
5.3 Установка та монтаж сталевих прогонових будівель	71
Розділ 6 Вимоги безпеки праці під час виконання робіт з улаштування руслової опори	74
Використана література	86

Розділ 1

1.1 Вихідні дані та склад проекту

Основними даними проекту є:

- клас річки: 6;
- Тип мосту - залізничний
- отвір мосту: $L_0=450$ м;
- балкова металева прогонова будова прогоном 50 м;
- клас тимчасового навантаження: С 14;
- Матеріал прогонових будов 10 ХСНД.

Згідно завдання на проектування необхідно три варіанти мостового переходу за попередньо визначеними схемами з використанням типових прогонових будов, залізобетонних проміжних опор та стоянів. В фундаментах опор планується використовувати типові залізобетонні палі та бурові стовпи або оболонки. За складеними варіантами мостового переходу визначається їх кошторис та на основі загального порівняння техніко-економічних показників (вартість, обсяги робіт тощо) робиться відповідний висновок та вибирається більш доцільний для даних умов варіант.

На основі проведених гідрологічних та гідрометричних вишукувань отримані наступні дані: відмітка рівня високої води - $\downarrow$ РВВ 1,27 м, відмітка рівня меженної води - $\downarrow$ РМВ -7,88 м, ширина руслової частини водотоку – 350 м.

Річка є судноплавною, клас водних шляхів згідно ДСТУ Б.В.2.3-1-95 складає VI. Відповідно до цього класу підмостові габарити мають обрис, показаний на рис. 1.1.

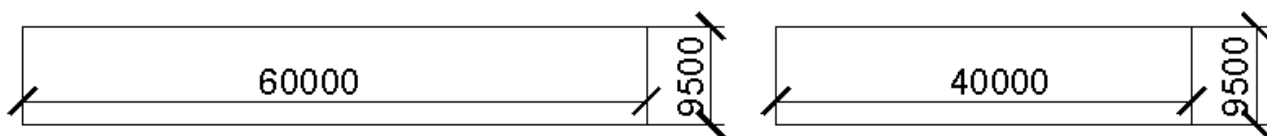


Рисунок 1.1 – Підмостові габарити

Підмостові габарити встановлюються на розрахунковому судноплавному рівні, відмітка якого

$$\downarrow \text{PCP} = \downarrow \text{PBB} - 0,5 = 1,27 - 0,5 = 0,77 \text{ (м)}$$

Типові конструкції залізобетонних проміжних опор залізничних мостів мають ширину вздовж мосту 2,0...3,0 м, тому відстань між габаритами призначається не менше 4,0 м.

Розділ 2

2.1. Складання схем мосту

2.1.1 Схеми 1

Схеми мосту: **18,2 + 50 + 110 + 132 + 110 + 50 + 18,2**

$$L_{\text{отв}} = \sum l_{\text{п}} + \sum (\Delta - 1) - \sum b - 2 \cdot C$$

$$\downarrow \text{ПР} = \downarrow \text{РСВ} + H + 0,5 + h_{\text{буд}} = 0,77 + 9,5 + 0,5 + 1,85 = 12,62 \text{ м}$$

$$\downarrow \text{БН} = \downarrow \text{ПР} - 0,9 = 12,62 - 0,9 = 11,72$$

$$H = 11,72 - 5,96 = 5,76$$

$C = 1,5 \cdot 5,76 = 8,64 \text{ м}$ – стиснення конусами насипів русла

$$\sum l_{\text{п}} = 477,98 \text{ м}$$

$$\sum b = 6 \cdot 2,4 = 14,4 \text{ м}$$

$$\sum \Delta = 0,15 \cdot 6 = 0,9 \text{ м}$$

$$L_{\text{отв}} = 477,98 + 0,9 - 14,4 - 17,28 = 447,2 \text{ м}$$

$$\Delta = \frac{L_{\text{отв}}^{\text{пр}} - L_{\text{отв}}^3}{L_{\text{отв}}^3} \cdot 100\% = \frac{457,2 - 450}{450} \cdot 100\% = 1,5\%$$

Для наскрізних ферм з їздою низом НК:

$$\downarrow \text{НК} = \downarrow \text{ПР} - h_{\text{буд}} = 12,62 - 1,85 = 10,77 \text{ м}$$

Характеристика типів опор

Вид опор – монолітні з похилими стінками.

Фундаменти - на палях оболонках Ø1,0 м.

Опора № 0: лівобережний стоян обсіпного типу масивний монолітний.
Опора має передні прямі грані, задні нахилені грані з ухилом 5:1. Опора входить в ґрунт не менше ніж на 0,5 м.

Розміри підферменника опори:

$$K = t + \frac{l_n - l_p}{2} + \frac{a}{2} + n + m$$

$$K = 0.15 + \frac{18.82 - 18.2}{2} + \frac{0.55}{2} + 0.30 + 0.20 = 1.235 \text{ м}$$

Приймаємо 1,3 м

Ширина стояна:

$$B = b + e_1 + 2n + 2m = 2.0 + 0.8 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.3 = 3.8 \text{ м}$$

Приймаємо 3,8 м

Проміжні опори: в даному варіанті використовуються монолітні масивні опори.

Опори № 1, 6:

Ширина опор вздовж мосту:

$$K = \frac{l_{n1} - l_{p1}}{2} + t + \frac{l_{n2} - l_{p2}}{2} + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} + n + m$$

$$K = \frac{44.79 - 44.0}{2} + 0.15 + \frac{18.82 - 18.2}{2} + \frac{0.75}{2} + \frac{0.55}{2} + 0.60 + 0.50 = 2.605 \text{ м}$$

Приймаємо 2,7 м

Ширина опори поперек мосту:

$$B = b + e_1 + 2n + 2m = 5.7 + 0.94 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.3 = 7.64 \text{ м}$$

Приймаємо 7,7 м

Опори № 2, 5

Ширина опор вздовж мосту:

$$K = \frac{l_{n1} - l_{p1}}{2} + t + \frac{l_{n2} - l_{p2}}{2} + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} + n + m$$

$$K = \frac{419.14 - 418}{2} + 0.15 + \frac{50.8 - 50}{2} + \frac{1.5}{2} + \frac{0.75}{2} + 0.60 + 0.50 = 3.34 \text{ м}$$

Приймаємо 3,4м

Ширина опори поперек мосту:

$$B = b + e_1 + 2n + 2m = 5,8 + 1,7 + 2 \cdot 0,2 + 2 \cdot 0,3 = 8,5 \text{ м}$$

Опори № 3, 4

Ширина опор вздовж мосту:

$$B = a_1 + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

$$B = 1,5 + 0,40 + 0,60 = 2,5 \text{ м}$$

Приймаємо 2,5м

Ширина опори поперек мосту:

$$B_1 = e + a'_2 + 2n_2 + 2m_2 = 5,8 + 1,7 + 1 = 8,5 \text{ м}$$

Приймаємо 8,5м

Всі визначені геометричні розміри опор заносимо до таблиці:

Номер опори	Оголовок			a*b*h	Тіло опори			a*b*h	Ростверк			a*b*h
	a1	b1	h1		a2	b2	h2		a3	b3	h3	
Оп 0	1,3	3,8	0,5	2,5	8	3,6	13,3	383,0	9	4,6	2	82,8
Оп 1	2,7	7,7	0,5	10,4	2,5	7,5	8,7	163,1	3,5	8,5	2	59,5
Оп 2	3,4	8,5	0,5	14,5	3,2	8,3	10,3	273,6	4,2	9,3	2	78,1
Оп 3	2,5	8,5	0,5	10,6	2,3	8,3	17,8 2	340,2	3,3	9,3	2	61,4
Оп 4	2,5	8,5	0,5	10,6	2,3	8,3	18,3 2	349,7	3,3	9,3	2	61,4
Оп 5	3,4	8,5	0,5	14,5	3,2	8,3	18	478,1	4,2	9,3	2	78,1
Оп 6	2,7	7,7	0,5	10,4	2,5	7,5	16,4 2	307,9	3,5	8,5	2	59,5
Оп.7	1,3	3,8	0,5	2,5	8	3,6	17,3	498,2	9	4,6	2	82,8
	Всього			75, 9	Всього			2793, 8	Всього			563, 6

Обріз фундаменту:

$$\text{ОФ} = \text{РМВ} - 0,5 \text{ м}$$

$$\text{ОФ} = -7,88 - 0,5 \text{ м} = -8,4 \text{ м}$$

Визначення об'єму робіт та кошторисної вартості варіанту

Найменування робіт	Формула та об'єми, м3	Одинична вартість, грн	Загальна вартість, грн
1. Шпунтове огороження -	$S = (2 \times a + 2 \times b) \times h$ $S_1 = (2 \times 7 + 2 \times 5) \times 4 = 96 \text{ м}^2$ $S_2 = (2 \times 8 + 2 \times 13) \times 6 = 252 \text{ м}^2$ $S_3 = (2 \times 9,5 + 2 \times 14,0) \times 12 = 564 \text{ м}^2$ $\sum S = 2952 \text{ м}^2$	510,7	1507586,4
2. Тіло опори, м3	$V = a \times b \times h$ $\sum V = 3433,3 \text{ м}^3$	5600	19226480
3. Нерозрізна прогонова будова з їздою низом під залізницю	Всього М = 1722,0 М2=260	28300	48732600
			7358000
4. Сталезалізобетонні прогонові будови з їздою верхом на баласті	Метал: 20,65*2 т Об'єм бетону V=21,7*2 м ³	180005660	743400
			245644
5. Мостове полотно пог.м колії	Всього l = 480,2 м	2680	1286936
	Загальна вартість		79100646,4

2.1.2 Схема 2

Схема мосту: **27,68 + 50 + 55,8 + 2 × 110 + 50 + 55,8 + 27,68**

$$L_{\text{отв}} = \sum l_{\text{п}} + \sum (\Delta - 1) - \sum b - 2 \cdot C$$

$$\downarrow \text{ПР} = \downarrow \text{РСВ} + \text{Н} + 0,5 + h_{\text{буд}} = 0,77 + 9,5 + 0,5 + 1,85 = 12,62 \text{ м}$$

$$\downarrow \text{БН} = \downarrow \text{ПР} - 0,9 = 12,62 - 0,9 = 11,72$$

$$\text{Н} = 11,72 - 5,96 = 5,76$$

$C = 1,5 \cdot 5,76 = 8,64\text{м}$ – стиснення конусами насипів русла

$$\sum l_{\text{п}} = 486,96 \text{ м}$$

$$\sum b = 6 \cdot 2,4 = 14,4 \text{ м}$$

$$\sum \Delta = 0,15 \cdot 6 = 0,9\text{м}$$

$$L_{\text{отв}} = 786,96 + 0,9 - 14,4 - 17,28 = 456,18\text{м}$$

$$\Delta = \frac{L_{\text{отв}}^{\text{пр}} - L_{\text{отв}}^3}{L_{\text{отв}}^3} \cdot 100\% = \frac{456,18 - 450}{450} \cdot 100\% = 1,3\%$$

Для наскрізних ферм з їздою низом НК:

$$\downarrow \text{НК} = \downarrow \text{ПР} - h_{\text{буд}} = 12,62 - 1,85 = 10,77 \text{ м}$$

Характеристика типів опор

Вид опор – монолітні з похилими стінками.

Фундаменти - на палях $0,4 \times 0,4 \text{ м}$.

Опора № 0: лівобережний стоян обсипного типу масивний монолітний.

Опора має передні прямі грані, задні нахилені грані з ухилом 5:1. Опора входе в ґрунт не менше ніж на 0,5 м.

Розміри підферменника опори:

$$K = t + \frac{l_n - l_p}{2} + \frac{a}{2} + n + m$$

$$K = 0,15 + \frac{23,68 - 23}{2} + \frac{0,72}{2} + 0,30 + 0,20 = 1,35\text{м}$$

Приймаємо 1,4м

Ширина стояна:

$$B = b + e_1 + 2n + 2m = 2,0 + 0,8 + 2 \cdot 0,2 + 2 \cdot 0,3 = 3,8\text{м}$$

Приймаємо 3,8 м

Проміжні опори: в даному варіанті використовуються монолітні масивні опори.

Опори № 1:

Ширина опор вздовж мосту:

$$K = \frac{l_{n1} - l_{p1}}{2} + t + \frac{l_{n2} - l_{p2}}{2} + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} + n + m$$

$$K = \frac{27.68 - 27.0}{2} + 0.15 + \frac{50.8 - 50}{2} + \frac{0.72}{2} + \frac{0.75}{2} + 0.60 + 0.50 = 2.725 \text{ м}$$

Приймаємо 2,8м

Ширина опори поперек мосту:

$$B = b + e_1 + 2n + 2m = 2.3 + 1.0 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.3 = 4.3 \text{ м}$$

Приймаємо 4,3м

Опори № 2, 6

Ширина опор вздовж мосту:

$$K = \frac{l_{n1} - l_{p1}}{2} + t + \frac{l_{n2} - l_{p2}}{2} + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} + n + m$$

$$K = \frac{50.8 - 50}{2} + 0.15 + \frac{55.8 - 55}{2} + \frac{0.75}{2} + \frac{0.75}{2} + 0.60 + 0.50 = 2.8 \text{ м}$$

Приймаємо 2,8м

Ширина опори поперек мосту:

$$B = b + e_1 + 2n + 2m = 2.3 + 1.0 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.3 = 4.3 \text{ м}$$

Опори № 3, 5

Ширина опор вздовж мосту:

$$K = \frac{l_{n1} - l_{p1}}{2} + t + \frac{l_{n2} - l_{p2}}{2} + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} + n + m$$

$$K = \frac{55.8 - 55}{2} + 0.15 + \frac{221.14 - 220}{2} + \frac{0.75}{2} + \frac{1.2}{2} + 0.60 + 0.50 = 3.2 \text{ м}$$

Приймаємо 3,2м

Ширина опори поперек мосту:

$$B = b + e_1 + 2n + 2m = 5.8 + 1.2 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.3 = 8.0 \text{ м}$$

Приймаємо 8,0м

Опора 4

Ширина опор вздовж мосту:

$$B = a_1 + n_1 + m_1 + n_2 + m_2$$

$$B = 1,0 + 0,40 + 0,60 = 2,0 \text{ м}$$

Приймаємо 2,0м

Ширина опори поперек мосту:

$$B_1 = e + a'_2 + 2n_2 + 2m_2 = 5,8 + 1,7 + 1 = 8,5 \text{ м}$$

Приймаємо 8,5м

Всі визначені геометричні розміри опор заносимо до таблиці:

Номер опори	Оголовок				Тіло опори				Ростверк			
	a1	b1	h1		a2	b2	h2		a3	b3	h3	
Оп 0	1,4	3,8	0,5	2,7	13,8	3,6	14,12	701,5	14,8	4,6	2	136,2
Оп 1	2,8	4,3	0,5	6,0	2,6	4,1	8,97	95,6	3,6	5,1	2	36,7
Оп 2	2,8	4,3	0,5	6,0	2,6	4,1	10,23	109,1	3,6	5,1	2	36,7
Оп 3	3,2	8	0,5	12,8	3	7,8	16,59	388,2	4	8,8	2	70,4
Оп 4	2	8,5	0,5	8,5	1,8	8,3	18,35	274,1	2,8	9,3	2	52,1
Оп 5	3,2	8	0,5	12,8	3	7,8	16,59	388,2	4	8,8	2	70,4
Оп 6	2,8	4,3	0,5	6,0	2,6	4,1	16,1	171,6	3,6	5,1	2	36,7
Оп.7	1,4	3,8	0,5	2,7	8	3,6	20,79	598,8	9	4,6	2	82,8
	Всього			57,5	Всього			2727,1	Всього			522

Обріз фундаменту:

$$\text{ОФ} = \text{РМВ} - 0,5 \text{ м}$$

$$\text{ОФ} = -7,88 - 0,5 \text{ м} = -8,4 \text{ м}$$

Визначення об'єму робіт та кошторисної вартості варіанту

Найменування робіт	Формула та об'єми, м ³	Одинична вартість, грн	Загальна вартість, грн
1. Шпунтове огороження -	$S = (2 \times a + 2 \times b) \times h$ $S_1 = (2 \times 7 + 2 \times 5) \times 4 = 96 \text{ м}^2$ $S_2 = (2 \times 8 + 2 \times 13) \times 6 = 252 \text{ м}^2$ $S_3 = (2 \times 9,5 + 2 \times 14,0) \times 12 = 564$ $\sum S = 2952 \text{ м}^2$	510,7	1507586,4
2. Тіло опор, м ³	$V = a \times b \times h$ $\sum V =$ $3306,6 \text{ м}^3$	5600	18516807

3. Нерозрізна прогонова будова з їздою низом під залізницю	Всього М = 994,0	2830 0	28130200
4. Сталезалізобетонні прогонові будови з їздою верхом на баласті	Метал: 20,46+130,99*4 т Об'єм бетону V=21,7+82,9*4 м ³	1800 0 5660	46259280 1999678
5. Мостове полотно пог.м колії	Всього l = 496,82 м	2680	75833046, 4
	Загальна вартість		172246597 ,8

2.1.3 Схема 3

Схема мосту

$$45,8 + 3 \times 110 + 2 \times 50,8$$

$$\downarrow \text{ПР} = \downarrow \text{РСВ} + \text{Н} + 0,5 + h_{\text{буд}} = 0,77 + 9,5 + 0,5 + 1,85 = 12,62 \text{ м}$$

$$\downarrow \text{БН} = \downarrow \text{ПР} - 0,9 = 12,62 - 0,9 = 11,72$$

$$\text{Н} = 11,72 - 5,96 = 5,76$$

$$\text{С} = 1,5 \cdot 5,76 = 8,64 \text{ м} - \text{стиснення конусами насипів русла}$$

$$\sum l_{\text{п}} = 477,4 \text{ м}$$

$$\sum b = 4 \cdot 2,4 = 9,6 \text{ м}$$

$$\sum \Delta = 0,15 \cdot 4 = 0,6 \text{ м}$$

$$L_{\text{отв}} = 477,4 + 0,6 - 9,6 - 17,28 = 451,12 \text{ м}$$

$$\Delta = \frac{L_{\text{отв}}^{\text{пр}} - L_{\text{отв}}^3}{L_{\text{отв}}^3} \cdot 100\% = \frac{451,12 - 450}{450} \cdot 100\% = 0,3\%$$

Для наскрізних ферм з їздою низом НК:

$$\downarrow \text{НК} = \downarrow \text{ПР} - h_{\text{буд}} = 12,62 - 1,85 = 10,77 \text{ м}$$

Характеристика типів опор

Вид опор – монолітні з прямими стінками.

Фундаменти - на палях 0,4x0,4 м.

Опора № 0: лівобережний стоян обсіпного типу масивний монолітний.
Опора має передні прямі грані, задні нахилені грані з ухилом 5:1. Опора входить в ґрунт не менше ніж на 0,5 м.

Розміри підферменника опори:

$$K = t + \frac{l_n - l_p}{2} + \frac{a}{2} + n + m$$

$$K = 0.15 + \frac{34.28 - 33.6}{2} + \frac{0.72}{2} + 0.30 + 0.20 = 1.35 \text{ м}$$

Приймаємо 1,4 м

Ширина стояна:

$$B = b + e_1 + 2n + 2m = 2.0 + 0.8 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.3 = 3.8 \text{ м}$$

Приймаємо 3,8 м

Проміжні опори: в даному варіанті використовуються монолітні масивні опори двохярусні.

Опори № 1:

Ширина опор вздовж мосту:

$$K = \frac{l_{n1} - l_{p1}}{2} + t + \frac{l_{n2} - l_{p2}}{2} + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} + n + m$$

$$K = \frac{34.28 - 33.6}{2} + 0.15 + \frac{111.14 - 110}{2} + \frac{0.72}{2} + \frac{1}{2} + 0.60 + 0.50 = 3.035 \text{ м}$$

Приймаємо 3.1 м

Ширина опори поперек мосту:

$$B = b + e_1 + 2n + 2m = 5.8 + 1.2 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.3 = 8.0 \text{ м}$$

Опори № 2, 3, 4

Ширина опор вздовж мосту:

$$K = \frac{l_{n1} - l_{p1}}{2} + t + \frac{l_{n2} - l_{p2}}{2} + \frac{a_1}{2} + \frac{a_2}{2} + n + m$$

$$K = \frac{111.14 - 110}{2} + 0.15 + \frac{111.14 - 110}{2} + \frac{1}{2} + \frac{1}{2} + 0.60 + 0.50 = 3.39 \text{ м}$$

Приймаємо 3,4 м

Ширина опори поперек мосту:

$$B = b + e_1 + 2n + 2m = 5.8 + 1.2 + 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0.3 = 8.0 \text{ м}$$

Приймаємо 8.0м

Всі визначені геометричні розміри опор заносимо до таблиці:

Номер опори	Оголовок				Тіло опори				Ростверк			
	a1	b1	h1		a2	b2	h2		a3	b3	h3	
Оп 0	1,4	3,8	0,5	2,7	13,7	3,6	11,41	562,7	14,8	4,6	2	1,4
Оп 1	3,1	8	0,5	12,4	2,6	4,1	6,84	72,9	3,6	5,1	2	3,1
Оп 2	3,4	8	0,5	13,6	2,6	4,1	18	191,9	3,6	5,1	2	3,4
Оп 3	3,4	8	0,5	13,6	3	7,8	18	421,2	4	8,8	2	3,4
Оп 4	3,4	8	0,5	13,6	1,8	8,3	18	268,9	2,8	9,3	2	3,4
Оп 5	1,4	3,8	0,5	2,7	13,7	7,8	19,87	2123,3	4	8,8	2	1,4
	Всього			58,5	Всього			3641	Всього			402,5

Обріз фундаменту:

$$\text{ОФ} = \text{РМВ} - 0,5 \text{ м}$$

$$\text{ОФ} = -7,88 - 0,5 \text{ м} = -8,4 \text{ м}$$

Визначення об'єму робіт та кошторисної вартості варіанту

Найменування робіт	Формула та об'єми, м3	Один ична вартість , грн	Загальна вартість, грн
1. Шпунтове огородження -	$S = (2 \times a + 2 \times b) \times h$ $S_1 = (2 \times 7 + 2 \times 5) \times 4 = 96 \text{ м}^2$ $S_2 = (2 \times 8 + 2 \times 13) \times 6 = 252 \text{ м}^2$ $S_3 = (2 \times 9,5 + 2 \times 14,0) \times 12 = 564$ $\sum S = 2952 \text{ м}^2$	510, 7	1507586,4
2. Тіло опор, м3	$V = a \times b \times h$ $\sum V = 4102 \text{ м}^3$	5600	22971200
3. Розрізна прогонова будова з їздою низом під залізницю	Всього М = 497 * 4	2830 0	28130200
4. Сталезалізобетонні прогонові будови з їздою верхом на	Метал: 54,61 т Об'єм бетону V=39,0 м ³	1800 0 5660	982980 220740

баласті			
5. Мостове полотно пог.м колії	Всього $l = 507,2$ м	2680	1359296
	Загальна вартість		55172002, 4

2.2 Підсумкові дані щодо об'ємів робіт та вартості варіантів

Варіан ти	Об'єми робіт				Повна довжина мосту	Загаль на вартість мосту, тис. грн..	Варті сть 1 п.м мосту , тис. грн.	%
	Шпу нт	Бето нні роботи, м ³	маса металу прогонових будов, т	об'єм залізобетону плити баластного корита, м ³				
Варіан т 1	2952	3433, 3	2023,3	43,4	480,2	79100, 6	164,7 2	5 1
Варіан т 2	2952	3306, 6	1538,42	353,3	496,8 2	17224 6,6	346,7	2 18
Варіан т 3	2952	4102	2042,61	39	507,2	55172	108,8	0

Висновок: обираю варіант №3.

РОЗДІЛ 3

Вибір конструкції раціональної балкової металевої прогонової будови під залізничне навантаження с14 прогоном 50 м.

В сучасних умовах для залізничних мостів середніх та великих прольотів використовуються розрізні та нерозрізні споруди із наскрізними головними фермами, які мають паралельні пояси та трикутну решітку з додатковими стояками та підвісками.

Розрізні балкові прогонові споруди застосовуються, як правило, при прольотах до 55 м. Для перекриття більших прольотів доцільно використовувати більш економічні нерозрізні двопрогонові та трипрогонові нерозрізні споруди. Основні дані для сучасних типових прогонових споруд із розрізних балкових прогонових будов наведені в типових проектах.

3.1. Огляд типових проектів розрізних прогонових споруд

3.1.1 Сталеві коробчасті прогонові будови

В даний час знаходять застосування коробчасті прогонові будови, які складаються зі зварних балок із суцільною стінкою, верхнього поясу у вигляді ребристого настилу, мостового полотна з їздою на баласті. Коробчасті прогонові будови складаються із зварних балок із суцільною стінкою, верхнього поясу у вигляді ребристого настилу, мостового полотна з їздою на баласті або безпосереднім прикріпленням рейок (рис. 3.1).

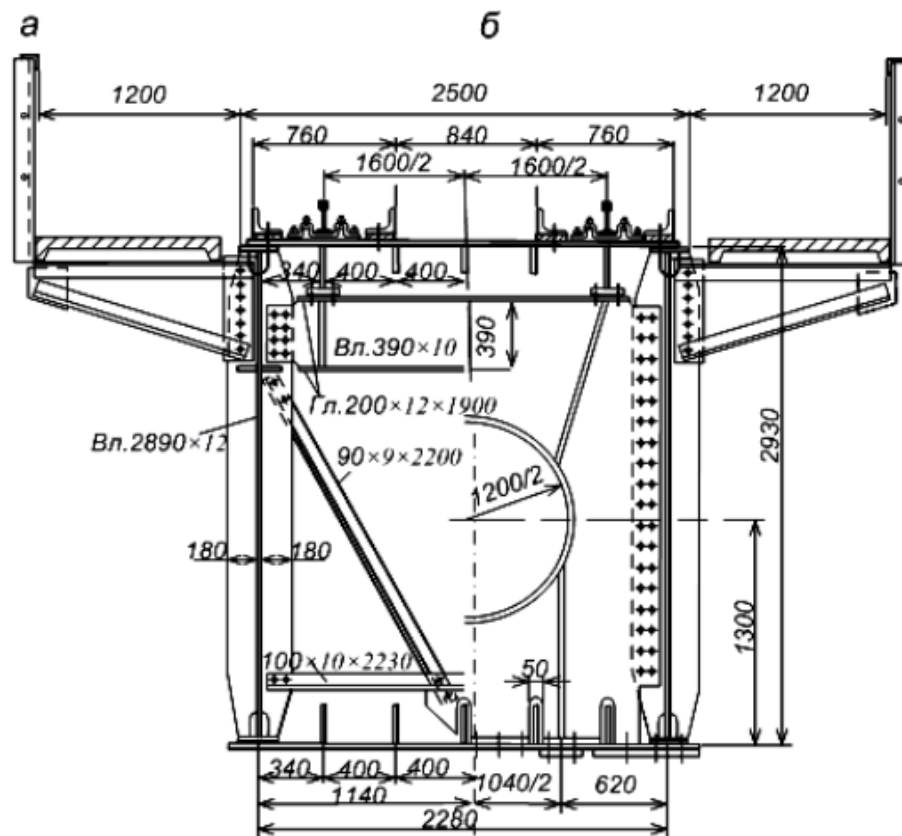


Рисунок 3.1 – Поперечний переріз болтозварної коробчастої прогонової будови з безпосереднім прикріпленням рейок до верхнього поясу: а – у прольоті; б – на опорі

Інститутом Гіпротрансміст розроблений типовий проект серія 3.501.2-143 коробчастих прогонових будов з їздою на баласті розрахунковим прольотом 33,6 і 45 м з двошарової корозійно-стійкої сталі (типовий проект серія 3.501.2-143, інв. № 1298, ГТМ, 19. 3.8) [24]. Коробчасті балки прогонової будови включають верхні і нижні горизонтальні листи, вертикальні або похилі стінки з ребрами жорсткості. Висота балок становить $(1/12 \div 1/16)$, ширина – не менше $1/25$. Верхні та нижні горизонтальні листи балок посилені ребрами зі смужової сталі, профілів, таврової або кутової форми.

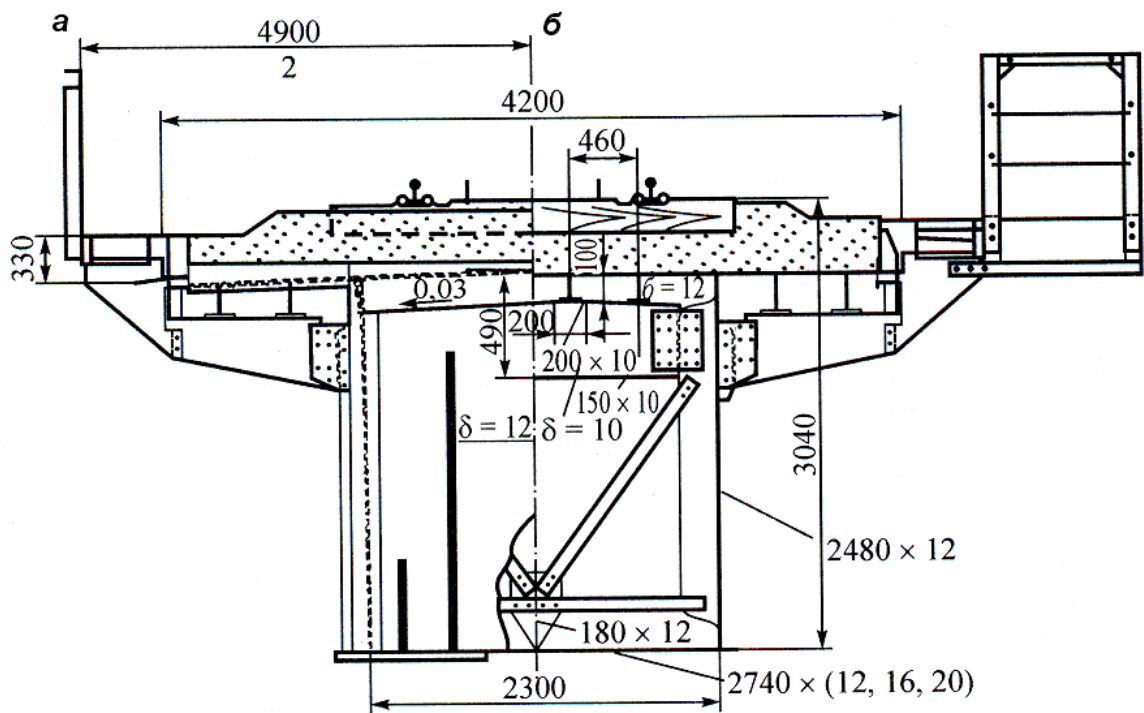


Рисунок 3.2 – Схема коробчастої прогонової будови розрахунковим прольотом 33,6 м з їздою на баласті: а – поперечний розріз у прольоті; б – те саме на опорі

Ця конструкція називається ортотропною плитою. Ортотропна плита – це зварна конструкція, що складається із сталевого листа, посиленого поздовжніми (стрінгерами) та поперечними ребрами (балками). Поздовжні та поперечні ребра мають різні переріз та крок їх розташування. Це призводить до того, що конструкція має різну жорсткість у двох ортогональних напрямках, тому вона називається ортотропною. Взаємне розташування ребер ортотропної плити в залізничних мостах одноярусне та двоярусне (рис. 3.2) [23].

Баластне корито у вигляді двоярусної ортотропної плити виконано з двошарової корозійностійкої сталі марки 09Г2С (основний шар товщиною 10 мм) та 12Х18Н10ГТ (плакувальний шар нержавіючої сталі товщиною 2 мм). Дані коробчасті прогонові будови характеризуються універсальністю, високою швидкістю монтажу та гарними експлуатаційними якостями.

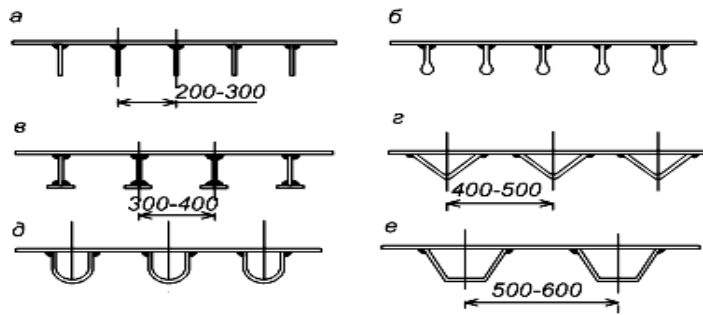


Рисунок 3.3 – Типи ребер ортотропної плити: а – зі смугової сталі; б – те саме з потовщеною кромкою; в – з таврів; г – із куточків; д – із напівкруглих профілів; е – трапецеїдальні

Однак до основних їх недоліків відносяться підвищена металомісткість і схильність до втомних ушкоджень, що продиктувало розробку більш досконалої конструкції.

3.1.2 Характеристика коробчастої прогонової будови

У 2002 р. затверджено новий типовий проект коробчастих прогонових будов (інв. № 2210), розроблений ГУП Гіпротрансшлях спільно з ВНДІЖТ, довжиною 18,2; 23,0; 27,0; 33,6 м у звичайному та північному виконаннях (рис. 3.3) [24]. Ціліснозварні головні балки П-подібного перерізу мають дві вертикальні стінки, один лист верхнього поясу і два горизонтальні листи нижнього поясу, а також діафрагми, розставлені з кроком по довжині прольоту 2-2,5 м, на які спирається лист верхнього поясу. По дну баластного корита влаштовують лист зі звичайної сталі з комплексним покриттям з металізаційно-лакофарбового, захисно-зчеплюючого та вирівнюючого шарів.

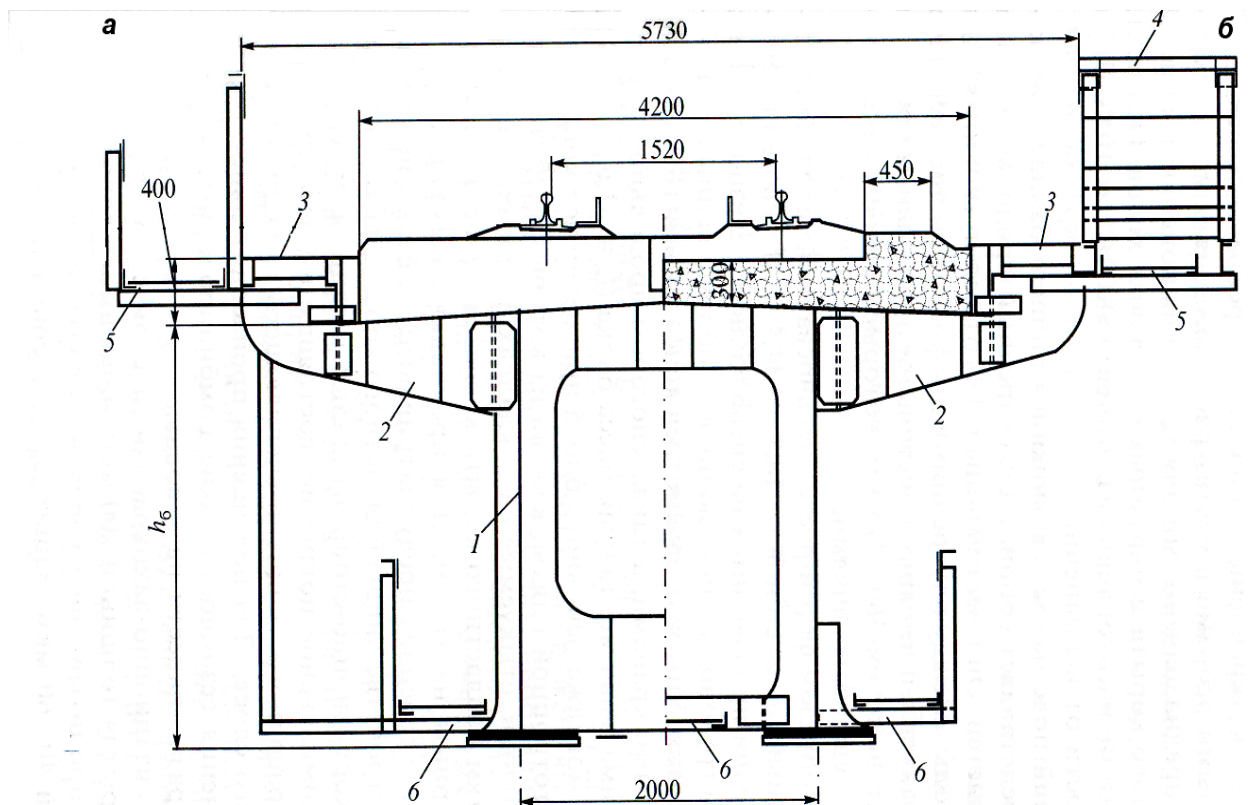


Рисунок 3.4 – Коробчаста прогонова будова за типовим проектом інв. № 2210: а – вид на опорі; б – поперечний переріз у прольоті; 1 – головна балка; 2 – консольна частина ортотропної плити; 3 – тротуар; 4 – притулок; 5 – кабельний місток; 6 – оглядовий хід

Пролітні будови складаються з головних балок (Б), консольних частин баластного корита, приєднаних до них високоміцними болтами, та експлуатаційних облаштувань у вигляді службових тротуарів, містків для прокладання кабелів різного призначення та оглядових пристроїв.

Головні балки П-подібного перерізу складаються з двох вертикальних стінок, листа верхнього поясу та двох горизонтальних листів нижнього поясу, кожен з яких у вигляді полиці тавру приварений до вертикальних стінок. Задля більшої стійкості стінки балок укріплені внутрішніми діафрагмами Д1 (в опорних перерізах - діафрагмами ДО), куди спирається лист верхнього поясу. З зовнішнього боку стінки балок укріплені горизонтальними поздовжніми ребрами жорсткості та вертикальними на

всю висоту стінки в опорних перерізах. По довжині балки вертикальні зовнішні ребра є також у верхній і нижній частинах стін між поздовжніми горизонтальними ребрами і поясами, встановлені вони в місцях розташування внутрішніх діафрагм і призначені для кріплення консольних частин баластного корита та зовнішніх оглядових ходів. Верхній пояс балок, що є дном баластового корита, являє собою зварений поздовжнім швом з двох частин листок, що має ухили $1=0,03$ від осі до країв для забезпечення відведення води. Зі стінками балки лист верхнього поясу з'єднаний за допомогою зварювання. У кожній панелі між внутрішніми діафрагмами лист верхнього поясу укріплений чотирма поздовжніми ребрами жорсткості, які приєднані до напівдіафрагм та опорних діафрагм зварними швами. Двогілкові нижні пояси балок складаються з горизонтальних листів змінної товщини по довжині прогонової будови. Гілки нижнього поясу прогонової будови $L_p=33,6$ та в середній частині посилені додатковими листами.

Консольні частини (права і ліва) по довжині прогонових будов розбиті на окремі блоки ортотропної плити БК (по 2 на прогонових будовах $L_p=18,2$ м і $L_p=23,0$ м і по 3 на прогонових будовах $L_p=27,0$ м і $L_p=33,6$ м), які стикаються за допомогою накладок та високоміцних болтів. Кожен блок БК складається з консолей (КБ) та горизонтального листа, укріпленого в поздовжньому напрямку двома ребрами жорсткості, які до нього та консолей кріпляться зварними швами. Горизонтальний лист кожного блоку з боку, віддаленого від балки, забезпечений слізником, що запобігає затіканню води на нижню поверхню листа. Консольні частини розроблені у двох варіантах: нормальної ширини 1090 мм для одноколійних прогонових будов і зменшеної ширини (880 мм), для прогонових будов, призначених для встановлення на двоколійних ділянках. Блоки консольних частин зменшеної ширини встановлюються на прогонових будовах з боку міжколії та забезпечують відстань між осями сусідніх шляхів 4200 мм.

Баластне корито прогонових будов утворюється верхнім поясом балки, горизонтальними листами консольних частин, поздовжніми бортами (БР) та торцевими бортами (Т) на кінцях прогонових будов. Поздовжні борти баластового корита встановлюються на блоках консольних частин уздовж кромки, віддаленої від осі прогонової будови. По довжині прогонових будов борти розбиті на секції, які між собою не стикаються. Поздовжні борти розроблені трьох типів: нормальної висоти 400 мм для одноколійних прогонових будов, зниженої - 200 мм для прогонових будов мостів на двоколійних ділянках і підвищеної - 700 мм Для прогонових будов, призначених для встановлення на кривих частках колії. Знижені бортики встановлюються на сусідніх прогонових будовах з боку міжколії і зазор між ними перекривається листом, що дає можливість створення загальної баластної призми під обидва шляхи.

Підвищені бортики встановлюються на проліт-будовах із зовнішньої сторони кривої при перевищенні рейки $h_r > 90$ мм. Торцеві бортики для одноколійних прогонових будов розроблені трьох типів:

Т1 - для поєднання з підвалинами;

Т2 - для сполучення з прогоновим будовою багатопрогонового моста;

Т3 - для прогонових будов на кривих.

Для прогонових будов, що встановлені на двоколійних ділянках, торцеві бортики розроблені двох типів:

Т4 - для поєднання з підвалинами;

Т5 - для поєднання з прогоновим будовою багатопрогонового мосту. Торцеві борти складаються з двох секцій (ТБ), що стикаються по осі прогонової будови за допомогою стикових накладок. Зазор між торцевими борти сусідніх прогонових будов на двоколійній ділянці також перекривається накладками. Кріплення бортів до горизонтального листа ортотропної плити здійснюється на міцних болтах.

До консольних частин баластного корита за допомогою стикових накладок кріпляться консолі тротуарів, якими укладається тротуарний

настил. Настил кожного тротуару поділено за довжиною прогонової будови на окремі блоки - плити настилу (ЦТ). Блок (плита) тротуарного настилу являє собою зварювальну конструкцію, що складається з двох швелерів, з'єднаних чотирма розпірками зварного таврового перерізу, до верхніх горизонтальних полиць яких приварений лист із просічно-витяжної сталі. Всі прогонові будови забезпечені сховищами. На прогонових будівлях $L_p = 27, 0$ і $33,6$ м передбачено влаштування двох притулків (по одному з кожного боку ближче до кінців), на прогонових будівлях $L_p = 18,2$ і $23,0$ м - по одному в середині прольоту для можливості використання їх на багатопрогонових мостах в районах із середньою температурою повітря нижче мінус 40°C (північне виконання А і Б). мостового полотна на залізничних мостах, залежно від кліматичного району, швидкостей руху на лінії та інших місцевих умов експлуатації. Тротуари та притулку забезпечені перильною огорожею зі стійок (СТ) та поручня (П) із прокату кутового перерізу та перильного заповнення із круглого прокату та швелера (ЗП).

Оглядові пристрої на прогонових будівлях представлені поздовжніми оглядовими ходами, розташованими в рівні нижнього поясу головної балки. На прогонових будівлях $L_p=23,0\ldots33,6$ м оглядові ходи розташовані як у внутрішній порожнині, так і із зовнішніх сторін, на прогоновому будові $L_p=18,2$ м тільки у внутрішній порожнині. Настил оглядових ходів, розділений на секції (НСХ) по довжині прогонових будов, складається з двох прогонів кутового перерізу з привареним до них металевим листом із просічно-витяжної сталі. Внутрішній оглядовий хід прокладається по розпірках між стінками балки, зовнішні - спеціальними консолями (КСГ) з кутового прокату, що кріпляться до вертикальних ребрів жорсткості, розташованим у нижній частині балки. Зовнішні ходи забезпечені перильною огорожею, аналогічною огорожі тротуарів. Для спуску з тротуарів на зовнішні оглядові ходи передбачені сходи у вигляді металевих сходів (Л1). На одноколійних ділянках сходи влаштовуються на обох

кінцях прогону по одному з кожного тротуару, на двоколійних - на обох кінцях моста з польових сторін прогонових будов (по одному на кожному). По обох кінцях оглядових ходів передбачені сходи для спуску на підфермові майданчики опор. 5.8. Опорні частини прийняті за типовою документацією серія 3.501.1-129 "Опорні частини залізобетонних прогонових будов завдовжки від 4,0 до 34,2 м для залізничних мостів": типів Т2Н та Т2П - для прогонової будови $L_p = 18,2$ м; типів СН та СП-для прогонових будов $L_p=23,0$; 27,0 та 33,6 м.

Згідно з вказівками п. 4.18 ДБН В.2.3-14:2006 [5] розрахункову схему для конструкції прогонових споруд слід приймати з урахуванням їх проектної схеми. Для спрощення розрахунку просторову конструкцію прогонових споруд розділяють звичайно на окремі площинні системи – головні балки, 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.

В цьому випадку розрахункова схема приймається у вигляді балки на двох опорах.

РОЗДІЛ 4

Розрахунок балкової металевої прогонової будови під залізничне навантаження с14 прогоном 50 м

4.1. Вибір розрахункової схеми

З метою спрощення розрахунку і в запас міцності для балки прогонової будови дозволяється приймати розрахункову схему у вигляді однопрогінної простої балки, прогін якої дорівнює $L_p=50$ м, повна довжина прогонової споруди становить $L_n=50,8$ м.

Нормативне вертикальне навантаження від власної ваги конструкції визначається за проектними об'ємами елементів і частин конструкції, включаючи постійні оглядові пристосування і дроти ліній електрифікації і зв'язку, трубопроводи і інші комунікації. Для балкових прогонових будов навантаження від власної ваги допускається приймати рівномірно розподіленим по довжині прогону, якщо величина його на окремих ділянках відхиляється від середньої величини не більше, ніж на 10%.

Вагу зварних швів, а також частин високоміцних болтів з гайками і двома шайбами припускається приймати у відсотках до загальної ваги металу для болтозварних – шви 1,0% гайки та болти – 4,0 %, у зварних – швах – 2%.

Нормативне горизонтальне поздовжнє навантаження від гальмування рухомого складу або сили тяги для одноколійних залізничних мостів приймається в розмірі 10% від ваги тимчасового вертикального навантаження згідно з п.2.26 (с. 41 норм [1]). Нормативне горизонтальне поперечне навантаження від ударів рухомого складу незалежно від кількості колій на мосту приймається у вигляді рівномірно розподіленого навантаження, що прикладене на рівні верха головки рейки. Величина такого навантаження від поїздів на залізницях загальної мережі становить $0.59K$ кН/м (0.06 тс/м колії), де K - клас навантаження СК.

Нормативний температурний кліматичний вплив необхідно враховувати при розрахунку переміщень у мостах усіх систем, при визначенні зусиль у

зовні статично невизначених системах, а також при розрахунку елементів сталезалізобетонних прогонових будов. Температуру елементів зі складним поперечним перерізом слід визначати як середньозважену за температурою окремих елементів (стінок, полиць та ін.). Величини коефіцієнтів η для різних комбінацій тимчасових навантажень і впливів наведено в довідковому додатку Д на с. 235 норм [1].

Величини навантажень і впливів для розрахунку конструкцій по всіх групах граничних станів приймають відповідно до таблиці 2.2., с. 31 норм [1] з коефіцієнтами надійності за навантаженням γ_f (за пп. 2.10, 2.28 і 2.36 для відповідних нормативних навантажень і впливів), з динамічними коефіцієнтами $1 + \mu$ або $1 + \frac{2}{3} \cdot \mu$ та коефіцієнтами відповідальності γ_n (п.2.3.1, с.30 норм [1]).

Для врахування відповідальності моста, що характеризується економічними, соціальними і екологічними наслідками її відмови, при визначенні розрахункових навантажень і впливів необхідно встановити три рівня, яким відповідають коефіцієнти γ_n . Якщо інше не передбачене замовником, відповідальність споруд слід приймати за таблицею 2.3 (с.31 норм [1]).

Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f для постійних навантажень і впливів, зазначених у пп.2.4-2.9 (с.35 норм [1]), слід приймати за табл.2.5.

При розрахунках конструкцій на витривалість навантаження СК необхідно вводити до розрахунків з коефіцієнтами $\varepsilon \leq 1$, що враховують наявність у потягах тільки перспективних локомотивів і вагонів, а також відсутність важких транспортерів. Величина коефіцієнта ε наведена в табл. 2.6, с.34 норм [1].

Динамічні коефіцієнти $1 + \mu$ до навантажень від рухомого складу залізниць до вертикальних навантажень СК, $\varepsilon_{СК}$, а також до навантажень від автомобілів АК (включаючи тиск одиночної осі), потягів метрополітену і трамвая приймають відповідно до п. 2.28 (с.34 норм [1]).

Для визначення зусиль (M та Q) необхідно побудувати лінії впливу зусиль в небезпечних перерізах балки (рис. 4.1).

Для визначення максимального моменту при розрахунках на міцність - для небезпечному перерізу балки в середині прольоту, а для поперечної сили Q - для перерізу над опорою.

Для розрахунків на витривалість найбільш небезпечним буде переріз в чверті прольоту балки.

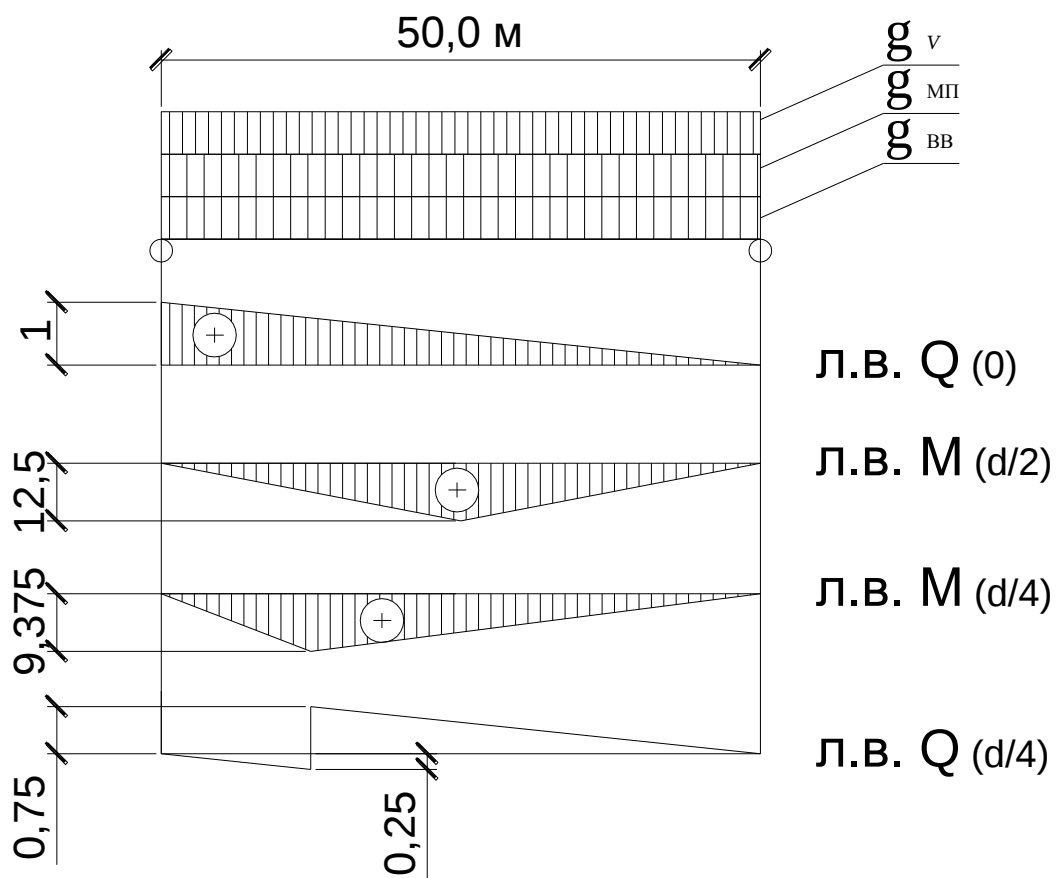


Рисунок – 4.1 Розрахункова схема поздовжньої балки, лінії впливу M та Q

$$\text{Епюра 1: } \lambda=50, \alpha=0, \omega_{Q_0} = \frac{d}{2} = 25 \text{ м};$$

$$\text{Епюра 2: } \lambda=50, \alpha=0,5,; \omega_{M_{d/2}} = \frac{d^2}{8} = 312.5 \text{ м}$$

$$\text{Епюра 3: } \lambda=50, \alpha=0.25, \omega_{M_{d/4}} = \frac{3d^2}{32} = 234.38 \text{ м};$$

$$\text{Епюра 4: } \lambda=37,5, \alpha=0, \omega_{Qd/4} = 0,75 \frac{3d}{8} = 14,06 \text{ м.}$$

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.

4.2. Варіант 1. Балка болтозварної коробчастої прогонової будови з безпосереднім прикріпленням рейок до верхнього поясу

4.2.1 Визначення навантажень та зусиль прогонової будови

Нормативну величину інтенсивності власної ваги балки можна прийняти за формулою

$$q_{\text{вв}}^{\text{н}} = (0,2 \cdot d + 1) = (0,2 \cdot 50 + 1) = 11 \text{ кН/м кН/м.}$$

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 кількості кріплень на 1 кілометр ж / д шляху, зазвичай становить 1840 шт / км. При рейках Р-65 загальна нормативна вага із двома тротуарами становить – 6,9 кН/м колії.

$$q_{\text{мп}}^{\text{н}} = \frac{6,9}{2} = 3,45 \text{ кН/м}$$

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

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

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. Задане розрахункове навантаження $K=14$.

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

$$q_{\text{св}}^{\text{м}} = q_{\text{св}}^{\text{н}} \cdot \gamma_{fn} = 11 \cdot 1.1 = 12.1 \text{ кН/м};$$

$$q_{\text{мн}}^{\text{м}} = q_{\text{мн}}^{\text{н}} \cdot \gamma_{fn} = 3.45 \cdot 1.1 = 3.8 \text{ кН/м};$$

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

$$q_m^{\text{м}} = q_m^{\text{н}} \cdot \gamma_{fm} (1 + \mu) = \frac{\nu \cdot K}{2} \cdot \gamma_{fm} (1 + \mu),$$

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

$$\gamma_{fr} = 1.3 - 0.003\lambda = 1.3 - 0.003 \cdot 50 = 1,15;$$

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

$$1 + \mu = 1 + \frac{18}{30 + \lambda} = 1 + \frac{18}{30 + 50} = 1,23$$

Розрахункове тимчасове навантаження:

- при визначенні максимального моменту для розрахунків на міцність:

$$\lambda=50 \text{ м та } \alpha=0,5, \nu=9,875$$

$$q_m^H = \frac{\nu \cdot K}{2} = \frac{9,875 \cdot 14}{2} = 69,125 \text{ кН/м}$$

$$q_v^P = \gamma_f \cdot q_{m0}^H = 1,15 \cdot 69,125 = 79,5 \text{ кН/м};$$

при визначенні максимальної поперечної сили для розрахунків на міцність: $\lambda=50$ та $\alpha=0$, $\nu=11,29$

$$q_m^H = \frac{\nu \cdot K}{2} = \frac{11,29 \cdot 14}{2} = 79,0 \text{ кН/м}$$

$$q_v^P = \gamma_f \cdot q_{m0,5}^H = 1,15 \cdot 79 = 90,9 \text{ кН/м};$$

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

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

$$= [12,1 + 3,8 + 79,5 \cdot 1,23] \cdot 312,5 = 39963,07 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

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

$$= [12,1 + 3,8 + 90,9 \cdot 1,23] \cdot 25 = 3396,59 \text{ кН};$$

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

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

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

$$1 + \frac{2}{3} \mu = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{18}{30 + \lambda} = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{18}{30 + 50} = 1,15;$$

ϵ – коефіцієнт, що визначається в залежності від довжини лінії впливу $\lambda=50$; $\epsilon=1$;

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

$$M_{max}^e = \left[(q_{\text{вс}}^n + q_{\text{мн}}^n) + \frac{v_2 \cdot K}{2} \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \cdot \epsilon \right] \cdot \omega_{\text{л.в.}M_{d/2}} = [(11 + 3.45) + 79.5 \cdot 1.15 \cdot 1] \cdot 312.5 = 31810,5 \text{ кНм};$$

$$M_{min}^e = (q_{\text{вс}}^n + q_{\text{мн}}^n) \cdot \omega_{\text{л.в.}M_{d/2}} = (11 + 3.45) \cdot 312.5 = 6968,75 \text{ кНм};$$

$$M_{max}^m = \left[(q_{\text{вс}}^n \cdot \gamma_{fn} + q_{\text{мн}}^n \cdot \gamma_{fmn}) + \frac{v_m \cdot K}{2} \cdot \gamma_{mn} (1 + \mu) \right] \cdot \omega_{\text{л.в.}M_{d/4}} = [12.1 + 3.8 + 85.2 \cdot 1.23] \cdot 234.38 = 30207,82 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{max\ d/4} = \left[(q_{\text{вс}}^p + q_{\text{мн}}^p) + \frac{v_2 \cdot K}{2} (1 + \mu) \right] \cdot \omega_{\text{л.в.}Q_{d/4}} = [(12.1 + 3.8) + 85.2 \cdot 1,23] \cdot 14.06 = 1812,5 \text{ кН};$$

4.2.2. Підбір перерізу головної балки

Переріз головної балки приводимо до спрощеного перерізу – симетричного двотавра, поперечний переріз якого складається з двох горизонтальних листів (поясів) та одного вертикального листа (стілки).

За умови мінімальної витрати сталі висота балок h має бути призначена в межах, що близько до типових проектів. Приймаємо такі розміри перерізу поздовжньої балки:

приймаю:

$$h_6 = 380 \text{ см}; \quad b_{fv} = 60 \text{ см}; \quad t_{fv} = 4 \text{ см}; \quad b_{fn} = 60 \text{ см}; \quad t_{fn} = 6 \text{ см},$$

$$t_w = 2.4 \text{ см}$$

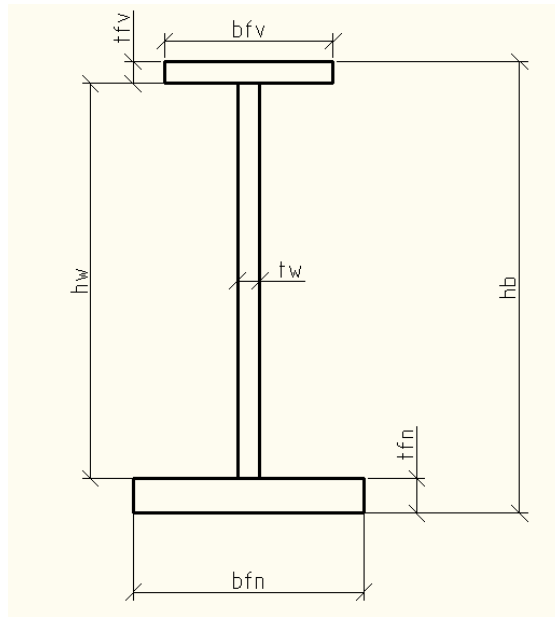


Рисунок – 4.2 Приведений переріз балки

Площа перерізу балки: $A_b = (h_b - t_{fn} - t_{fv}) \cdot t_w + (b_{fn} \cdot t_{fn}) + (b_{fv} \cdot t_{fv}) = 1488 \text{ см}^2$;

Статичний момент площі балки, відносно осі, що проходить через нижню грань перерізу:

$$S_b = \left(b_{fn} \cdot t_{fn} \cdot \frac{t_{fn}}{2} \right) + \left(h_w \cdot t_w \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_{fn}}{2} \right) \right) + \left(b_{fv} \cdot t_{fv} \cdot \left(\frac{t_{fv}}{2} + h_w + t_{fn} \right) \right);$$

$$S_b = 261408 \text{ см}^3$$

Положення центру ваги:

$$x = \frac{S_b}{A_b} = \frac{261408}{1488} = 175.68 \text{ см};$$

Момент інерції зведеного перерізу відносно осі, що проходить через центр ваги:

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

$$I_{бр} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + \left(\frac{b_{fn} \cdot t_{fn}^3}{12} + b_{fn} \cdot t_{fn} \cdot a_n^2 \right) + \left(\frac{b_{fv} \cdot t_{fv}^3}{12} + b_{fv} \cdot t_{fv} \cdot a_v^2 \right);$$

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

$$h_w = h_o - t_{fn} - t_{fv} = 380 - 6 - 4 = 370 \text{ см};$$

$$a_n = x - \frac{t_{fn}}{2} = 173.89 - \frac{6}{2} = 170.89 \text{ см};$$

$$a_v = h_b - x - \frac{t_{fv}}{2} = 204.11 \text{ см};$$

$$I_{op} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + \left(\frac{b_{fn} \cdot t_{fn}^3}{12} + b_{fn} \cdot t_{fn} \cdot a_n^2 \right) + \left(\frac{b_{fv} \cdot t_{fv}^3}{12} + b_{fv} \cdot t_{fv} \cdot a_v^2 \right) = 30690559.209; \text{ см}^4;$$

$$W_{op} = \frac{I_{op}}{\chi c} = \frac{30690559.209}{175.68} = 174698.37 \text{ см}^3$$

$$W_{nt} = 0.85 \cdot W_{op} = 0.85 \cdot 174698.37 = 148493.62 \text{ см}^3$$

$$I_{nt} = \frac{W_{nt} h_o}{2} = \frac{148493.62 \cdot 380}{2} = 28213787.125 \text{ см}^4$$

4.2.3. 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;

$$\frac{A_{f \min}}{A_w} = \frac{240}{888} = 0,3$$

$$\frac{A_{f \min} + A_w}{A_b} = \frac{240 + 888}{1488} = 0,8$$

$$\chi = 1,097$$

$$\sigma = \frac{3996307}{1.097 \cdot 148493.62} \leq 29,5 \cdot 0,9 \quad - \text{ умова виконана.}$$

$$24.533 < 26,55 \text{ кН / см}^2$$

4.2.4. 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

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

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

$$Q_{\max}^M = 3396.59 \text{ кН};$$

S^{widc} – статичний момент половини перерізу балки відносно нейтральної осі:

$$S^{widc} = b_{fn} \cdot t_{fn} \cdot a_n + t_w \cdot \frac{h_w}{2} \cdot X_c = 140164.645$$

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

$$I_{\text{бр}} = 30690559.209 \text{ см}^4;$$

χ_2 – коефіцієнт, що визначається за формулою

$$\chi_2 = 1,25 - 0,25 \frac{\tau_{\min,ef}}{\tau_{\max,ef}};$$

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

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

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

$$S^n = b_{fv} \cdot t_{fv} \cdot \left(h_b - X_c - \frac{t_{fv}}{2} \right) = 48557.419 \text{ см}^2$$

$$S^{nn} = t_w \cdot \frac{h_w}{4} \cdot \frac{h_w}{2} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 140164.645 \text{ см}^2$$

$$\chi_2 = 1.25 - 0.25 \cdot \frac{48557.419}{140164.645} = 1.163$$

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

$$\tau = \frac{3396.59 \cdot 140164.645}{1.163 \cdot 2.4 \cdot 30690559.209} \leq 0.58 \cdot 29.5 \cdot 0.9 \quad - \text{ умова виконана.}$$

$$5.556 < 15,4 \text{ кН} / \text{см}^2$$

4.2.5. Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість

Ця перевірка виконується за формулою

$$\sigma_{\max, ef}^6 = \frac{M_{\max}^6}{\chi_3 \cdot W_{nt}} \leq \gamma_w \cdot R_y \cdot m,$$

де $M_{\max}^B$ – максимальний згинальний момент в поздовжній балці для розрахунку на витривалість; $M_{\max}^B = 3181050 \text{ кНм}$;

W_{nt} – момент опору нетто перерізу балки; $W_{nt} = 148493.616 \text{ см}^3$;

χ_3 – коефіцієнт, який приймається рівним 1,05;

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

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

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

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

ν – коефіцієнт, що залежить від довжини завантаження лінії впливу при $\lambda \geq 22m$ $\nu = 1$;

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

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

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

$$\rho = \frac{\sigma_{\min, ef}}{\sigma_{\max, ef}} = \frac{M_{\min}^6}{M_{\max}^6}.$$

$$\rho = \frac{696875}{3181050} = 0,22$$

$$\gamma_w = \frac{1}{1 \cdot 1.0 \cdot [(0.72 \cdot 1.1 + 0.24) - (0.72 \cdot 1.1 - 0.24) \cdot 0.22]} \leq 1$$

$$\gamma_w = 1.098 \quad \text{приймаю } \gamma_w = 1$$

$$\frac{3181050}{1.05 \cdot 148493.616} \leq 1 \cdot 29.5 \cdot 0.9 \quad - \text{ умова виконана}$$

$$20.402 \leq 26,55 \text{ кН} / \text{см}^2$$

4.2.6. Перевірка стінки балки при сумісній дії нормальних та дотичних

напружень

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

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 $\sigma_y = 0$;

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

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

$$p = \frac{24,5K}{2 \cdot 100} \cdot \gamma_{fm} \cdot (1 + \mu) = \frac{24,5 \cdot 14}{2 \cdot 100} \cdot 1,284 \cdot 1,54 = 3,39$$

$$\sigma_y = \frac{3,9}{2,4} = 1,4$$

$$M_{\max}^M = \left[(q_{66}^H \cdot \gamma_{fn} + q_{mn}^H \cdot \gamma_{fmm}) + \frac{\nu_M \cdot K}{2} \cdot \gamma_{mn} (1 + \mu) \right] \cdot \omega_{л.в.М d/4} =$$
$$= [12,1 + 3,8 + 85,2 \cdot 1,23] \cdot 234,38 = 30207,82 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{\max}^{d/4}}{t_w \cdot h_w} = \frac{1812,5}{2,4 \cdot 370} = 1,2 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\sigma_x = \frac{M_{\max}^M}{I_{mm}} Xc = \frac{3020782}{26086975,328} \cdot 175,677 = 8,476 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\sqrt{8,476^2 - 8,476 \cdot 1,2 + 3 \cdot 1,2^2} \leq 1,15 \cdot 29,5 \cdot 0,9 \text{ кН} / \text{см}^2 - \text{умова виконана.}$$

$$8,124 < 30,5 \text{ кН} / \text{см}^2$$

4.2.8. 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 $2h_b$ та 2,0м.

Ширина ребер жорсткості b_h визначається за формулою:

$$b_h = \frac{h_w}{30} + 40_{мм} = \frac{370}{30} + 40 = 52.3_{мм}, \text{ прийнята ширина } 80 \text{ мм}$$

необхідна товщина ребра

$$t_h = 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 8.0 \cdot \sqrt{\frac{29.5}{2 \cdot 10^4}} = 0.63_{см} = 1.0 \text{ см}$$

4.3. Варіант 2. Балка зварної коробчастої прогонової будови з їздою на баласті

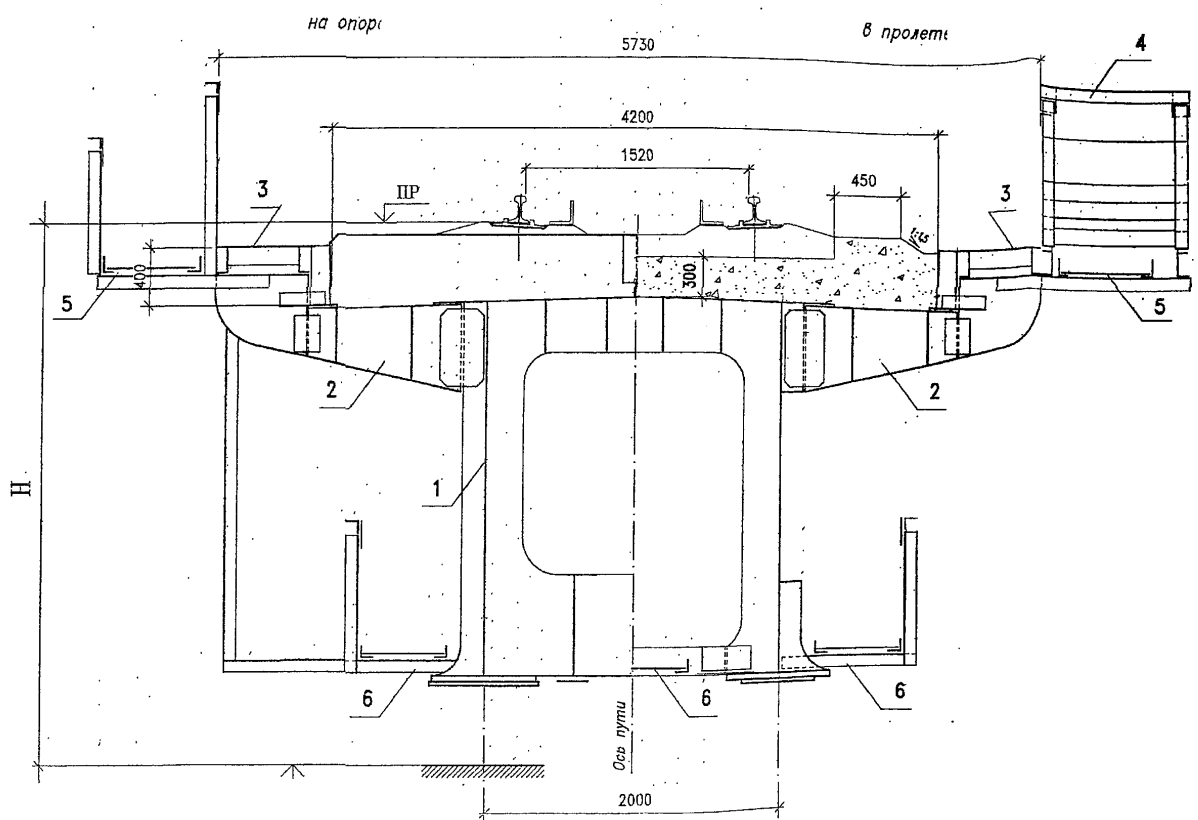


Рисунок – 4.3 Схема балки прогонової будови

4.3.1 Визначення навантажень та зусиль прогонової будови

Нормативну величину інтенсивності власної ваги балки можна прийняти за типовим проектом:

Елемент	Нормативн а вага, кН/м	γ	Розрахунков а вага, кН/м
---------	---------------------------	----------	-----------------------------

Метал	28,2	1,1	31,02
Баласт	20,0	1,3	26
Рейки шпали	7,1	1,1	7,81
Всього	55,3		64,83

Нормативна інтенсивність тимчасового вертикального навантаження (q^H_T) на балку визначається за формулою:

$$q = v \cdot K,$$

де v - 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. Задане розрахункове навантаження $K=14$.

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

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

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

$$\gamma_{fr} = 1.3 - 0.003\lambda = 1.3 - 0.003 \cdot 50 = 1.15;$$

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

$$1 + \mu = 1 + \frac{18}{30 + \lambda} = 1 + \frac{18}{30 + 50} = 1.23$$

Розрахункове тимчасове навантаження:

- при визначенні максимального моменту для розрахунків на міцність:

$$\lambda=50 \text{ м та } \alpha=0,5, \nu=9,875$$

$$q_m^H = \nu \cdot K = 138,3 \text{ кН/м}$$

$$q_v^P = \gamma_f \cdot q_{m0}^H = 1.15 \cdot 138,3 = 159,0 \text{ кН/м};$$

при визначенні максимальної поперечної сили для розрахунків на міцність: $\lambda=50$ та $\alpha=0$, $\nu=11,29$

$$q_m^H = \nu \cdot K = 158,1 \text{ кН/м}$$

$$q_v^P = \gamma_f \cdot q_{m0,5}^H = 1.15 \cdot 158,1 = 181,8 \text{ кН/м};$$

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

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

$$= [64,83 + 159 \cdot 1.23] \cdot 312.5 = 81121,78 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

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

$$= [56,1 + 159 \cdot 1.23] \cdot 25 = 7187,43 \text{ кН};$$

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

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

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

$$1 + \frac{2}{3} \mu = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{18}{30 + \lambda} = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{18}{30 + 50} = 1.15;$$

ϵ – коефіцієнт, що визначається в залежності від довжини лінії впливу $\lambda=50$; $\epsilon=1$;

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

$$M_{max}^e = \left[(q_{\text{вс}}^n + q_{\text{мн}}^n) + \frac{v_2 \cdot K}{2} \left(1 + \frac{2}{3} \mu \right) \cdot \epsilon \right] \cdot \omega_{\text{л.в.}M_{d/2}} = [(55,3) + 138,3 \cdot 1,15 \cdot 1] \cdot 312,5 = 66964,8 \text{ кНм};$$

$$M_{min}^e = (q_{\text{вс}}^n + q_{\text{мн}}^n) \cdot \omega_{\text{л.в.}M_{d/2}} = (55,3) \cdot 312,5 = 17281,25 \text{ кНм};$$

$$M_{max}^m = \left[(q_{\text{вс}}^n \cdot \gamma_{fn} + q_{\text{мн}}^n \cdot \gamma_{fmn}) + \frac{v_m \cdot K}{2} \cdot \gamma_{mn} (1 + \mu) \right] \cdot \omega_{\text{л.в.}M_{d/4}} = [64,83 + 170,4 \cdot 1,23] \cdot 234,38 = 64111,72 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{max\ d/4} = \left[(q_{\text{вс}}^p + q_{\text{мн}}^p) + \frac{v_2 \cdot K}{2} (1 + \mu) \right] \cdot \omega_{\text{л.в.}Q_{d/4}} = [(64,83) + 170,4 \cdot 1,23] \cdot 14,06 = 3846,7 \text{ кН};$$

4.3.2. Підбір перерізу головної балки

Головна балка конструюється у вигляді «П» подібного перерізу з симетричних двотаврів, поперечний переріз якого складається з двох горизонтальних листів (поясів) та одного вертикального листа (стілки), що об'єднано зверху металевим суцільним листом.

За умови мінімальної витрати сталі висота балок має бути призначена в межах, що близько до типових проектів. Приймаємо такі розміри перерізу головної балки:

приймаю:

$$h_0 = 380 \text{ см}; \quad b_{fv} = 240 \text{ см}; \quad t_{fv} = 2 \text{ см}; \quad b_{fn} = 2 \times 60 \text{ см}; \quad t_{fn} = 6 \text{ см},$$

$$t_w = 2 \times 2 \text{ см}$$

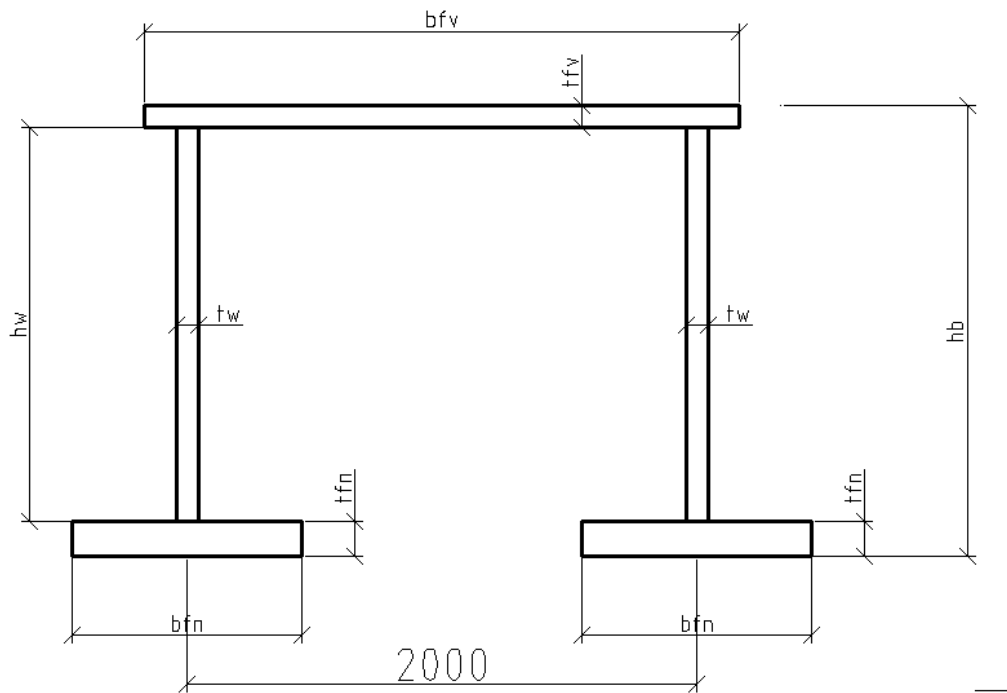


Рисунок – 4.4 Приведений переріз балки

Площа перерізу балки: $A_b = (h_b - t_{fn} - t_{fv}) \cdot t_w + (b_{fn} \cdot t_{fn}) + (b_{fv} \cdot t_{fv}) = 2688 \text{ см}^2$;

Статичний момент площі балки, відносно осі, що проходить через нижню грань перерізу:

$$S_b = \left(b_{fn} \cdot t_{fn} \cdot \frac{t_{fn}}{2} \right) + \left(h_w \cdot t_w \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_{fn}}{2} \right) \right) + \left(b_{fv} \cdot t_{fv} \cdot \left(\frac{t_{fv}}{2} + h_w + t_{fn} \right) \right);$$

$$S_b = 469776 \text{ см}^3$$

Положення центру ваги:

$$x = \frac{S_b}{A_b} = \frac{469776}{2688} = 174.77 \text{ см};$$

Момент інерції зведеного перерізу відносно осі, що проходить через центр ваги:

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

$$I_{\text{бп}} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + \left(\frac{b_{\text{fn}} \cdot t_{\text{fn}}^3}{12} + b_{\text{fn}} \cdot t_{\text{fn}} \cdot a_n^2 \right) + \left(\frac{b_{\text{fv}} \cdot t_{\text{fv}}^3}{12} + b_{\text{fv}} \cdot t_{\text{fv}} \cdot a_v^2 \right);$$

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

$$h_w = h_{\text{б}} - t_{\text{fn}} - t_{\text{fv}} = 380 - 6 - 2 = 372 \text{ см};$$

$$a_n = x - \frac{t_{\text{fn}}}{2} = 174,77 - \frac{6}{2} = 171,77 \text{ см};$$

$$a_v = h_b - x - \frac{t_{\text{fv}}}{2} = 204,23 \text{ см};$$

$$I_{\text{бп}} = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + \left(\frac{b_{\text{fn}} \cdot t_{\text{fn}}^3}{12} + b_{\text{fn}} \cdot t_{\text{fn}} \cdot a_n^2 \right) + \left(\frac{b_{\text{fv}} \cdot t_{\text{fv}}^3}{12} + b_{\text{fv}} \cdot t_{\text{fv}} \cdot a_v^2 \right) = 58426126.383; \text{ см}^4;$$

$$W_{\text{бп}} = \frac{I_{\text{бп}}}{X_c} = \frac{58426126.383}{174,77} = 334307.05 \text{ см}^3$$

$$W_{\text{нт}} = 0.85 \cdot W_{\text{бп}} = 0.85 \cdot 334307.05 = 284160.99 \text{ см}^3$$

$$I_{\text{нт}} = \frac{W_{\text{нт}} h_{\text{б}}}{2} = \frac{284160.99 \cdot 380}{2} = 53990588.23 \text{ см}^4$$

4.3.3. Перевірка перерізу балки на міцність за нормальними напруженнями

Перевірка балок за нормальними напруженнями проводиться за формулою

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

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;

$$\frac{A_{f \min}}{A_w} = \frac{480}{1488} = 0,3$$

$$\frac{A_{f \min} + A_w}{A_b} = \frac{480 + 1488}{2688} = 0,7$$

$$\chi = 1,145$$

$$\sigma = \frac{8112178}{1.145 \cdot 284160.99} \leq 29,5 \cdot 0,9 \quad - \text{ умова виконана.}$$

$$24.933 < 26,55 \text{ кН} / \text{см}^2$$

4.2.4. 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

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

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

$$Q_{\max}^M = 7187.43 \text{ кН};$$

S^{widc} – статичний момент половини перерізу балки відносно нейтральної осі:

$$S^{widc} = b_{fn} \cdot t_{fn} \cdot a_n + t_w \cdot \frac{h_w}{2} \cdot X_c = 253700.143$$

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

$$I_{\bar{o}p} = 58426126.383 \text{ см}^4;$$

χ_2 – коефіцієнт, що визначається за формулою

$$\chi_2 = 1,25 - 0,25 \frac{\tau_{\min,ef}}{\tau_{\max,ef}};$$

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

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

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

$$S^n = b_{fv} \cdot t_{fv} \cdot \left(h_b - X_c - \frac{t_{fv}}{2} \right) = 98031.429 \text{ см}^2$$

$$S^{nn} = t_w \cdot \frac{h_w}{4} \cdot \frac{h_w}{2} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = 253700.143 \text{ см}^2$$

$$\chi_2 = 1.25 - 0.25 \cdot \frac{98031.429}{253700.143} = 1.153$$

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

$$\tau = \frac{7187.43 \cdot 253700.143}{1.153 \cdot 4 \cdot 58426126.383} \leq 0.58 \cdot 29.5 \cdot 0.9 \quad - \text{ умова виконана.}$$

$$6,765 < 15,4 \text{ кН} / \text{см}^2$$

4.3.5. 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 поздовжній балці для розрахунку на витривалість; $M_{\max}^B = 6696480 \text{ кНм}$;

W_{nt} – момент опору нетто перерізу балки; $W_{nt} = 284160.991 \text{ см}^3$;

χ_3 – коефіцієнт, який приймається рівним 1,05;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$\rho = \frac{1728125}{6696480} = 0,258$$

$$\gamma_w = \frac{1}{1 \cdot 1.0 [(0.72 \cdot 1.1 + 0.24) - (0.72 \cdot 1.1 - 0.24) \cdot 0.258]} \leq 1$$

$$\gamma_w = 1.124 \quad \text{приймаю } \gamma_w = 1$$

$$\frac{6696480}{1.05 \cdot 284160.991} \leq 1 \cdot 29.5 \cdot 0.9 \quad - \text{ умова виконана}$$

$$22,44 \leq 29,84 \text{ кН} / \text{см}^2$$

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

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

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 $\sigma_y = 0$;

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

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

$$p = \frac{24,5K}{2 \cdot 100} \cdot \gamma_{fm} \cdot (1 + \mu) = \frac{24,5 \cdot 14}{2 \cdot 100} \cdot 1.284 \cdot 1.54 = 3.39$$

$$\sigma_y = \frac{3.9}{2,4} = 1,4$$

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

$$= [64,83 + 170,4 \cdot 1.23] \cdot 234.38 = 64111,72 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{\max}^{d/4}}{t_w \cdot h_w} = \frac{1812.5}{2,4 \cdot 370} = 1,2 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\sigma_x = \frac{M_d^M}{I_{mm}} Xc = \frac{64111,72}{49662207.425} \cdot 174.768 = 5,64 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\sqrt{5,64^2 - 5,64 \cdot 1,614 + 3 \cdot 1,614^2} \leq 1,15 \cdot 29,5 \cdot 0,9 \text{ кН} / \text{см}^2 \quad - \text{ умова виконана.}$$

$$5,525 < 30,5 \text{ кН} / \text{см}^2$$

4.3.7. 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 $2h_0$ та 2,0м.

Ширина ребер жорсткості b_h визначається за формулою:

$$b_h = \frac{h_w}{30} + 40_{мм} = \frac{372}{30} + 40 = 52.4_{мм}, \text{ прийнята ширина } 80 \text{ мм}$$

необхідна товщина ребра

$$t_h = 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 8.0 \cdot \sqrt{\frac{29.5}{2 \cdot 10^4}} = 0.6_{см} = 1.0 \text{ см}$$

4.4 Аналітичний розрахунок ортотропної плити

4.4.1 Розрахунок поздовжнього ребра

При розрахунках ортотропної плити коефіцієнт редукції приблизно рівний одиниці, таким чином, їм можна знехтувати при розрахунку.

Розраховувати зовнішні поздовжні ребра непотрібно.

Знаходимо геометричні характеристики перерізу в т. А:

Площа: $A_r = 82.0 \text{ см}^2$;

Момент інерції відносно горизонтальної осі: $I_{x_r} = 1334 \text{ см}^4$;

Момент інерції при чистому крученні: $I_t = 63.3 \text{ см}^4$;

Ординати: $y_{max} = 14.0 \text{ см}$; $y_{min} = -3.45 \text{ см}$,

Статичний момент відносно нейтральної осі: $S = 233.8 \text{ см}^3$.

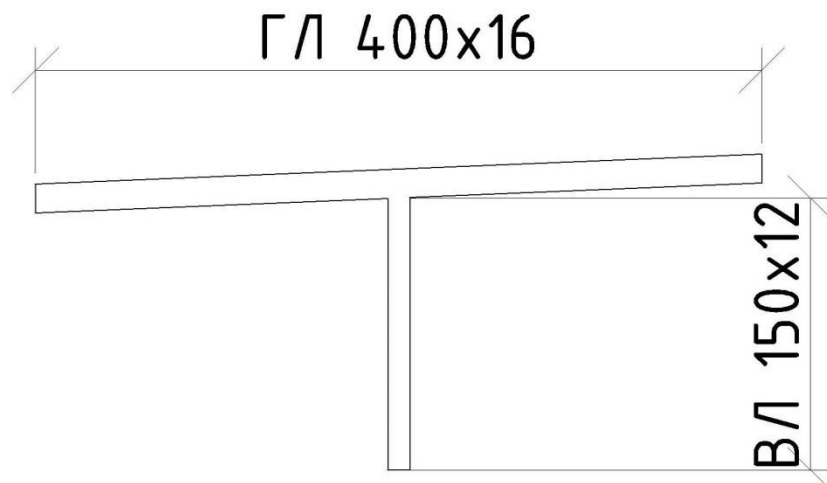


Рисунок 4.5 – Розрахунковий переріз поздовжнього ребра ортотропної плити проїзду в т. А

Геометричні характеристики в т. В:

Площа: $A_r = 105 \text{ см}^2$;

Момент інерції відносно горизонтальної осі: $I_{x_r} = 11860 \text{ см}^4$;

Ординати: $y_{max} = 27.9 \text{ см}$; $y_{min} = -8.6 \text{ см}$.

Статичний момент відносно нейтральної осі: $S = 886.5 \text{ см}^3$

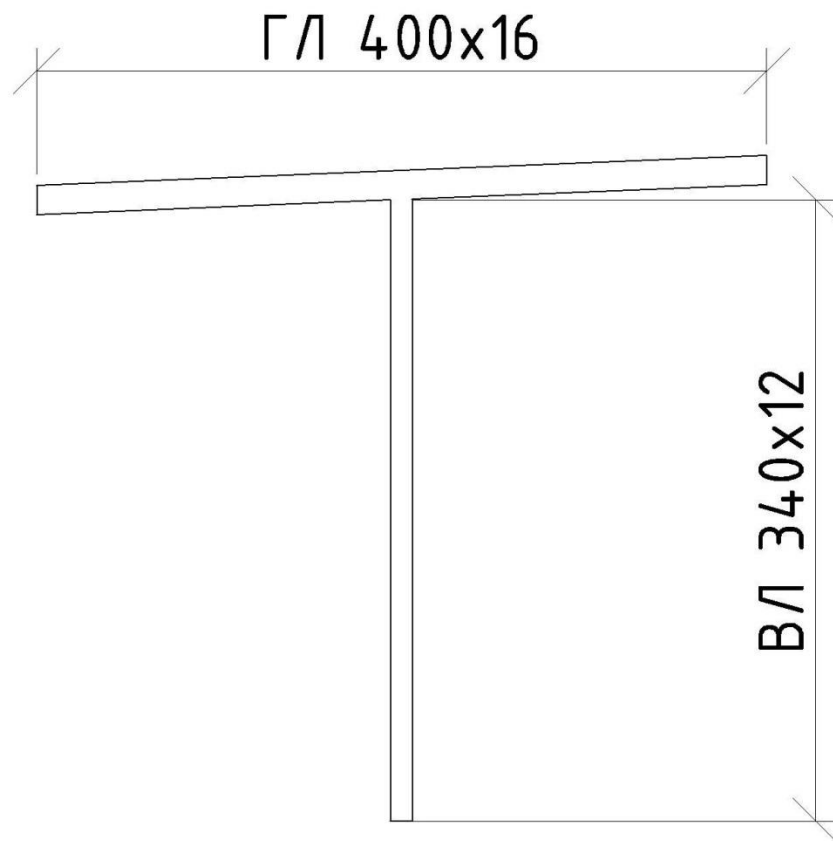


Рисунок 4.6 – Розрахунковий переріз ребра в т. В

4.4.2 Побудова ліній впливу ребер

Розрахунковою схемою приймаємо нерозрізну багатопрогонову балку в жорстких шарнірних опорах в місцях перетину поздовжніх ребер і діафрагм. Схема балки 1м+1.5м+15х3м+1.5м+1м.

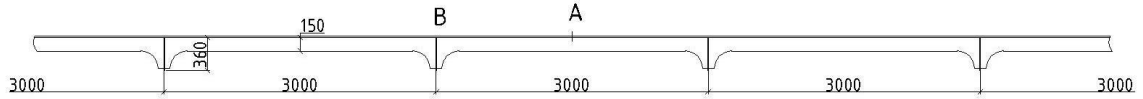


Рисунок 4.7 – Схема поздовжніх ребер плити

Будуємо лінії впливу для точок А і В.

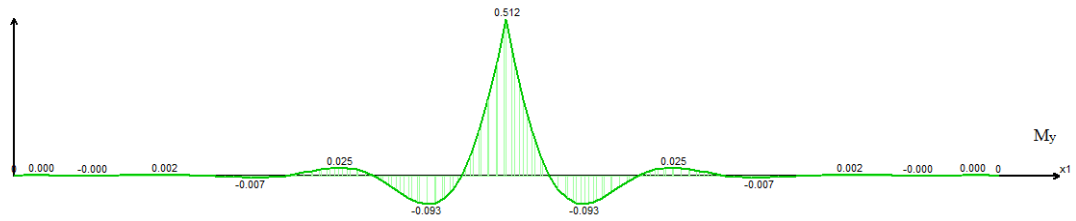


Рисунок 4.8 – Лінія впливу моменту в т. А



Рисунок 4.9 – Лінія впливу поперечної сили в т. А

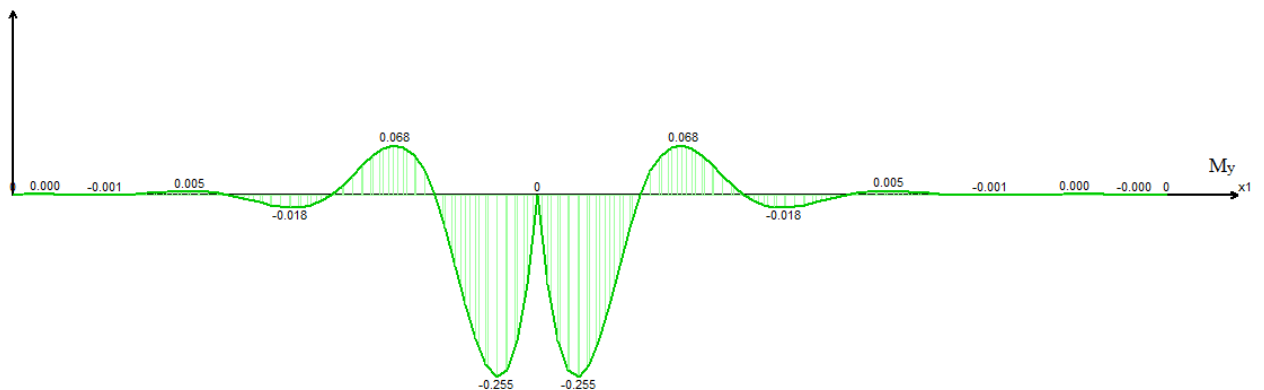


Рисунок 4.10 – Лінія впливу моменту в т. В

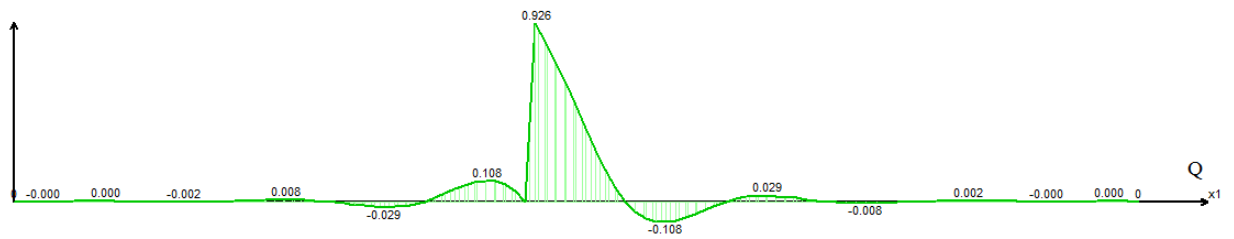


Рисунок 4.11 – Лінія впливу поперечної сили в т. В

4.4.3 Навантаження ліній впливу

Для знаходження максимального моменту в т. А завантажуюмо точку А тимчасовим зосередженим навантаженням (з урахуванням розподілення баластом), що еквівалентне розподіленому С14:

В даному випадку тимчасове навантаження С14: при $\lambda = 3$ і $\alpha = 0.5$ нормативне навантаження складатиме $q_{v-r} = 296.0$ кН/м.

Розрахункове навантаження:

$$q_{v-r}^p = q_{v-r}^H \cdot \gamma_f (1 + \mu) = 296.0 \cdot 1.20 \cdot 1.28 = 454.66 \text{ кН/м};$$

де

$\gamma_f = 1.20$ – коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження СК,

$(1 + \mu) = 1.28$ – динамічний коефіцієнт.

Зосереджене навантаження з урахуванням розподілення складатиме:

$$q_F = \frac{0.5 \cdot \lambda \cdot q_{v-r}}{l_p} = \frac{0.5 \cdot 3 \cdot 454.66}{1} = 681.99 \text{ кН/м},$$

де

$l_p = 0.5 + 0.5 = 1$ м – довжина розподілення навантаження при висоті баласту 0.5м.

До постійних навантажень, що діють на ребра відносяться власна вага ребра і листа настилу:

$$q_p^p = A \cdot \gamma \cdot k \cdot \gamma_{f1} + q_2^p = 0.0082 \cdot 78.5 \cdot 10 \cdot 1.1 + 43.11 = 49.92$$

Додатні площі лінії впливу:
 $\omega_3 = \omega_{11} = 0.003 \text{ м}, \omega_5 = \omega_9 = 0.046 \text{ м}, \omega_7 = 0.654 \text{ м};$ сумарна додатна площа для тимчасового навантаження:

$$\omega_{MA}^+ = \omega_3 + \omega_5 + \omega_7 = 0.003 + 0.046 + 0.654 = 0.703 \text{ м.}$$

Від'ємні площі лінії впливу: $\omega_4 = \omega_{10} = -0.012 \text{ м}, \omega_6 = \omega_8 = -0.172 \text{ м};$
сумарна від'ємна площа для тимчасового навантаження:

$$\omega_{MA}^- = \omega_4 + \omega_6 = -0.012 - 0.172 = -0.184 \text{ м.}$$

Постійною вагою завантажуюємо всю прогонову будову. Загальна площа лінії пливу (для постійного навантаження):

$$\omega_{MA} = \sum \omega_i = 0.003 \cdot 2 + 0.046 \cdot 2 + 0.654 - 0.012 \cdot 2 - 0.172 \cdot 2 = 0.383 \text{ м.}$$

Площа лінії впливу для зосередженого завантаження: $\omega_F = 0.402 \text{ м.}$

Тоді максимальний момент в т. А складатиме:

$$M_A = \omega_{MA} \cdot q_p^p + \omega_F \cdot q_F = 0.383 \cdot 49.92 + 0.402 \cdot 681.99 = 293.28 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

де

$$q_p^p = 49.92 \text{ кН/м} - \text{постійне навантаження},$$

$$q_F = 681.99 \text{ кН/м} - \text{розрахункове вертикальне навантаження}.$$

При цьому дане зусилля розподіляється між всіма поздовжніми ребрами і стінками балки. Таким чином зусилля в одному ребрі складатимуть:

$$M'_A = \frac{M_A}{10} = \frac{293.28}{10} = 29.33 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для знаходження максимального моменту в т. В аналогічно завантажуюємо точку В тимчасовим навантаженням. Постійною вагою завантажуюємо всю прогонову будову.

В даному випадку тимчасове навантаження: при $\lambda = 3$ і $\alpha = 0.4$ нормативне навантаження складатиме $q_{v_r} = 304.46 \text{ кН/м}.$

Розрахункове навантаження:

$$q_{v_r}^p = q_{v_r}^h \cdot \gamma_f (1 + \mu) = 304.46 \cdot 1.20 \cdot 1.28 = 467.65 \text{ кН/м};$$

де

$\gamma_f = 1.20$ – коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження СК.

Зосереджене навантаження складатиме:

$$q_F = \frac{0.5 \cdot \lambda \cdot q_{v_r}}{l_p} = \frac{0.5 \cdot 3 \cdot 467.65}{1} = 701.48 \text{ кН/м}$$

Додатні площі лінії впливу: $\omega_3 = 0.008 \text{ м}$, $\omega_5 = \omega_8 = 0.126 \text{ м}$, $\omega_{10} = 0.009 \text{ м}$; сумарна додатна площа для тимчасового навантаження:

$$\omega_{MB}^+ = \omega_3 + \omega_5 = 0.008 + 0.126 = 0.134 \text{ м}.$$

Від'ємні площі лінії впливу:

$$\omega_4 = \omega_9 = -0.034 \text{ м}, \omega_6 = \omega_7 = -0.471 \text{ м}, \omega_{11} = 0.002 \text{ м}; \quad \text{сумарна}$$

від'ємна площа для тимчасового навантаження:

$$\omega_{MB}^- = \omega_4 + \omega_6 + \omega_7 = -0.034 - 0.471 - 0.471 = -0.976 \text{ м}.$$

Загальна площа лінії впливу (для постійного навантаження):

$$\omega_{MB} = \sum \omega_i = 0.008 + 0.126 - 0.034 \cdot 2 - 0.471 \cdot 2 - 0.002 = -0.878 \text{ м}.$$

Площа лінії впливу для зосередженого навантаження: $\omega_F = 0.241 \text{ м}$.

Тоді максимальний момент в т. В складатиме:

$$M_B = \omega_{MB} \cdot q_p^p + \omega_F \cdot q_F = -0.878 \cdot 49.92 - 0.241 \cdot 701.48 = -212.89 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

де

$$q_p^p = 49.92 \text{ кН/м} - \text{постійне навантаження},$$

$$F = 1815.94 \text{ кН/м} - \text{розрахункове вертикальне навантаження},$$

Зусилля в одному ребрі складатимуть:

$$M'_B = \frac{M_B}{10} = \frac{-212.89}{10} = -21.29 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Знаходимо поперечну силу в т. А.

Завантажуємо точку А тимчасовим навантаженням. Постійною вагою завантажуюємо всю прогонову будову.

В даному випадку тимчасове навантаження : при $\lambda = 1.5$ і $\alpha = 0$ нормативне навантаження складатиме $q_{v_r} = 548.1 \text{ кН/м}$.

Розрахункує навантаження:

$$q_{v_r}^p = q_{v_r}^h \cdot \gamma_f (1 + \mu) = 548.1 \cdot 1.20 \cdot 1.28 = 841.88 \text{ кН/м};$$

де

$\gamma_f = 1.20$ – коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження СК,

$(1 + \mu) = 1.28$ – динамічний коефіцієнт.

Зосереджене навантаження з урахуванням розподілення складатиме:

$$q_F = \frac{0.5 \cdot \lambda \cdot q_{v_r}}{l_p} = \frac{0.5 \cdot 1.5 \cdot 841.88}{1} = 631.41 \text{ кН/м}.$$

Додатні площі лінії впливу: $\omega_4 = 0.014 \text{ м}$, $\omega_6 = 0.199 \text{ м}$, $\omega_8 = 0.385$, $\omega_{10} = 0.053$, $\omega_{12} = 0.004 \text{ м}$; сумарна додатна площа для тимчасового навантаження:

$$\omega_{QA}^+ = \omega_4 + \omega_6 = 0.014 + 0.199 = 0.213 \text{ м}.$$

Від’ємні площі лінії впливу: $\omega_{11} = -0.014 \text{ м}$, $\omega_9 = -0.199 \text{ м}$, $\omega_7 = -0.385$, $\omega_5 = -0.053$, $\omega_3 = -0.004 \text{ м}$; сумарна від’ємна площа для тимчасового навантаження:

$$\omega_{QA}^- = \omega_3 + \omega_5 + \omega_7 = -0.004 - 0.053 - 0.385 = -0.442 \text{ м}.$$

Загальна площа лінії впливу (для постійного навантаження):

$$\omega_{QA} = \sum \omega_i = 0 \text{ м}.$$

Площа лінії впливу для зосередженого навантаження: $\omega_F = 0.353 \text{ м}$.

Тоді максимальна поперечна сила в т. А складатиме:

$$Q_A = \omega_{QA} \cdot q_p^p + \omega_F \cdot q_F = 0 \cdot 52.87 - 0.353 \cdot 631.41 = 222.89 \text{ кН}.$$

Навантаження на одне ребро:

$$Q'_A = \frac{Q_A}{10} = \frac{222.89}{10} = 22.90 \text{ кН}.$$

Поперечна сила в т. В. Завантажуємо л.в. в точку В.

В даному випадку тимчасове навантаження : при $\lambda = 3.0$ і $\alpha = 0$ нормативне навантаження складатиме $q_{v_r} = 338.3 \text{ кН/м}$.

Розрахункує навантаження:

$$q_{v_r}^p = q_{v_r}^h \cdot \gamma_f (1 + \mu) = 338.3 \cdot 1.20 \cdot 1.28 = 520.14 \text{ кН/м};$$

де

$\gamma_f = 1.20$ – коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження СК,

$(1 + \mu) = 1.28$ – динамічний коефіцієнт.

Зосереджене навантаження складатиме:

$$q_F = \frac{0.5 \cdot \lambda \cdot q_{v_r}}{l_p} = \frac{0.5 \cdot 3.0 \cdot 520.14}{1} = 780.20 \text{ кН/м}$$

Додатні площі лінії впливу: $\omega_4 = 0.014 \text{ м}$, $\omega_6 = 1.549 \text{ м}$, $\omega_8 = 0.053$, $\omega_{10} = 0.004 \text{ м}$; сумарна додатна площа для тимчасового навантаження:

$$\omega_{QB}^+ = \omega_4 + \omega_6 = 0.014 + 1.549 = 1.563 \text{ м}.$$

Від’ємні площі лінії впливу: $\omega_9 = -0.014 \text{ м}$, $\omega_7 = -0.199$, $\omega_5 = -0.053$, $\omega_3 = -0.004 \text{ м}$; сумарна від’ємна площа для тимчасового навантаження:

$$\omega_{QB}^- = \omega_3 + \omega_5 = -0.004 - 0.053 = -0.057 \text{ м}.$$

Загальна площа лінії впливу (для постійного навантаження):

$$\omega_{QB} = \sum \omega_i = 0.014 + 1.549 + 0.053 + 0.004 - 0.004 - 0.053 - 0.199 - 0.014 = 1.350 \text{ м}.$$

Площа лінії впливу для зосередженого навантаження: $\omega_F = 0.859 \text{ м}$.

Тоді максимальна поперечна сила в т. А складатиме:

$$Q_B = \omega_{QB} \cdot q_p^p + \omega_F \cdot q_F = 1.35 \cdot 49.92 + 0.859 \cdot 780.20 = 737.58 \text{ кН}.$$

Навантаження на одне ребро:

$$Q'_B = \frac{Q_B}{10} = \frac{737.58}{10} = 73.76 \text{ кН}.$$

4.4.4 Перевірка за міцністю нижнього розтягнутого волокна ребра

Перевірка виконується за додатком 18 [2].

Дана перевірка виконується в зоні максимальних моментів при розтягнутих нижніх волокнах від дії місцевих навантажень і дії балки в цілому.

$$\psi\sigma_{xc} + m_1\chi_1\sigma_{xp} \leq R_y m,$$

де

σ_{xc} – напруження в нижній частині поздовжнього ребра від згину плити при сумісній роботі з головними балками;

σ_{xp} – напруження в нижній кромці поздовжнього ребра від дії місцевих навантажень;

$\psi=1$ – коефіцієнт, що визначається з п. 4.28 [2];

$\chi_1 = 1.1$ – коефіцієнт впливу власних залишкових напружень для зварного тавра.

$m = 0.9$ – коефіцієнт умов роботи;

$m_1 = \frac{1}{\alpha}$ – коефіцієнт умов роботи;

α – коефіцієнт, що враховує обмежений розвиток пластичних деформацій, залежить від середніх дотичних напружень:

$$\tau_m = \frac{Q}{h \cdot t} = \frac{22.29}{0.15 \cdot 0.012} = 12383 \text{ кПа} = 12.383 \text{ МПа},$$

де

$h = 0.15$ м – висота вертикального листа ребра;

$t = 0.012$ м – ширина вертикального листа ребра;

$Q = Q'_A = 31.08$ кН – поперечна сила.

Тоді:

$$\tau_m = 12.38 < 0.25R_s = 0.25 \cdot 0.58 \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0.58 \frac{330}{1.165} = 41.07 \text{ МПа},$$

де

R_s – розрахунковий опір зсуву;

$R_{yn} = 330$ МПа – нормативний опір за границею текучості.

В даному випадку:

$$\alpha = \alpha_1,$$

де

α_1 – коефіцієнт, що для приймається за табл. 61 [2].

Для знаходження коефіцієнту α_1 знаходимо:

$A_{fmin} = 0$ – площа меншої полки;

$$A_w = ht = 0.15 \cdot 0.012 = 0.0018 \text{ м}^2$$

де

A_w – площа вертикального листа.

$A = 0.0082 \text{ м}^2$ – загальна площа ребра.

Отримуємо з таблиці величину коефіцієнта: $\alpha_1 = 1.254$, тоді $\alpha = 1.254$.

Знаходимо коефіцієнт умов роботи:

$$m_1 = \frac{1}{\alpha} = \frac{1}{1.254} = 0.797.$$

Знаходимо напруження в елементах.

$$\sigma_{xc} = \frac{M_A \cdot y}{I},$$

де

$M_A = 43783.9 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – момент в т. А від сумісної роботи балки;

$I = 0.33257 \text{ м}^4$ – момент інерції балки;

y – ордината нижньої грані ребра відносно центру мас балки.

Оскільки ми перевіряємо розтягнуті волокна, то приймаємо найменше y , для нижнього ребра. Тоді:

$$y = y_c - y_r - y_{max} = 130.13 - 5.10 - 13.98 = 111.05 \text{ см} = 1.1105 \text{ м},$$

де

$y_c = 130.13$ – ордината центра ваги всього перерізу;

$y_r = 5.102 \text{ см}$ – ордината центра ваги ребра;

$y_{max} = 13.98 \text{ см}$ – найбільша ордината ребра.

$$\sigma_{xc} = \frac{43783.9 \cdot 1.1105}{0.33257} = 146408 \text{ КПа} = 146.4 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_{xp} = \frac{M_A \cdot y_{max}}{I_r} = \frac{29.33 \cdot 0.1398}{0.00001334} = 307371 \text{ кПа} = 307.4 \text{ МПа},$$

де

$I_r = 0.00001334 \text{ м}^4$ – момент інерції ребра.

Підставляючи значення, отримуємо напруження в ребрі:

$$\psi \sigma_{xc} + m_1 \chi_1 \sigma_{xp} = 1 \cdot 146.4 - 0.797 \cdot 1.1 \cdot 307.4 = -123.1 \text{ МПа}.$$

Допустимі навантаження:

$$R_y m = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} m = \frac{330}{1.165} \cdot 0.9 = 254.9 \text{ МПа}.$$

4.4.5 Перевірка за міцністю нижнього стиснутого волокна ребра

Перевірка виконується за формулою:

$$\psi \sigma_{xc} + \chi_2 \frac{\sigma_{xp}}{\alpha} \leq R_y \cdot m,$$

де

σ_{xc} – напруження в нижній частині поздовжнього ребра від згину плити при сумісній роботі з головними балками;

σ_{xp} – напруження в нижній кромці поздовжнього ребра від дії місцевих навантажень;

$\psi=1$ – коефіцієнт, що визначається з п. 4.28 [2];

$\chi_2 = 0.9$ – коефіцієнт впливу власних залишкових напружень для зварного тавра.

$m = 0.9$ – коефіцієнт умов роботи;

α – коефіцієнт, що враховує обмежений розвиток пластичних деформацій, залежить від середніх дотичних напружень (за формулами (4.335) і (4.336)):

$$\tau_m = \frac{Q}{h \cdot t} = \frac{73.76}{0.34 \cdot 0.012} = 18078 \text{ кПа} = 18.078 \text{ МПа} < 0.25 R_s.$$

В даному випадку:

$$\alpha = \alpha_1,$$

де

α_1 – коефіцієнт, що для приймається за табл. 61 [2].

Для знаходження коефіцієнту α_1 знаходимо:

$A_{fmin} = 0$ – площа меншої полки;

$$A_w = ht = 0.34 \cdot 0.012 = 0.00408 \text{ м}^2$$

де

A_w – площа вертикального листа.

$A = 0.01048 \text{ м}^2$ – загальна площа ребра.

Отримуємо з таблиці величину коефіцієнта: $\alpha_1 = 1.263$, тоді $\alpha = 1.263$.

Знаходимо напруження:

$$\sigma_{xc} = \frac{M_B \cdot y}{I},$$

де

$M_B = 43846.0 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – момент в т. В від сумісної роботи балки;

$I = 0.33257 \text{ м}^4$ – момент інерції балки;

y – ордината нижньої грані ребра відносно центру мас балки.

Оскільки ми перевіряємо розтягнуті волокна, то приймаємо найменше y , для верхнього ребра. Тоді:

$$y = y_c - y_r - y_{max} = 130.13 - 8.56 - 27.87 = 93.70 \text{ см} = 0.937 \text{ м},$$

де

$y_c = 130.13$ – ордината центра ваги всього перерізу;

$y_r = 8.56 \text{ см}$ – ордината центра ваги перерізу ребра;

$y_{max} = 27.87 \text{ см}$ – найбільша ордината ребра.

Підставляючи значення, отримуємо:

$$\sigma_{xc} = \frac{43846.0 \cdot 0.937}{0.33257} = 123537 \text{ кПа} = 123.5 \text{ МПа}.$$

$$\sigma_{xp} = \frac{M'_B \cdot y_{max}}{I_r} = \frac{21.29 \cdot 0.2787}{0.00011853} = 50059 \text{ кПа} = 50.1 \text{ МПа},$$

де

$I_r = 0.00011853 \text{ м}^4$ – момент інерції перерізу ребра в т. В.

Підставляючи отримані значення в формулу (4.346), маємо напруження в ребрі:

$$\psi \sigma_{xc} + \chi_2 \frac{\sigma_{xp}}{\alpha} = 1 \cdot 123.5 + 0.9 \cdot \frac{50.1}{1.263} = 159.2 \text{ МПа}.$$

З формули (4.345) маємо, що $R_y m = 254.9 \text{ МПа}$.

4.4.6 Розрахунок поперечного ребра

Перевірку міцності крайнього нижнього волокна поперечної балки виконують в середині її прогону. Оскільки поперечна балка є частиною діафрагми, для розрахунку прийmemo частину в просвіті між вертикальними ребрами діафрагми.

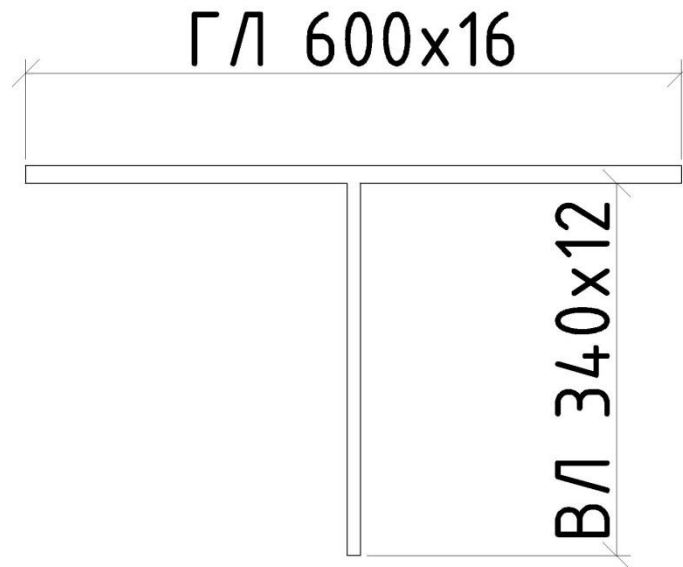


Рисунок 4.12 – Переріз поперечної балки

Перерізом балки приймаємо горизонтальне ребро діафрагми, а також частину листа настилу, обмежену відстанню 0.1 від прогону поздовжнього ребра в кожную сторону (див. рисунок 4.12).

Отримуємо геометричні характеристики перерізу:

Площа: $A_r = 136.0 \text{ см}^2$;

Момент інерції відносно горизонтальної осі: $I_{x_r} = 13022.5 \text{ см}^4$;

Ординати: $y_{max} = 29.5 \text{ см}$; $y_{min} = -6.1 \text{ см}$.

Побудова ліній впливу

Розрахунковою схемою прийmemo балку, защемлену з обох кінців. При ширині вертикальних ребер діафрагми 240мм, і ширині діафрагми 2000мм, довжину балки прийmemo як:

$$l = 2000 - 240 - 240 = 1520 \text{ мм.}$$

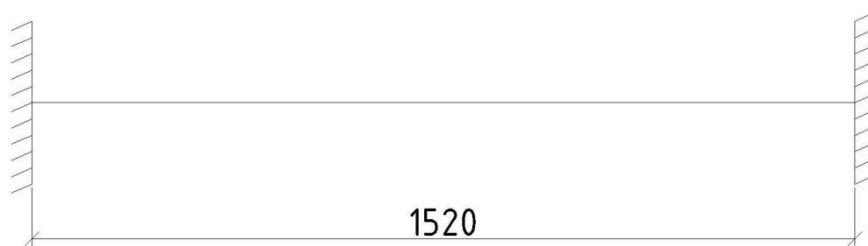


Рисунок 4.13 – Схема поперечної балки

Лінії впливу для середини ребра виглядають так:

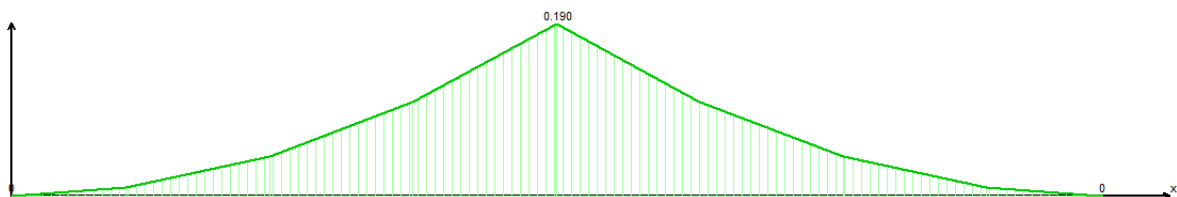


Рисунок 4.14 – Лінія впливу згинального моменту в середині прогону

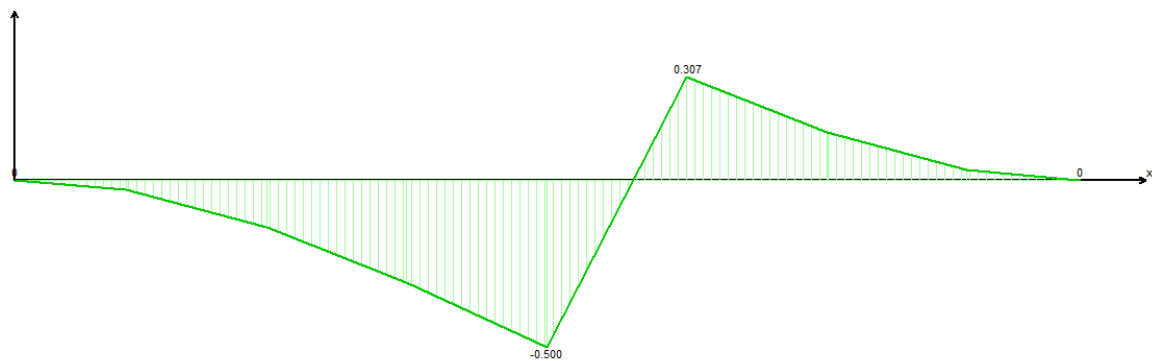


Рисунок 4.15 – Лінія впливу поперечної сили в середині прогону

Завантаження ліній впливу

До постійного навантаження входять вага мостового полотна, а також вага поздовжніх і поперечних ребер і листа настилу.

Навантаження від чотирьох ребер жорсткості на довжині 3 м:

$$F_r = 4 \cdot a \cdot h \cdot t \cdot \gamma = 4 \cdot 3 \cdot 0.15 \cdot 0.012 \cdot 78.5 = 1.70 \text{ кН},$$

де:

$a = 3 \text{ м}$ – довжина поздовжнього ребра,

$h = 0.15 \text{ м}$ – висота ребра,

$t = 0.012 \text{ м}$ – товщина ребра,

$\gamma = 78.5 \text{ кН/м}^3$ – питома вага сталі.

Питоме навантаження від поздовжніх ребер:

$$q_r = \frac{F_r}{l} = \frac{1.7}{1.52} = 1.12 \text{ кН/м},$$

де

$l = 1.52 \text{ м}$ – прогон поперечної балки.

Питоме навантаження від поперечної балки і настилу:

$$q_1 = (h_w \cdot t_w + b_h \cdot t_h) \gamma \cdot 1 = (0.36 \cdot 0.012 + 3.0 \cdot 0.016) \cdot 78.5 \cdot 1 \text{ м} = 4.10 \text{ кН/м},$$

де

$h_w = 0.36 \text{ м}$ – висота поперечного ребра,

$t_w = 0.012 \text{ м}$ – товщина ребра,

$b_h = 3.0 \text{ м}$ – ширина врахованого настилу,

$t_h = 0.016 \text{ м}$ – товщина настилу.

Питоме навантаження від мостового полотна:

$$q_{mp} = q_{mp1} \cdot \frac{a}{b_b} = 33.16 \cdot \frac{3}{4.084} = 24.36 \text{ кН/м},$$

де

$q_{mp1} = 33.16 \text{ кН/м}$ – вага мостового полотна на 1 п.м. прогонової

будови,

$a = 3 \text{ м}$ – довжина поздовжнього ребра,

$b_b = 4.084 \text{ м}$ – ширина балки.

Тоді розрахункове навантаження складатиме:

$$q_p = (q_r + q_1) \cdot \gamma_{f1} + q_{mp} \cdot \gamma_{f2} = (1.11 + 4.10) \cdot 1.1 + 24.36 \cdot 1.3 = 37.40 \text{ кН/м},$$

де:

$\gamma_{f1} = 1.1$ – коефіцієнт надійності для елементів балки,

$\gamma_{f2} = 1.3$ – коефіцієнт надійності для мостового полотна на баласті.

Постійне навантаження:

Для поперечного ребра приймаємо тимчасове вертикальне навантаження як для т. В (див. п.2.1 і формулу (4.34)) – $q_{vB}^p = 467.65 \text{ кН/м}$.

При довжині шпали $l_s = 2.7 \text{ м}$ і товщині шару баласту $h_{bal} = 0.5 \text{ м}$ тимчасове навантаження розподілятиметься на ширину

$$l_v = l_s + 2 \cdot h_{bal} = 2.7 + 2 \cdot 0.5 = 3.7 \text{ м}.$$

Тоді погонне навантаження на поперечну балку складатиме:

$$q_v = q_{vB}^p \cdot \frac{a}{l_v} = 467.65 \cdot \frac{3}{3.7} = 379.18 \text{ кН/м}.$$

Завантажуємо лінії впливу:

Площа лінії впливу моменту - $\omega_M = 0.099 \text{ м}$, лінії впливу поперечної сили - $\omega_Q = 0$.

Момент в середині поперечного ребра:

$$M = \omega_M \cdot (q_v + q_p) = 0.099 \cdot (379.18 + 37.40) = 41.24 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

4.4.7 Перевірка поперечного ребра

Перевірку міцності нижнього волокна поперечної балки виконують в її середині за формулою

$$\frac{\sigma_{yp}}{\alpha} \leq R_y \cdot m,$$

де

$m = 0.9$ – коефіцієнт умов роботи,

α – коефіцієнт, що враховує обмежений розвиток пластичних деформацій, залежить від середніх дотичних напружень:

$$\tau_m = \frac{Q}{h \cdot t} = \frac{0}{0.36 \cdot 0.012} = 0 \text{ кПа},$$

де

$h = 0.36 \text{ м}$ – висота вертикального листа ребра;

$t = 0.012 \text{ м}$ – ширина вертикального листа ребра;

$Q = 0 \text{ кН}$ – поперечна сила при площі лінії впливу, що дорівнює нулю.

Тоді:

$$\tau_m = 0 < 0.25R_s = 41.07 \text{ МПа},$$

де

$R_s = 41.07$ МПа – розрахунковий опір зсуву;

В даному випадку:

$$\alpha = \alpha_1,$$

де

α_1 – коефіцієнт, що для приймається за табл. 61 [2].

Для знаходження коефіцієнту α_1 знаходимо:

$A_{fmin} = 0$ – площа меншої полки;

$$A_w = ht = 0.36 \cdot 0.012 = 0.00432 \text{ м}^2$$

де

A_w – площа вертикального листа.

$A = 0.0136 \text{ м}^2$ – загальна площа ребра.

Отримуємо з таблиці величину коефіцієнта: $\alpha_1 = 1.259$, тоді $\alpha = 1.259$.

Напруження в ребрі складатимуть:

$$\sigma_{ур} = \frac{M \cdot y_{max}}{I} = \frac{41.24 \cdot 0.2949}{0.000130225} = 93390 \text{ кПа} = 93.39 \text{ МПа},$$

де

$y_{max} = 0.2949$ – найбільша ордината перерізу поперечного ребра,

$I = 0.000130225 \text{ м}^4$ – момент інерції перерізу.

Підставляючи в формулу перевірки, отримуємо:

$$\frac{\sigma_{ур}}{\alpha} = \frac{93.39}{1.259} = 74.2 \text{ МПа} \leq R_y \cdot m = 254.9 \text{ МПа}.$$

4.4.8 Розрахунок елементів за стійкістю

4.4.8.1 Загальна стійкість листа настилу

Загальна стійкість листа настилу забезпечується поперечними ребрами.

Момент інерції поперечного ребра повинен бути не меншим від:

$$J_s = \alpha \cdot \psi \cdot (k + 1) \left(\frac{L}{l} \right)^3 \cdot I_{sl} \frac{\sigma_{xc}}{\sigma_{x,xc,ef}},$$

$\psi = 0.2$ – при кількості поздовжніх ребер від трьох,

$L = 2 \text{ м}$ – відстань між стінками балки,

$l = 3 \text{ м}$ – відстань між поперечними ребрами,

$I_{sl} = 0.00001334 \text{ м}^4$ – момент інерції поздовжнього ребра,

$\sigma_{xc} = 136.4 \text{ МПа}$ – напруження від сумісної роботи балки і плити,

$k = 4$ – кількість поздовжніх ребер плити.

Знаходимо інші коефіцієнти:

Коефіцієнт α знаходиться відносно коефіцієнта

$$\omega = \frac{\sigma_{xc}}{\varphi_0 R_y}$$

де

φ_0 – знаходиться для $l_{ef} = l$.

$$\lambda_0 = \frac{l_{ef}}{\sqrt{\xi}} \sqrt{\frac{A}{J_{sl} + a \frac{t_h^3}{11} \cdot 2\theta \cdot \left(\frac{l_{ef}}{L}\right)^2 + \left(\frac{l_{ef}}{L}\right)^4}} = \frac{300}{1} \cdot \sqrt{\frac{104.8}{1334 + 0.4 \cdot \frac{1.6^3}{11} \cdot 2 \cdot 3.1 \cdot \left(\frac{300}{200}\right)^2 + \left(\frac{300}{200}\right)^4}} = 83.86$$

де

$$\theta = 1 + \frac{5.5 \cdot J_t}{a \cdot t_h^3} = 1 + \frac{5.5 \cdot 63.3}{40 \cdot 1.6^3} = 3.1.$$

Тоді $\varphi_0 = 0.538$.

За формулою знаходимо ω :

$$\omega = \frac{146.4}{0.538 \cdot 283.3} = 0.96$$

Отримуємо $\alpha = 1.581$. За табл. 68* отримуємо $\sigma_{x,xc,ef}$:

$$\sigma_{x,xc,ef} = E \left(2.544 \cdot 10^3 - 2.620 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{1 - 724 \frac{\sigma_{xc}}{E}} \right) = 2.06 \cdot 10^5 \left(2.544 \cdot 10^{-3} - 2.620 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{1 - 724 \frac{146.4}{2.06 \cdot 10^5}} \right) = 148.0 \text{ МПа}.$$

Підставляємо в (4.386):

$$J_s = 1.581 \cdot 0.2 \cdot (4 + 1) \left(\frac{2}{3}\right)^3 \cdot 0.00001334 \frac{146.4}{148.0} = 0.00007041 \text{ м}^4.$$

Оскільки дана величина менша від моменту інерції поперечної балки: $J_s = 0.000130225 \text{ м}^4$, то поперечна балка забезпечує загальну стійкість листа настилу.

4.4.8.2 Загальна стійкість ортотропної плити

Розрахунок за загальною стійкістю ортотропної плити в цілому при забезпечення умови попереднього пункту виконується за формулою:

$$\sigma_{xc} \leq \varphi_0 \cdot R_y \cdot m,$$

де

$\sigma_{xc} = 136.4$ МПа – напруження від сумісної роботи балки і плити,

$m = 0.9$ – коефіцієнт умов роботи,

φ_0 – коефіцієнт поздовжнього згину.

Для визначення φ_0 знаходимо:

$$\alpha = \frac{1}{\psi \cdot (k+1) \cdot I_{sl}} \left(\frac{l}{L}\right)^3 \cdot J_s = \frac{1}{0.2 \cdot (4+1) \cdot 0.00001334} \cdot \left(\frac{3}{2}\right)^3 \cdot 0.000130225 = 33.$$

Тоді за табл. 2а*[2] Знаходимо $\omega = 1$. Таким чином $\varphi_0 = 0.538$.

За формулою маємо:

$$\sigma_{xc} = 136.4 \leq \varphi_0 \cdot R_y \cdot m = 0.538 \cdot 295 \cdot 0.9 = 142$$

Умова виконана.

5. Технологія спорудження мосту

5.1 Будівництво фундаментів опор

Залізобетонні палі доставляють на будівництво, як правило, із заводу чи полігону. Палі квадратного суцільного перерізу виготовляють цільними на всю довжину із звичайного або попередньо напруженого залізобетону, а круглі палі-оболонки-циліндричними секціями, що стикаються перед їх забиванням або в процесі занурення паль у ґрунт. Залізобетонні палі суцільного перерізу мають загострення на кінцях, надійно посилені армуванням у вигляді пакета з вигнутих і поздовжніх стрижнів зі зварними стиками та обтиснутих на кінці обоймою або черевиком. Порожністі залізобетонні палі-оболонки забивають як з відкритим кінцем, так і з влаштуванням спеціального наконечника.

Спосіб занурення паль у ґрунт вибирають з урахуванням маси та розміру палі, глибини занурення, умов забивання (на суші або з води), гідрогеологічних умов, а також з урахуванням обладнання, що застосовується. Забивні палі занурюють на проектну глибину дизельними або пароповітряними молотами та віброзанурювачами. Іноді застосовують підмив паль натиском струменів води для полегшення забивання в щільних ґрунтах. Відомі три основні способи занурення паль: 1) копровими (рис. 5.1, а) і крановими (рис. 5.1, б) агрегатами, що забезпечують підйом, установку і занурення палі в заданому напрямку - вертикально або похило; 2) з використанням металевих або дерев'яних каркасів, що забезпечують заданий напрямок палі при забиванні (рис. 5.1, в); 3) у залізобетонних кондукторах, що забезпечують проектний напрямок занурюваної палі та використовуються як ростверки пального фундаменту (рис. 5.1, г).

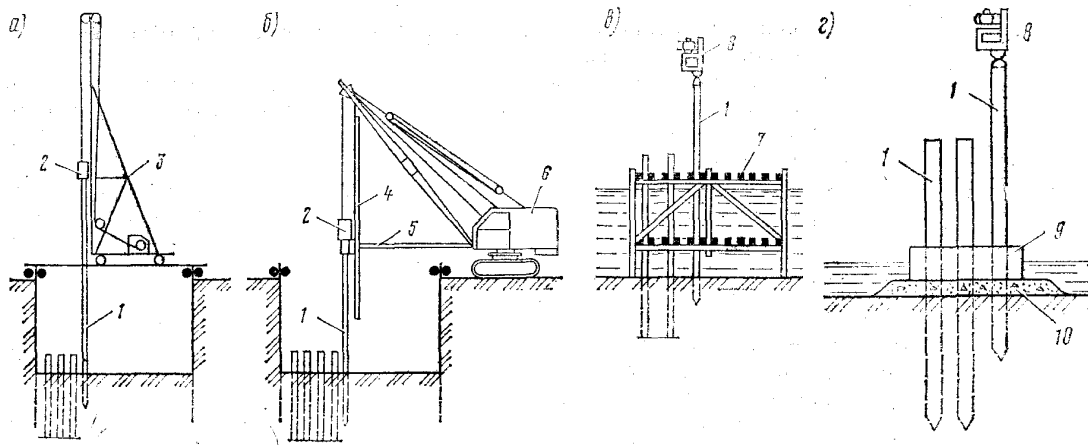


Рисунок 5.1 – Схеми забивання паль: 1-палі; 2 - молот; 3 - копер; 4 - підвісна стріла; 5 - розпірка; 6 - стріловий край; 7 - каркас; 8 - віброзвантажувач; 9 - кондуктор-ростверк; 10 - підсіпка

5.2 Монтаж опор великих мостів

Бетонні та залізобетонні збірні опори монтують із масивних блоків, що укладаються на шар цементного розчину. Залежно від місцевих умов для збирання застосовують крани стрілові; самохідні, порталні (рис. 5.2 б), також крани, встановлені на плавучі засоби (рис. 5.2, а).

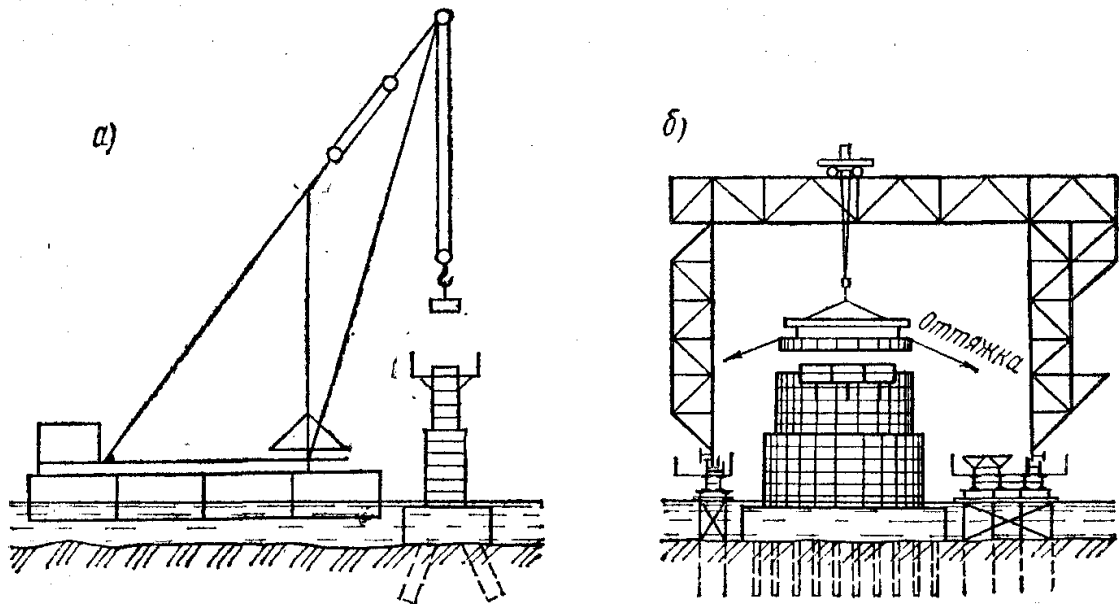


Рисунок 5.2 – Крани для монтажу опор із масивних блоків

Перед укладанням блоки ретельно очищають від бруду та рясно змочують водою. Блок повинен бути щільно посаджений по всьому ліжку на

густопластичний розчин. Товщину шва, що дорівнює 1-2 см, фіксують сталевими прокладками. Додаткове підливання розчину під встановлений блок не допускається. Після укладання трьох-чотирьох блоків вивіряють їхню висоту нівелюванням; виявлені відхилення від проекту виправляють збільшенням чи зменшенням товщини наступних швів.

У міру укладання блоків через кожні 1,5 м по висоті опори в швах закріплюють анкери для підвісних риштування, з яких потім заливають і розшивають вище розташовані шви і обробляють зовнішні поверхні опори. Вертикальні шви заливають розчином, попередньо законопатив їх клоччям із зовнішнього боку або закривши дерев'яними тригранними рейками. Розчин заливають через плоску вирву, ретельно укладаючи його металевими штиковками у вигляді лопаток товщиною 4-5 мм. Розчин горизонтальних швів для встановлення наступного ряду блоків укладають лише після заповнення вертикальних швів попереднього. При розрівнюванні розчину стежать, щоб він не сягав зовнішніх граней опори на 40—60 мм.

Підфермові майданчики і ригелі опор як масивних блоків, зазвичай, мають велику масу (до 35—40 т). Їх встановлювати доводиться кранами великої вантажопідйомності за допомогою траверс. Під час роботи козловим краном такий блок подають до місця встановлення поступальним рухом крана. У цьому випадку склад ригелів може бути розташований на підході до мосту. При використанні стрілового крана ригель розташовують внизу вздовж опори якомога ближче до неї. Ригель піднімають краном, встановленим нормально до опори, на малому вильоті стріли, а потім вантажним поліспаєм опускають в проектне положення. Якщо вантажопідйомність одного стрілового крана недостатня, можливе встановлення ригеля двома одночасно працюючими кранами. Для монтажу краном недостатньої вантажопідйомності ригель доводиться членувати окремі паралельно розташовані блоки. У цьому випадку верх опори облаштовують риштування, на яких встановлюють і омонолічують блоки ригеля. Недолік цього способу -

зниження темпу робіт, а також додаткові витрати матеріалів та трудових витрат на влаштування підтримуючого риштування.

5.3 Установка та монтаж сталевих прогонових будівель

Встановлення на опори ціліноперевезених прогонових будов з суцільною стінкою проводиться одним або двома кранами на залізничному ході, аналогічно до встановлення блоків залізобетонних прогонових будов (див. рис. 158). Прогонові будови довжиною до 34,2 м включно можуть бути встановлені консольними кранами відповідної вантажопідйомності (при довжині 34,2 м краном ГЕПК-130 див. рис. 5.3). При їзді на баласті блоки залізобетонної плити укладають на встановлену прогонову будову. На багатопрогоновому мосту прогонові будови встановлюють консольним краном послідовно без плит з улаштуванням підкранової колії на шпалах. Блоки плити укладають стріловим краном у зворотному порядку з послідовним розбиранням тимчасового підкранового шляху. У міру укладання плити включаються в роботу прогонової будови постановкою фрикційних болтів або бетонування анкерних пристроїв.

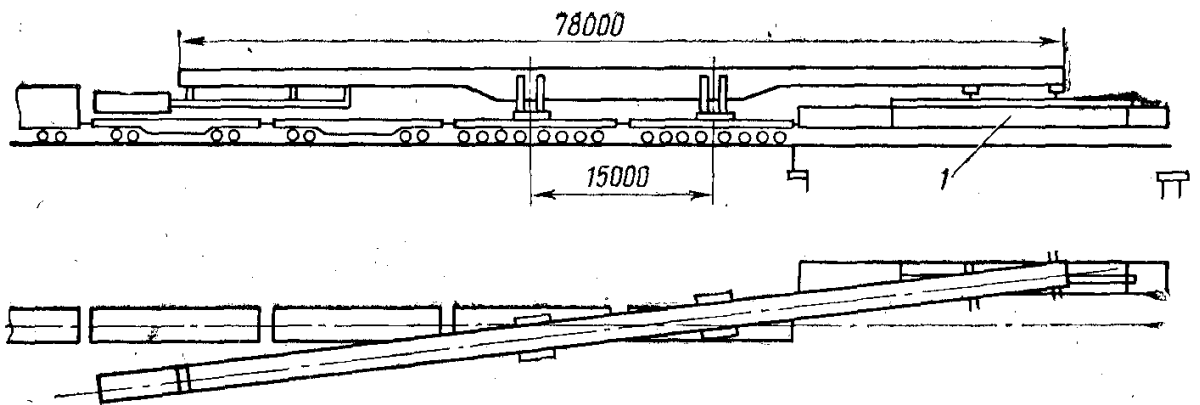


Рисунок 5.3 – Установка блоків балкових прогонових будов консольним краном ГЕПК-130: 1 - Блок прогонової будови

При довжині 45 м і більше прогонову будову привозять окремими блоками. Для встановлення їх у проліт споруджують тимчасові (одну чи дві) проміжні опори з дерева чи інвентарних елементів УІКМ. Блоки ставлять послідовно консольним краном. Після встановлення блоки об'єднують над

опорою монтажним стиком і на них укладають мостове полотно. При їзді на баласті укладають залізобетонні плити, що включаються в роботу прогонової будови після зняття його з тимчасових опор. Можливість пропуску консольного крана з підвішеним блоком по встановленому блоку повинна бути перевірена відповідним розрахунком, якщо про це немає прямої вказівки у проекті.

На мосту з кількома прольотами прогонові будови можуть бути з'єднані в один батіг постановкою горизонтальних та вертикальних стикових накладок. Зібрану таким чином батіг (рис. 5.4) за допомогою лебідок з поліспасти насувають уздовж осі моста на опори (подовжня насувка) з подальшим роз'єднанням монтажних стиків. Для посилення приопорних ділянок балок прогонових будов на час насувки можуть бути поставлені додаткові балки двотаврові 2 або тросові відтяжки з рамою 1.

Пролітні будови з наскрізними фермами збирають у прольоті на суцільних риштування або навісним способом. Складання на суцільних риштуваннях вимагає влаштування дерев'яних або інвентарних риштувань, що здорожує будівництво і збільшує трудомісткість монтажу. Тому така збірка застосовується лише при спорудженні однопрогонових мостів або при монтажі першої, анкерної прогонової будови багатопрогонових мостів.

Зважаючи на вузлову передачу ваги прогонової будови опори риштування, що монтується, раціонально розташувати під основними вузлами, щоб зменшити навантаження на підмости між опорами (рис. 293).

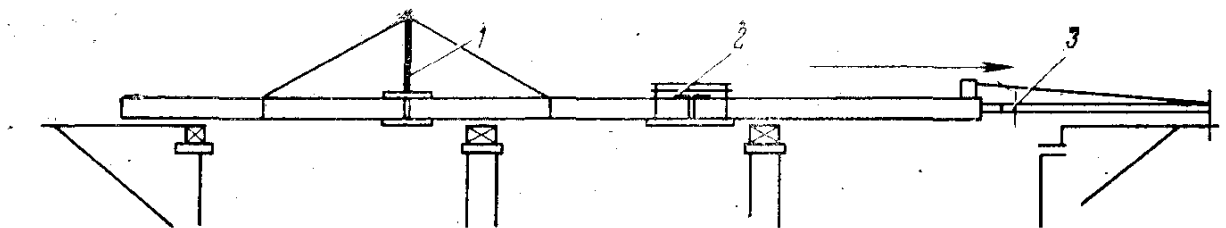


Рисунок 5.4 – Подовжня насувка батіги прогонових будов:
1 - Рама з відтяжками; 2 - посилення стиків балками; 3 - поліспаст

Суцільні риштування можуть бути розташовані тільки в межах перших панелей прогонової будови. Решту збирають навісним способом (рис. 293, б) з пристроєм у необхідних випадках проміжних опор (напівнавісне складання). Складання на лодмостях ведуть порталним краном, що пересувається по підмостках, або монтажним стріловим краном, що переміщується по верхніх поясах. Складання ведеться посекційно, тобто на весь переріз прогонової будови в такій послідовності: проїжджа частина, гланні ферми, зв'язки.

Елементи проїжджої частини та нижні пояси укладають на дерев'яні монтажні клітини з клинами, що дозволяють регулювати положення вузла по висоті. Надання проектного будівельного підйому здійснюється Гідравлічними домкратами, встановленими під основними вузлами між клітинами. Складання при клепаних вузлах ведуть на складальних болтах ($\varnothing = 22$ мм) і пробках ($\varnothing - 23$ мм), при фрикційних з'єднаннях - на високоміцних болтах і пробках.

Після вивірки будівельного підйому виробляють клепку або затягування високоміцних болтів на проектне зусилля, яке контролюється спеціальним динамометричним ключем. При цьому пробки замінюють заклепками або міцними болтами.

Розділ 6 Вимоги безпеки праці під час виконання робіт з улаштування руслової опори

До самостійного виконання будівельно-монтажних робіт, обслуговуванню і управлінню дорожньо-будівельної та підйомно-транспортної техніки й іншого устаткування допускаються особи не молодше вісімнадцяти років, які пройшли попереднє спеціальне навчання і перевірку знань з питань охорони праці та пожежної безпеки відповідно до вимог законів України “Про охорону праці”, ”Про пожежну безпеку”, НПАОП 0.00-4.12-05 «Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з охорони праці» і ДНАОП 0.00-4.12-99. Про затвердження Типового положення про навчання з питань охорони праці, та ДНАОП 0.00-4.12-94. «Типовое положение об обучении, инструктаже и проверке знаний работающих по вопросам охраны труда».

Власник або уповноважений ним орган організовує проведення медичних оглядів працівників, що виконують важкі роботи, також роботи зі шкідливими і небезпечними умовами праці відповідно до вимог Закону України “Про охорону праці” і НПАОП 0.03-4.02-94 «Положення про медичний огляд працівників певних категорій».

Працівники забезпечуються спеціальним одягом, взуттям і іншими засобами індивідуального захисту (далі - ЗІЗ) відповідно до вимог Закону України “Про охорону праці” і НПАОП 0.00-4.26-96 «Положення про порядок забезпечення працівників спеціальним одягом, спеціальним взуттям та іншими засобами індивідуального захисту», ДНАОП 0.05-3.05-81 (НПАОП 45.21-3.05-81). Типові галузеві норми безплатної видачі спеціального одягу, спеціального взуття та інших засобів індивідуального захисту робітникам і службовцям, зайнятим на будівельно-монтажних і ремонтно-будівельних роботах .

За безпечне проведення робіт по будівництву мостів відповідальність несе підприємство, установа, організація (незалежно від форм власності і відомчої підлеглості), які виконують ці роботи.

Розслідування аварій і нещасних випадків, що мають місце при проведенні робіт по будівництву мостів, проводиться відповідно до вимог НПАОП 0.00-6.02-04 «Порядок розслідування та ведення обліку нещасних випадків, професійних захворювань і аварій на виробництві».

Розроблено проект будівництва опори мосту, який передбачає:

– Вивід плавсистеми на вісь опори, закріплення на вісі та опускання

каркасу з перемичкою у проектне положення

- Встановлення оболонок $d=800\text{мм}$ в направляючий каркас;
- Занурення оболонок;
- вибірка ґрунту ерліфтом;
- підводне бетонування порожнини оболонок методом ВПТ;
- Бетонування ростверку;
- Встановлення каркасу і бетонування тіла опори мосту.

Будівельний майданчик і робочі місця

При організації будівельного майданчика, розміщенні ділянок робіт, робочих місць, проходів для тих, що працюють, встановлюються небезпечні для знаходження людей зони, захищені відповідно до вимог ГОСТ 12.4.059-89 «Ограждения предохранительные инвентарные. Общие технические условия» і ГОСТ 23407-78 «Ограждения инвентарные строительных площадок и участков производства строительно-монтажных работ».

Навантажувально-розвантажувальні роботи

Навантажувально-розвантажувальні роботи (далі - НРР) на будівельному майданчику виконуються механізованим способом відповідно до вимог, ГОСТ 12.3.009-76 (ст СЭВ 3518-81) «Работы погрузочно-разгрузочные. Общие требования безопасности» і НПАОП 63.21-1.22-07. «Правила охорони праці під час виконання навантажувально - розвантажувальних робіт на залізничному транспорті».

Організація НВР передбачає дотримання технології робіт, послідовність операцій і узгодженість дій працівників, що забезпечують безпеку робіт, відповідно вимогам ПВР, технологічних карт і місцевих інструкцій.

Для керівництва НРР призначається особа, відповідальна за безпечне проведення робіт по переміщенню вантажів кранами відповідно до вимог НПАОП 0.00-5.06-94 «Инструкция для лиц ответственных за безопасное производство работ по перемещению грузов кранами».

Для виконання НРР допускаються працівники, в т.ч. стропівники і кранівники, що пройшли перевірку знань безпечним методам виробництва робіт, особливостей технологічного процесу, пристрою і безпечної експлуатації підйомно-транспортного устаткування.

Не допускається знаходження людей в зоні можливого падіння вантажів при вантаженні і розвантаженні.

Строповка вантажів проводиться відповідно до вимог технологічних схем або проектів виробництва робіт. Строповка проводиться за допомогою вантажозахватних пристроїв і на позначених на конструкції місцях.

Перед підйомом і переміщенням вантажів перевіряється стійкість вантажів і правильність їх строповки. Стропи, чалочні канати (ланцюги) не повинні мати вузлів і петель. Гострі ребра вантажів закриваються прокладками від пошкодження.

Підйомно-транспортне устаткування для НРР повинне задовольняти вимогам ГОСТ 12.2.003-91 «Система стандартов в области охраны природы и улучшения использования природных ресурсов, безопасности труда» і НПАОП 0.00-1.01-07 «Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів».

Матеріали та конструкції до місця будівництва опори доставляти за допомогою плавучих засобів.

Додаткові вимоги до вантаження і розвантаження залізобетонних конструкцій:

- перед вантаженням (розвантаженням) монтажні петлі і строповочні пристрої очистити від розчину або бетону і ретельно оглянути;
- не допускати виправку і використання для строповки погнутих і сплюснутих петель;
- завантаження блоків прогонових будов, що спирається на транспортні засоби, проводиться в місцях, передбачених НПР.

Вантажі, що розміщуються поблизу залізничних і кранів рейкових колій, розташовуються відповідно до “Правилами технічної експлуатації залізниць України” і вимог ГОСТ 9238-83.

Забезпечення загальної електробезпеки.

Електробезпека на будівельно-монтажному майданчику забезпечується дотриманням вимог ДСТУ Б А.3.2-13:2011 «Система стандартів безпеки праці. Будівництво. Електробезпечність» і НАОП 1.1.10-1.01-85. «Правила техники безопасности при эксплуатации электроустановок»

Встановлення, розміщення і експлуатація електроустановок повинні відповідати вимогам НПАОП 0.00-1.21-98 «Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів.» і ПУЕ.

Засоби захисту, вживані при обслуговуванні електроустановок на будівельно-монтажних роботах, випробовуються у встановлені терміни.

Електрозварювальні роботи і обслуговування електроустановок проводиться відповідно до вимог ГОСТ 12.3.003-86 «Работы электросварочные. Требования безопасности».

До виконання електрозварювальних робіт допускаються робочі, що пройшли атестацію відповідно до НПАОП 0.00-1.16-96 «Правила. атестації зварників».

Використання ручного електричного інструменту проводиться з дотриманням вимог ГОСТ 12.2.013.0-91.

Захисне заземлення металевих частин машин з електроприводом, корпусів електродвигунів, трансформаторів, пускових апаратів виконується відповідно до ДБН В.2.5-27-2006 «Захисні заходи електробезпеки в

електроустановках будинків і споруд» і ПУЕ (6 вид.). Експлуатація електричного устаткування проводиться відповідно до вимог НПАОП 0.00-1.21-98 «Правила безпечної експлуатації електроустановок споживачів».

Зона електропрогрівання і установка для електропрогрівання бетонної суміші захищаються і обладнуються світловою сигналізацією, яка автоматично вимикається при подачі напруги на електроди. На огорожі встановлюються попереджувальні написи і знаки безпеки.

Монтаж установки, приєднання її до живлячої мережі установки проводить персонал з кваліфікаційною групою по електробезпеці не нижче III.

Установка для електропрогрівання обладналася аварійним вимикачем для зняття напруги при виробництві робіт усередині огорожі, а корпуси установки заземляються відповідно до НПАОП 0.00-1.21-98.

Трансформатори для електропрогрівання бетонної суміші і розподільні щити електроустановок захищаються і захищаються від атмосферних опадів. Біля трансформаторів і розподільних щитів укладаються на ізоляторах дерев'яні настили або ґрати, покриті гумовими килимками, відповідно до НПАОП 0.00-1.21-98.

Подача напруги на електроди установки вирішується після відходу персоналу за межі огорожі.

Огорожа ділянки електропрогрівання бетонної суміші напругою 127-220В від системи із заземленою нейтраллю встановлюється на відстані не менше 3м від суміші, з обов'язковим пристроєм світлової і звукової сигналізації і блокування. З персоналом проводиться інструктаж по електробезпеці особою, відповідальною за електрогосподарство.

Поливання бетонної суміші, що прогрівається, водою допускається після зняття напруги.

Експлуатація машин і устаткування.

Машини і устаткування, експлуатовані мостобудівним підрозділом, повинні мати паспорти і інструкції з експлуатації. Ті, які підлягають

реєстрації в органах Держнаглядохоронпраці, враховуються в журналі інженерно-технічних працівників по нагляду після їх реєстрації, а всі інші вантажопідйомні машини реєструються в журналі ІТР по нагляду за вантажопідйомними машинами відповідно до НПАОП 0.00-5.20-94 «Типова інструкція для інженерно-технічних працівників, які здійснюють нагляд за утриманням та безпечною експлуатацією вантажопідіймальних кранів».

Персонал, що обслуговує машини, керується інструкцією заводу-виготівника по монтажу і експлуатації машин і НПАОП 0.00-1.01-07.

Їх експлуатація проводиться відповідно до вимог інструкції по монтажу і експлуатації заводу-виготівника.

Сталеві канати, пристосування такелажів, знімні вантажозахватні пристосування (траверси, стропи і тому подібне) і тара повинні відповідати вимогам НПАОП 0.00-1.01-07 і ГОСТ 12.3.010-82 «Тара производственная требования безопасности при эксплуатации».

Установка і робота машин і устаткування в зоні повітряної лінії електропередачі або в її охоронній зоні проводиться відповідно до вимог НПАОП 0.00-1.01-07.

Переміщення і установка будівельних і вантажопідйомних машин на будовах, що зводяться, або трубах (з незначною висотою засипки) допускається за наявності НПР.

Підйом вантажів, що мають масу, близьку до вантажопідйомності крана для даного вильоту стріли, проводиться в два прийоми: спочатку на висоту 20-30см (у такому положенні перевіряють правильність строповки і надійність дії гальм), потім на повну висоту.

Переміщення вантажу в горизонтальному напрямі проводиться на висоті вище 0.5м над об'єктами, що зустрічаються на шляху, над конструкціями лісів - не менше чим на 1м.

Підйом, переміщення і установка вантажів (конструкцій) двома кранами проводиться відповідно до ППР, НПАОП 0.00-1.01-07 під керівництвом особи, відповідальної за виробництво робіт.

У разі, коли обслуговувана двома кранами зона з кабіни кранівника повністю не оглядається, для передачі сигналів такелажника призначаються сигнальніки.

Навантаження на кожен з кранів не повинне перевищувати вказаною в паспорті крана для даного вильоту.

Монтаж і демонтаж копрів, бурових верстатів і тому подібне, що включає подальше технічне випробування і складання акту приймання в експлуатацію, виконується по наявній в інструкції заводу-виготівника схемі або відповідно до НПР (технологічною картою) під керівництвом особи, відповідальної за технічний стан устаткування.

При підйомі стріли копра, зібраною в горизонтальному положенні, припиняються всі роботи в радіусі, що встановлюється залежно від довжини стріли, що піднімається, з тимчасовими пристроями відповідно до СНіП III-4-80* «Техника безопасности в строительстве». До підйому із стріли видалити всі незакріплені деталі, інструмент і ін.

При виявленні несправностей під час підйому стріли копра стріла опускається і проводяться всі виправлення.

Система устаткування для підмиву оболонок випробовується тиском, що перевищує робоче в 1,5 разу.

Виробничі шкідливості та методи захисту людини від їх негативного впливу.

Вібрація - це пружні механічні коливання, які шкідливо впливають на організм людини.

Джерела вібрації:

- робота машин та механізмів, які мають невідновлені і незбалансовані частини, що обертаються чи здійснюють зворотно-поступальний рух (оброблювальні верстати, штампувальні та ковальські молоти, електро- та пневмоперфоратори, електроприводи, насосні установки, компресори, механізований інструмент та ін.).

Вплив вібрації на організм людини:

- викликає зміни в діяльності серцевої та нервової систем;
- спазм кровоносних судин;
- зміни у суглобах, що призводить до обмеження їх рухомості.

Особливо небезпечна вібрація з частотою, яка є резонансною з частотою коливання окремих органів чи частин тіла людини, що може призвести до їх механічного пошкодження. Для більшості внутрішніх органів людини частота власних коливань становить 6—12 Гц.

Ступінь та характер впливу вібрації на організм людини залежить не лише від виду та параметрів, а також і від напрямку її дії.

Нормування вібрації

Основними нормативними документами з охорони праці стосовно вібрації є ГОСТ 12.1.012-90 «Вибрационная безопасность» та ДСН 3.3.6.039-99 «Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації».

Дія вібрації на організм людини залежить від таких її характеристик: інтенсивності, спектрального складу, тривалості впливу, напрямку дії. Гігієнічна оцінка вібрації, що діє на людину у виробничих умовах здійснюється за допомогою таких методів:

- частотного (спектрального) аналізу її параметрів;
- інтегральної оцінки по спектру частот параметрів, що нормуються;
- дози вібрації.

Заходи та засоби захисту від вібрації

Заходи та засоби захисту від вібрації за організаційною ознакою поділяються на

- колективні:

а) зниження вібрації в джерелі її виникнення (вдосконалення та кінематичних та технологічних схем, які усувають чи мінімально знижують дію динамічних сил; статичне та динамічне зрівноважуванням механізмів та об'єктів, що обертаються; недопущення резонансних режимів роботи обладнання);

- б) використання дистанційного керування, автоматичного контролю та сигналізації;
- в) застосування захисного огороження;
- г) зменшення параметрів вібрації на шляху її поширення від джерела змущувальної сили (вібропоглинання, віброгасіння та віброізоляції).
- д) попередній та періодичні медичні огляди;
- є) заборона допуску до вібраційних робіт осіб молодших 18 років та таких, що мають відповідні протипоказання у стані здоров'я;
- ж) лікувальна гімнастика та масаж рук;
- з) спеціальні режими праці та відпочинку.
- індивідуальні (ЗІЗ):
 - а) ЗІЗ для рук (рукавиці, рукавички, прокладки);
 - б) ЗІЗ для ніг (спеціальне взуття, підметки, килимки, наколінники);
 - в) ЗІЗ для тіла (нагрудники, пояси, спеціальні костюми).

Шум, ультразвук та інфразвук

Шум – це хаотична суміш шумів (звуків) різної частоти та інтенсивності, яка шкідливо впливає на організм людини.

Шум буває:

- механічного походження (виникає внаслідок вібрації при роботі механізмів та устаткування, а також поодиноких чи періодичних ударів у з'єднаннях деталей та конструкцій);
- аеродинамічного походження (виникає при подачі газу чи повітря по трубопроводах, вентиляційних системах, або їх стравлюванні в атмосферу);
- гідродинамічного походження (виникає внаслідок процесів, що проходять у рідинах (гідравлічні удари, кавітація, турбулентність потоку));
- електромагнітного походження (виникає внаслідок коливання елементів електромеханічних пристроїв під впливом змінних магнітних полів).

Вплив шуму на організм людини

Вплив шуму на організм людини проявляється в:

- послабленні уваги;
- посиленні розвитку втоми;
- сповільненні реакції на небезпеку;

Викликає:

- нервові та серцево-судинні захворювання, виразкову хворобу;
- порушення обмінних процесів;
- порушення функціонування органів слуху;
- впливає на різні відділи головного мозку, змінюючи нормальні

процеси ВНД (симптоми: загальна слабкість, роздратованість, апатія, послаблення пам'яті, погана розумова діяльність).

Шум викликає професійне захворювання – туговухість.

Засоби індивідуального захисту

ЗІЗ поділяються на: засоби захисту органів дихання, спецодяг, спецвзуття, засоби захисту рук, голови, обличчя, очей, органів слуху, засоби захисту від падіння з висоти та ін.

Захист органів дихання здійснюється за допомогою протигазів та респіраторів. За принципом дії протигази поділяються на фільтрувальні та ізолювальні.

До спецодягу належать: костюми, куртки, комбінезони, халати, плащі, фартухи тощо. Основні вимоги, яким повинен відповідати спецодяг, зводяться до наступного: забезпечувати необхідний захист від дії несприятливих чинників, бути зручним, не обмежувати рухових можливостей працівника.

Виходячи із необхідних захисних властивостей, вибираються матеріали для виготовлення спецодягу. Спеціальне взуття класифікується в залежності від захисних властивостей аналогічного спецодягу. До спецвзуття належать: чоботи, півчоботи, черевики, півчеревики, валянки, бахіли, калоші, боти і т. п. Взуття із спеціальними підметками призначене для таких умов праці, при

яких існує ризик падіння на слизькій підлозі. Знаходить застосування на виробництві й спеціальне віброзахисне взуття.

Засоби захисту рук — це різні види рукавиць та рукавичок, які використовуються для захисту від механічних впливів, підвищених та знижених температур, кислот і лугів, нафти і нафтопродуктів, вібрації, електричної напруги (діелектричні). Рукавиці та рукавички виготовляють із бавовни, льону, шкіри, шкірозамінника, гуми, азбесту, полімерів та ін. ЗІЗ рук за захисними властивостями класифікуються відповідно до єдиної класифікації (ГОСТ 1.4.103-80) аналогічно спецодягу та спецвзуттю.

Засоби захисту голови запобігають травмуванню голови при виконанні монтажних, будівельних, навантажувально-розвантажувальних робіт, при видобутку корисних копалин.

Найбільш розповсюджені засоби захисту голови — каски, які поділяються на каски захисні загального призначення (каска будівельна склопластикова, текстолітова), каски шахтарські, каски спеціального призначення (для електрозварювальників).

До засобів захисту обличчя належать ручні, наголовні та універсальні щитки.

Для захисту очей від твердих часточок, бризок кислот, лугів та інших хімічних речовин, а також випромінювань застосовують такі засоби індивідуального захисту, як окуляри. Тип окулярів добирається за ГОСТ 12.4.013-85 залежно від виду роботи.

Засоби захисту органів слуху застосовуються тоді, коли рівень шуму на робочому місці перевищує допустимі значення. До засобів захисту органів слуху належать протишумові вкладки, навушники, шумозаглушувальні шоломи.

Останнім часом намітилась тенденція до створення комплексних ЗІЗ номенклатура яких постійно розширюється. Вони забезпечують комплексний захист працівника від небезпечних та шкідливих чинників, здійснюючи

одночасно захист органів зору, слуху, дихання, а також окремих частин тіла людини.

Використана література

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. ДСТУ Б В.2.3-1-95. Габарити підмостові судноплавних прогонів мостів на внутрішніх водних шляхах – 1997.
5. Косяк В. М., Тарасенко В. П., Попович М. М. Методичні вказівки по складанню варіантів металевго моста. – 2009.
6. Тарасенко В. П. Методичні вказівки по розрахунку металевих мостів Частина 3. Розрахунок балок проїзної частини. – 1999.
7. Тарасенко В. П. Методичні вказівки по розрахунку металевих мостів Частина розрахунок головних ферм, зв'язок між фермами та розрахунок опорних частин. – 2000.
8. С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М. Тригер та ін. Організація будівництва. Підручник – К.:Кондор, 2007. – 521 с.
9. Білецький А. А. Організація і технологія будівельних робіт: навч. посібн. – Рівне: НУВГП, 2007 – 202 с.
10. Лучко Й. Й. Конструкції будівель і споруд : Підручник / Лучко Й.Й., Назаревич Б.Л., Ковальчук В.В. . – Львів : Каменяр , 2018 – 745 с..
11. Корнеев, М. М. Стальные мосты : теорет. и практ. пособ. по проектированию. – К. : 2003. – 547 с.