

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

ЦППО
(повна назва факультету)
Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект цеху металообробки в Маріуполі з дослідженням роботи
кроквяної ферми

Виконав: студент 2 курсу, групи МБд-2
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Студент	(шифр і назва спеціальності)	
	(підпис)	<u>Гомків.В.Я.</u> (прізвище та ініціали)
Керівник		<u>Баран Д.Я.</u> (прізвище та ініціали)
	(підпис)	
Нормоконтроль		<u>Данильченко С.М.</u> (прізвище та ініціали)
	(підпис)	
Завідувач кафедри		<u>Ясній В.П.</u> (прізвище та ініціали)
	(підпис)	
Рецензент		<u></u> (прізвище та ініціали)
	(підпис)	

Тернопіль
2021

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Томківу Василю Ярославовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект цеху металообробки в Маріуполі з дослідженням роботи
кроквяної ферми

Керівник роботи Баран Денис Ярославович, к.т.н.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «28» жовтня 2021 року № 4/9-917

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

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

6-8 листів формату А1

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викладач		
Нормоконтроль	Данильченко С.М. ст. викладач		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурний розділ		
2.	Розрахунково-конструктивний розділ		
3.	Науково-дослідна частина		
4.	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях		
5.	Графічне оформлення креслень		

Студент

(підпис)

Томків В.Я.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Баран Д.Я.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	3
1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА.....	5
1.1. Загальна частина	5
1.2. Об'ємно-планувальне рішення	5
1.3. Конструктивне рішення	6
1.4. Теплотехнічний розрахунок стінового огородження.....	10
2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	12
2.1. Компонування каркасу	12
2.1.1. Характеристика кранів розрахункової рами	12
2.1.2. Вертикальні розміри каркасу.....	16
2.1.3. Горизонтальні розміри каркасу	17
2.1.4 Конструкції покриття, що захищають конструкції	18
2.2 Визначення навантажень на раму каркасу.....	19
2.2.1 Постійні навантаження.....	19
2.2.2. Снігове навантаження	20
2.2.3 Вітрове навантаження на розрахункову раму.....	22
2.2.4. Кранові навантаження	25
2.3. Статичний розрахунок рами каркасу.....	29
2.3.1.Розрахункова схема рами.....	29
2.3.2 Статичний розрахунок рами	29
2.3.3 Схеми завантажень рами.....	30
2.4. Розрахунок та конструювання кроквяної ферми (проліт А - В)	38
2.4.1. Навантаження на ферму.....	38
2.4.2. Розрахунок ферми. Результати	40
2.4.3 Підбір перерізів стрижнів	41
2.5 Розрахунок та конструювання підкранової балки.....	51
2.5.1 Визначення кранових навантажень	51
2.5.2 Статичний розрахунок балки.....	51
2.5.3. Визначення розмірів поперечного перерізу підкранової балки.....	58

2.5.4.3. Перевірка жорсткості балки	61
РОЗДІЛ 3. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ	62
3.1 Моделювання елементів каркасу	62
3.2 Результати скінченно-елементного розрахунку каркасу	64
3.3 Результати перевірки перерізів елементів каркасу і ферми	66
3.4 Висновки за розділом	67
РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	68
4.1. Охорона праці	68
4.1.2 Оформлення будівельного майданчика	69
4.1.3 Техніка безпеки під час монтажу металевих конструкцій будівлі ..	71
ВИСНОВКИ	76
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ	77

ВСТУП

Даний дипломний проект виконаний як опрацювання інженерно-технічних рішень щодо наміченого до будівництва в цеху металообробки в Маріуполі.

Прийнята у дипломному проекті розрахункова схема рами знайде свій відбиток у реальному проекті. Зокрема, підібрані перерізи кроквяних ферм та ПБ, на які розроблені креслення КМД, які можуть бути використані при виготовленні металокопункцій.

Актуальність теми. У сучасних економічних умовах (приблизно починаючи з 2000 р.) йде тенденція до збільшення виробництва із значною додатковою вартістю, саме під таке виробництво планується цех металообробки. В Маріуполі розташовано низку металургійних підприємств, таким чином в одному місті зосередиться ціла низка підприємств із замкнути циклом виробництва.

Мета роботи: Розробка проекту цеху металообробки в Маріуполі.

Об'єктом дослідження є поведінка кроквяної ферми в стержневій постановці з врахуванням спільної роботи каркасу виробничої будівлі.

Предметом дослідження є несуча здатність кроквяної ферми в стержневій постановці з врахуванням спільної роботи каркасу виробничої будівлі.

Доцільність проведення досліджень викликана тим, що отримані результати досліджень дадуть можливість підвищити стійкість та надійність окремих будівельних конструкцій в експлуатаційному режимі.

Відповідно до поставленої мети потрібно вирішити такі **завдання**:

1. Розробити об'ємно-планувальні рішення будівництва відповідно до умов на відведеній ділянці у м. Маріуполь
2. Проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та запроектувати фундаменти.
3. Розробити конструктивні рішення щодо несучих елементів конструкцій.
4. Розробити скінченно-елементу модель ферми.
5. Визначити поведінку кроквяної ферми в стержневій постановці з врахуванням спільної роботи каркасу виробничої будівлі.
7. Розробити заходи з охорони праці, техніки безпеки під час будівництва.

Методи досліджень. При вирішенні поставлених завдань застосовується метод скінченних елементів.

Наукова новизна. Вдосконалено методику моделювання каркасу рами виробничої будівлі..

Практичні результати роботи можуть використовуватися проектними організаціями при виконанні міцнісних розрахунків виробничих будівель. Результати порівняльного аналізу можуть застосовуватися для оцінки ефективності проектних рішень. Наведені в роботі результати можуть використовуватися в навчальному процесі при підготовці студентів за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія».

Апробація результатів магістерської роботи виконана на Х Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 24-25 листопада 2021 року.).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: ферма, рама, скінченно-елементний розрахунок.

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1. Загальна частина

Об'єкт будівництва – цех металообробки, в зоні:

снігового району – III:

Значення снігового навантаження таке: $s_0 = 1,0 \text{ кН/м}^2$

Розрахунок снігового навантаження на раму каркасу наведено у п. 5.2.2.

вітрового району - I (тип місцевості "А")

Значення вітрового навантаження таке: $w_0 = 0,23 \text{ кПа}$

Розрахунок вітрового навантаження на раму каркасу наведено у п. 5.2.3.

кліматичного району – ПВ:

- Середньорічна температура повітря тут складає $+3,3 \text{ }^\circ\text{C}$, але при цьому не опускається нижче $-34 \text{ }^\circ\text{C}$ в найхолоднішу добу року і досягає значення $+21 \text{ }^\circ\text{C}$ у теплу пору року;

- кількість опадів, що випадає в період з листопада до березня 213 мм , а з квітня до жовтня – 441 мм ;

- середня швидкість вітру за три зимові місяці перевищує 5 м/с ;

- нормативна глибина промерзання ґрунту становить $1,45 \text{ м}$.

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Будівля має такі розміри в плані: довжина – 378 м , ширина – 116 м . Ширина прольотів будівлі варіюється від 20 м до 36 м . Крок колон, в основному, – 12 м , а також у поодиноких випадках – 36 м (між прольотами А – В та В – С), що зумовлено технологічними вимогами.

З 1-ої по 8 осі будівля має 2 прольоти по 36 метрів в осях А, В, С, з 8-ї по 20-ю – 3 прольоти ($36, 36$ і 30 м), з 20-ї по 24-у – 4 прольоти ($36, 20, 24$ і 36 м), з 24-ї по 30-ю – 3 прольоти ($20, 24, 36 \text{ м}$). А також одні з прольотів будівлі розташовані перпендикулярно до інших прольотів будівлі в осях Н – Е має ширину 30 м та довжину в осях 120 м .

Висота будівлі $21,6 \text{ м}$ (без урахування ліхтаря), позначка верху ліхтаря – $24,0 \text{ м}$.

Ліхтарі по будівлі виконують, в основному, аераційну функцію та розташовані відповідно до вимог технологічного процесу, що виконується у відповідній частині будівлі: холодильне відділення, проліт обробки, становий проліт, проліт накопичувального транспортера, пічний проліт.

Кожен проліт будівлі оснащений кранами нормального та важкого режимів роботи (5К, 7К, А5) кількістю від 1 до 3:

- склад готової продукції – 3 крани вантажопідйомністю 20 т;
- проліт обробки – 1 кран вантажопідйомністю 20/5 т;
- холодильне відділення – 1 кран вантажопідйомністю 32/5 т;
- становий проліт – 2 крани вантажопідйомністю 50/10 т;
- проліт підготовка клітей – 2 крани вантажопідйомністю 50/10 т;
- пічний проліт – 1 кран вантажопідйомністю 16/3,2 т;
- проліт накопичувального транспортера – 1 кран вантажопідйомністю 10 т;

Температурний шов розташовується по номерній осі – 20.

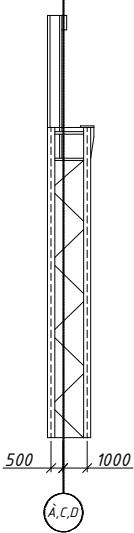
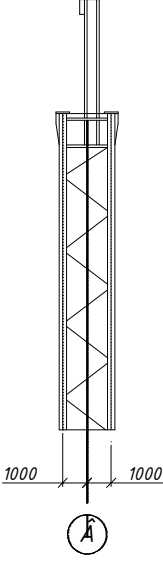
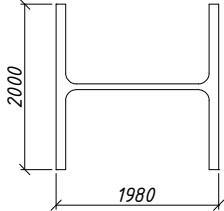


Просторова жорсткість забезпечується зв'язками по поясах ферм та між колонами. Прийнято шарнірну схему рамного каркаса.


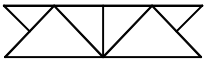
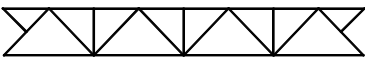
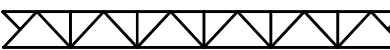
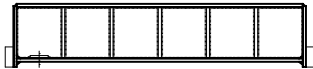
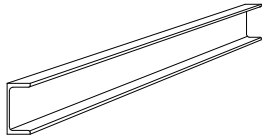
1.3. Конструктивне рішення

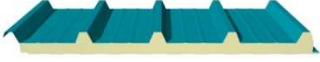
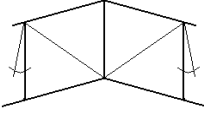



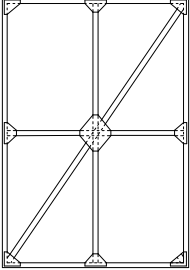
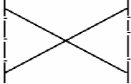

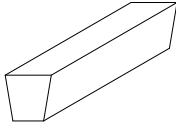
Для зручності конструктивні елементи будівлі зведено до таблиці 1.3.

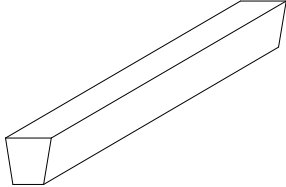
Таблиця 1.3. "Специфікація елементів"

Найменування конструкцій	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний об'єм (м ³)/маса (т)
Колони ряду А,К1		-	3,38	20	- / 67,6
Колони ряду крайні, К4	С	-	4,07	7	- / 28,49

Найменування конструкцій	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний об'єм (м ³)/маса (т)
Колони ряду D, К6		-	2,8	13	- / 36,4
Колони ряду В,К2		-	3,95	13	- / 51,35
Колони ряду В(особливі), К3		-	5,36	4	- / 21,44
Колони ряду С середні, К4		-	3,27	10	- / 32,7
Колони ряду С (особливі), К5		-	4,67	2	- / 9,34
Фахверкові колони, ФК1		Суцільна одногілкова колона заввишки 17,7 м наступним перетином (20К1 за ГОСТ 26020-83): 	-	0,735	14
Ферми кроквяні 36 м, Ф1		-	5,76	39	- / 224,64
Ферми кроквяні 36 м 3		-	5,8	39	- / 226,2

Найменування конструкцій	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний об'єм (м ³)/маса (т)
кріпленнями для ліхтаря, Ф2					
Ферми кроквяні 30 м з кріпленнями для ліхтаря, Ф3		-	4,3	25	- / 107,5
Підкроквяні ферми 12 м, крайні, ФП1		-	3,14	38	- / 119,32
Підкроквяні ферми 12 м, середні, ФП2		-	3,43	24	- / 82,32
Підкроквяні ферми 24 м, особливі, ФП3			8,4	1	- / 8,4
Підкроквяні ферми 36 м, особливі, ФП4		-	15,1	2	- / 30,2
Підкранові балки 12 м (Проліт АВ), ПБ1		-	2,58	32	- / 82,59
Підкранові балки 12 м (Проліт ВС), ПБ2		-	2,312	30	- / 69,36
Підкранові балки 12 м (Проліт СD), ПБ3		-	1,893	22	- / 41,65
Підкранові балки 24 м (осі 18-20, ряд С), ПБ4		-	7,651	1	- / 7,651
Підкранові балки 36 м (осі 2-5, 16-19, ряд В), ПБ5		-	18,089	2	- / 36,18
Прогони		-	0,103		- / 90,3

Найменування конструкцій	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний об'єм (м ³)/маса (т)
Плити покриття типу «сандвіч» (1 x 6)		-	0,126	3456	- / 435,46
Світлоаераційний ліхтар (3 x 3)		-	0,3	48	- / 14,4
Віконні палітурки світлоаераційних ліхтарів		-	0,037	88	- / 3,26
Стінові сандвіч панелі 1 x 1,2		-	0,02	363	- / 7,26
Стінові сандвіч панелі 1 x 2,4		-	0,04	363	- / 14,52
Стінові сандвіч панелі 1 x 3,6		-	0,06	459	- / 27,54
Стінові сандвіч панелі 1 x 4,8		-	0,08	375	- / 30
Стінові сандвіч панелі 1 x 6		-	0,1	462	- / 46,2
Палітурки віконні подвійні (1,2 x 12)		-	0,4	264	- / 105,6
Ворота		-	0,9	3	2,7
Зв'язки вертикальні по колонах		-	3,9	8	- / 31,2
Фундаменти збірні під фахверкові колони		6,6	-	14	92,4 / -
Фундаментні балки 6 м		0,94	2,44	17	15,98 / 41,48

Найменування конструкцій	Ескіз	Об'єм елемента, м ³	Маса елемента, т	Кількість елементів, шт	Загальний об'єм (м ³)/маса (т)
Фундаментні балки 12 м		2,05	5,1	38	77,9 / 193,8

1.4. Теплотехнічний розрахунок стінового огородження

Необхідний опір теплопередачі стінових конструкцій (сендвіч-панелі), що відповідають санітарно-гігієнічним і комфортним умовам, визначають за формулою:

$$R_0^{tp} = \frac{n \cdot (t_b - t_n)}{\Delta t^H \cdot \alpha_b} = \frac{1 \cdot (20 + 27)}{6,72 \cdot 8,7} = 0,804$$

де $n = 1$ - коефіцієнт, що приймається в залежності від положення зовнішньої поверхні огорожувальних конструкцій по відношенню до зовнішнього повітря за табл. 3. норм();

$t_b = 20^{\circ}\text{C}$ – розрахункова температура внутрішнього повітря, що приймається згідно норма проектування відповідних будівель та споруд;

$t_n = -27^{\circ}\text{C}$ - Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, що дорівнює середній температурі найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92 ;

$\Delta t_3 = 6,72$ - нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря та температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, залежно від температури точки роси $t_p = 13,28^{\circ}\text{C}$;

$\alpha_b = 8,7$ - Коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальних конструкцій.

Опір теплопередачі R_o , м²·°C/Вт, що захищає конструкції слід визначати за формулою

$$R_o = \frac{1}{\alpha_{\%o}} + R_k + \frac{1}{\alpha_s},$$

де R_k - термічний опір огорожувальної конструкції, $m^2 \cdot ^\circ C / Wt$, що визначається однорідною (одношаровою) за формулою

$$R_k = R_1 + R_2 + \dots + R_n,$$

де R_1, R_2, \dots, R_n - термічні опори окремих шарів огорожувальної конструкції, $m^2 \cdot ^\circ C / Wt$, що визначаються за формулою

$$R = \frac{\delta}{\lambda}$$

де δ - Товщина шару, м;

λ - Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару, $Wt / (m \cdot ^\circ C)$,

$\alpha_n = 23 Wt / (m \cdot ^\circ C)$ - коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції.

$$R_o^{tp} = \frac{1}{\alpha_b} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_{yt}}{\lambda_{yt}} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_n}$$

Сендвіч-панель складається з трьох шарів:

- сталевий лист С18-1000-0.7 за ГОСТ 24045-94 завтовшки $\delta_1 = 0,7$ мм та з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_1 = 58 Wt / (m \cdot ^\circ C)$
- утеплюючий шар пінополіуретан з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_2 = 0,041 Wt / (m \cdot ^\circ C)$
- сталевий лист С18-1000-0.7 за ГОСТ 24045-94 завтовшки $\delta_3 = 0,7$ мм та з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_3 = 58 Wt / (m \cdot ^\circ C)$

$$\delta_{yt} = \left(R_o^{tp} - \frac{1}{\alpha_b} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{1}{\alpha_n} \right) \cdot \lambda_{yt}$$

$$\delta_{yt} = \left(0,803 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,0007}{58} - \frac{0,0007}{58} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,041 = 0,026 \text{ м} = 26 \text{ мм}$$

Приймаємо пінополіуретановий утеплювач завтовшки 100 мм відповідно до конструкції віконних палітурок та забезпечення жорсткості «сендвіч» панелей.

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Компонування каркасу

Основними елементами сталевого каркаса виробничої будівлі, що сприймає майже всі навантаження, є плоскі поперечні рами, утворені колонами і ригелями - кроквяними фермами. На плоскі поперечні рами спираються поздовжні елементи: балки підкранові, ригелі, а також зв'язки.

Через складність будівлі у плані у цій роботі розглядається розрахунок лише однієї трьохпролітної рами повторюваної осей 8 – 20 (далі розрахункова рама):

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 36 + 36 + 30 = 102 \text{ м}$$

Розрахункова рама обладнана опорними мостовими електричними і магнітними кранами, що спираються на підкранові розрізні балки. Компонування каркасу визначається технологічними та архітектурними вимогами, умовами експлуатації будівлі, кліматичними умовами, типами та матеріалами конструкцій, що огороджують та несуть та ін. і було визначено замовником у вигляді технологічних креслень.

2.1.1. Характеристика кранів розрахункової рами

- 1) В осях А – В (склад готової продукції) використовується 3 магнітні крани:
 - вантажопідйомність – 20 т;
 - вага крана – 59 т;
 - вага візка – 22 т;
 - проліт мосту крана – $L_k = 34$ м;
 - режим роботи – 7К;
 - підвіс – гнучкий.

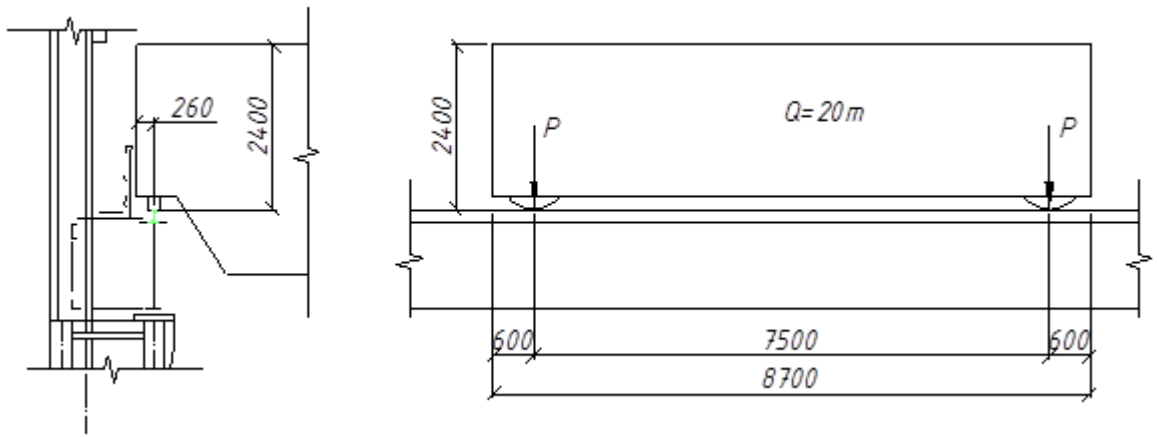


Рис.2.1 Схема спирання крана складу готової продукції на рейковий шлях

2) В осях В - С (проліт обробки) використовується 1 магнітний кран:

- вантажопідйомність – 20/5 т;
- вага крана – 41,1 т;
- вага візка – 8 т;
- проліт мосту крана – $L_k = 34$ м;
- режим роботи – 5К;
- підвіс – гнучкий.

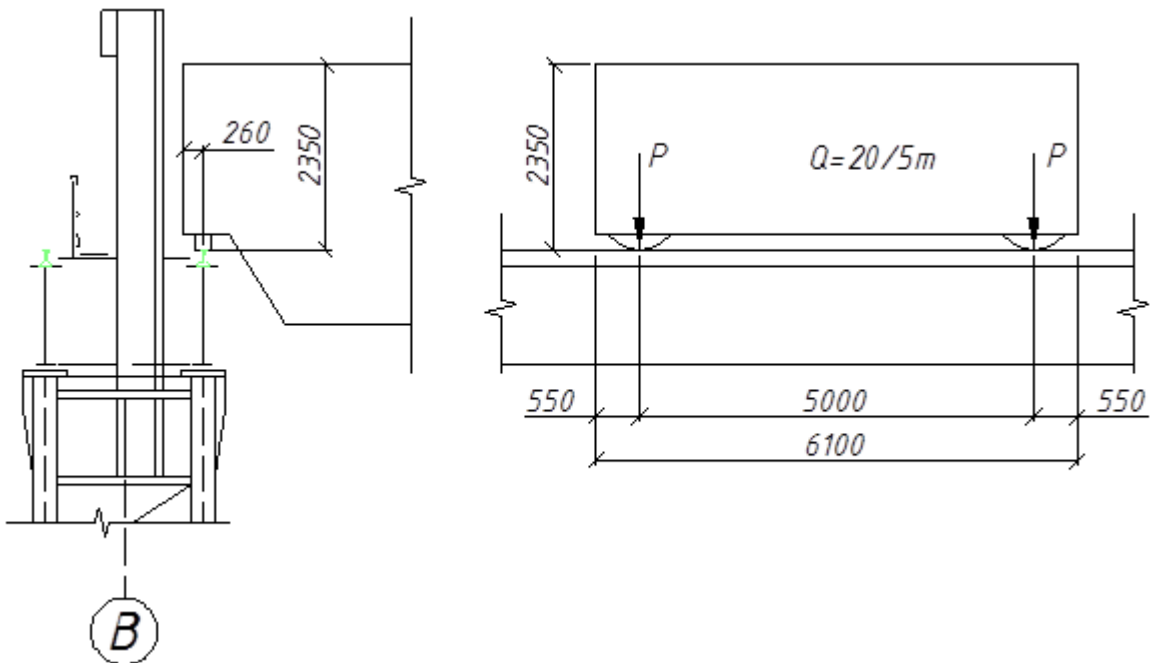


Рис.2.2. Схема спирання крана прольоту обробки на рейкову колію

3) В осях С – D (холодильник) використовується 1 магнітний кран:

- вантажопідйомність – 32/5 т;
- вага крана – 38,5 т;
- вага візка – 8 т;
- проліт мосту крана – $L_k = 28$ м;
- режим роботи – 5К;
- підвіс – гнучкий.

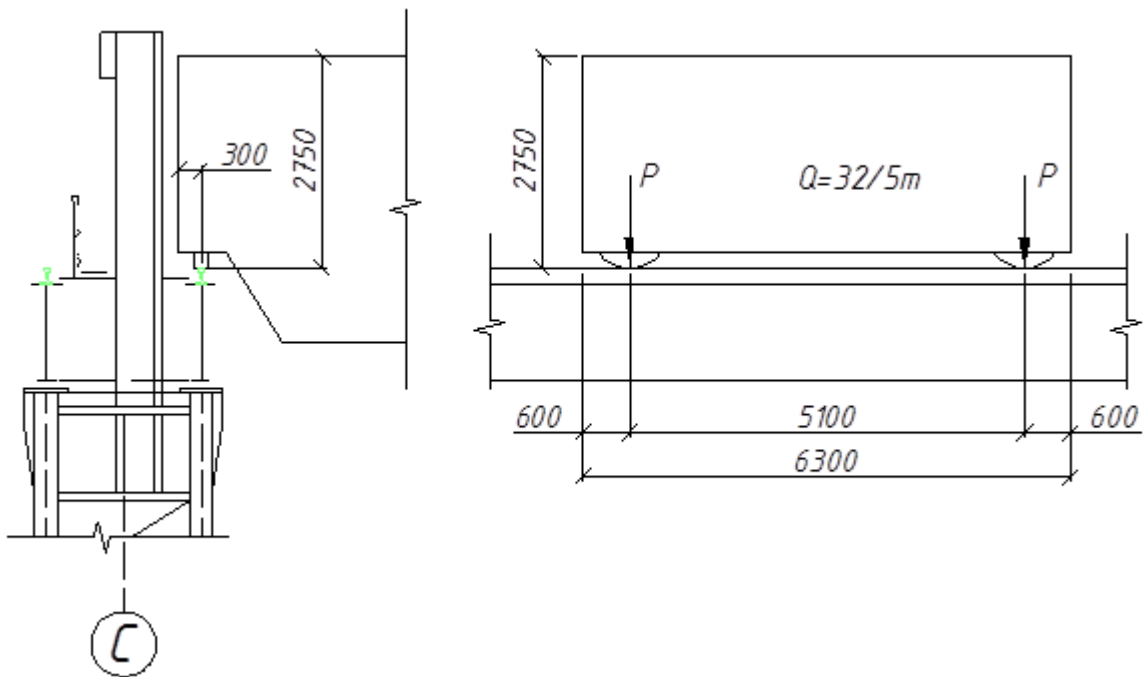


Рис.2.3. Схема спирання крана прольоту холодильника на рейкову колію

Мінімальний тиск котків F_{\min} знаходимо з рівняння проєкцій сил на вертикальну вісь. Горизонтальне навантаження $F_{\text{гор}}$, що виникає при гальмуванні візка крана, передається на один бік кранового шляху і рівномірно розподіляється між усіма колесами крана. Для кранів з гнучким підвісом вантажу коефіцієнт $K_T=0,05$ суми підйомної сили крана і сили тяжіння візка (на візку половина гальмівних котків), для кранів з жорстким підвісом вантажу коефіцієнт $K_T=0,1$ суми цих сил (на візку всі гальмові ковзанки)).

Мінімальний тиск котків і горизонтальний тиск котків (кількість котків на кінцевій балці $n = 2$):

Кран №1:

$$F_{\min} = \frac{Q+G}{n} \cdot g - F_{\max} = \frac{20+59}{2} \cdot 9,81 - 293 = 95 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор,к}} = \frac{Q+G_{\text{тел}}}{n} \cdot g \cdot K_T = \frac{20+22}{2} \cdot 9,81 \cdot 0,05 = 10,3 \text{ кН};$$

Кран №2:

$$F_{\min} = \frac{Q+G}{n} \cdot g - F_{\max} = \frac{20+41,8}{2} \cdot 9,81 - 213 = 90 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор,к}} = \frac{Q+G_{\text{тел}}}{n} \cdot g \cdot K_T = \frac{20+8}{2} \cdot 9,81 \cdot 0,05 = 7 \text{ кН};$$

Кран №3:

$$F_{\min} = \frac{Q+G}{n} \cdot g - F_{\max} = \frac{32+38,5}{2} \cdot 9,81 - 265 = 81 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор,к}} = \frac{Q+G_{\text{тел}}}{n} \cdot g \cdot K_T = \frac{32+8}{2} \cdot 9,81 \cdot 0,05 = 10 \text{ кН};$$

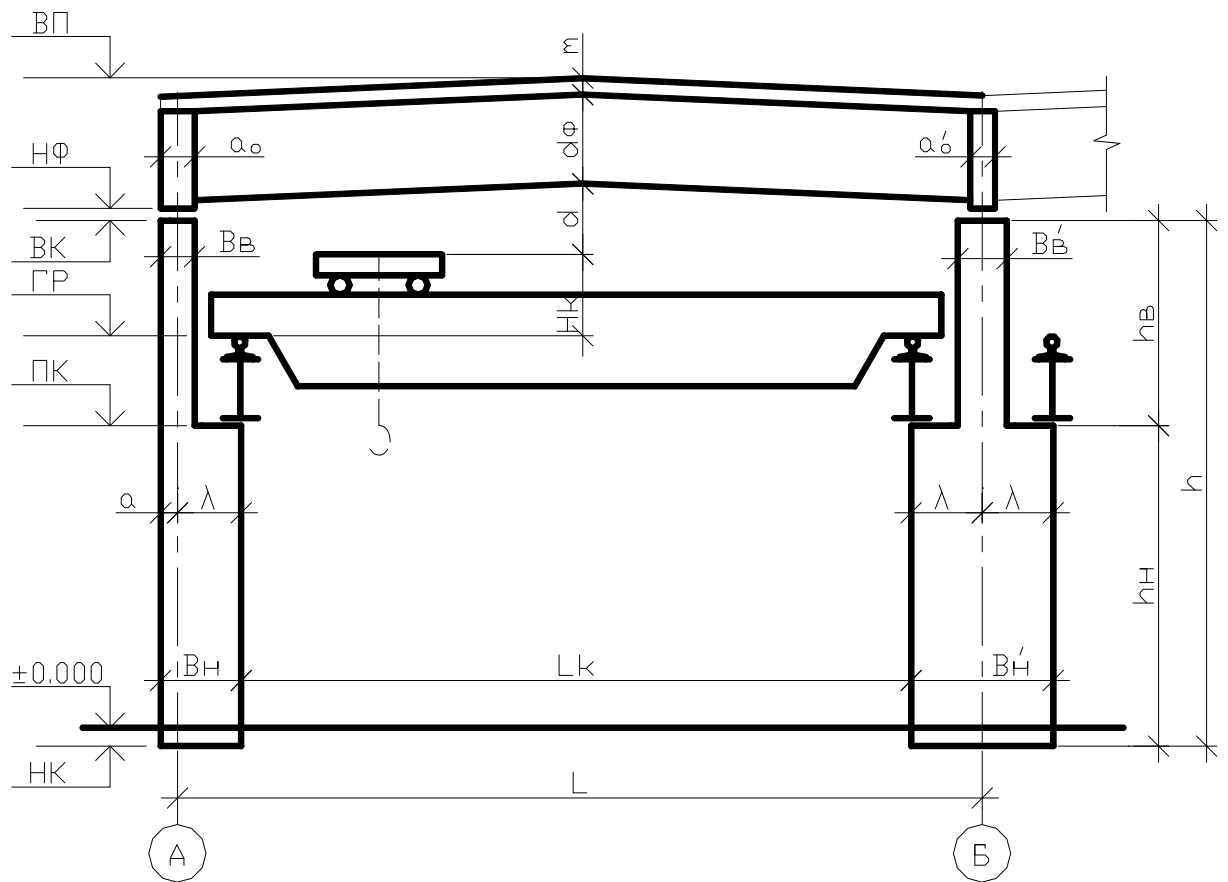


Рис.2.4. Умовні позначення позначок та величин рами каркас

2.1.2. Вертикальні розміри каркасу

Їх визначають за заданою позначкою головки підкранової рейки ГР.

Позначка низу ферми $HФ \geq ГР + НК + d$, де:

НК – висота крана більшої вантажопідйомності (тобто №3);

$d = 0,45$ м - Зазор між краном і фермою (але не менше 0,35 м).

Верх колони приймають на 0,15 м нижче за нижній пояс ферми у вузлі спирання на колону.

При призначенні горизонтальних розмірів колон враховують: габаритні розміри кранів, прив'язку зовнішньої грані колони до розбивної осі, розмір λ , вимоги до жорсткості колон у площині рами, наявність проходів уздовж підкранових шляхів, розміри двотаврів верхніх частин колон.

Значення λ приймаємо рівним 1 м

Прив'язку крайніх колон до розбивної осі приймаємо рівною $a = 500$ мм, для середніх колон вибираємо центральну прив'язку.

З урахуванням прийнятих розмірів a і λ

- ширина нижньої частини крайньої колони $b_n = \lambda + a$. З умови необхідної жорсткості нижньої частини b_n має бути щонайменше $h/20$.

- ширина нижньої частини середньої колони при кранах однакової вантажопідйомності у прольотах $b'_n = 2 \cdot \lambda$.

- ширина оголовка b_v для колони крайнього ряду повинна бути не менше ніж $1/8 \dots 1/12$ висоти верхньої частини колони h_v .

- ширина оголовка b'_v для колон середніх рядів повинна бути не менше ніж $1/6 \dots 1/8$ висоти h_v .

Верхні частини колон проектуємо з широкополочних або зварних двотаврів висотою перерізу 400...1200 мм.

Відповідно до даних замовника позначка головки рейки ГР = 14,5 м, крок колон $B = 12$ м.

Розрахунок

Мінімальна позначка низу ферми:

$$HФ = ГР + НК + d = 14,50 + 2,750 + 0,45 = 17,7 \text{ м,}$$

де d – зазор між краном та фермою.

Позначка верху колони:

$$ВК = НФ - 0,15 = 17,7 - 0,15 = 17,55 \text{ м}$$

Позначку верху колони можна призводити до уніфікованої, так як в якості стінового огороження будуть використані сендвіч-панелі, вимоги до кріплення яких не є критичним.

Попередньо приймаємо висоту підкранової балки: $h_{пб} = B/6 = 2,0 \text{ м}$

Підкранова консоль має попередню позначку:

$$ПК = ГР - h_{пб} = 14,5 - 2,0 = 12,5 \text{ м}$$

Заглиблення колони нижче рівня чистої статі: $НК = -0,15.0,6 \text{ м}$

Повна висота колони:

$$h = ВК - НК = 17,55 - (-0,15) = 17,7 \text{ м}$$

Висота нижньої та верхньої частин колони:

$$h_{н} = ПК - НК = 12,5 - (-0,15) = 12,65 \text{ м}$$

$$h_{в} = ВК - ПК = 17,55 - 12,5 = 5,05 \text{ м}$$

Відстань від верху колони до рівня головки підкранової рейки:

$$h_{с} = ВК - ГР = 17,55 - 14,5 = 3,05 \text{ м.}$$

2.1.3. Горизонтальні розміри каркасу

Крайні колони:

Ширина нижньої частини колони: $b_{н} = \lambda + a = 1,000 + 0,500 = 1,500 \text{ м}$

Прийнята ширина задовольняє умову: $b_{н} \geq h/20 = 17,7/20 = 0,89 \text{ м}$

Ширина верхньої частини колони має бути:

$$b_{в} \geq h_{в}/8..h_{в}/12 = 5,05/8..5,05/12 = (0,63..0,42) \text{ м}$$

Приймаємо $b_{в} = 0,58 \text{ м}$

Зазор між краном та внутрішньою гранню верхньої частини колони:

$$a_{к} = b_{н} - b_{в} - B1 = 1,50 - 0,58 - 0,300 = 0,62 \text{ м} > 0,5 \text{ м (на обох крайніх колонах}$$

буде організовано прохід людей для технічного обслуговування крана)

Середні колони:

Ширина нижньої частини колони: $b'_{н} = 2 \cdot \lambda = 2 \cdot 1,00 = 2,00 \text{ м}$

Ширина верхньої частини колони:

$$b'_B = h_B/6 \dots h_B/8 = 5,05/6 \dots 5,05/8 = (0,84 \dots 0,63) \text{ м}$$

Приймаємо $b'_B = 0,69 \text{ м}$

Зазор між краном та огорожею ходового містка:

$$a_K = (b'_H - b'_B - 0,5) / 2 = (2,0 - 0,71 - 0,5) / 2 = 0,395 \text{ м} > 0,075 \text{ м}$$

2.1.4 Конструкції покриття, що захищають конструкції

Покриття складається з покрівлі (трьохшарові панелі), прогонів, кроквяних та підкроквяних ферм, ліхтарів та зв'язків.

Тип покрівлі залежить від температурного режиму будівлі: для опалювальних будівель – тепла покрівля, а для будинків із зайвими тепловиділеннями – холодна покрівля.

Конструкція покрівлі впливає вибір обрису покриття. Застосування різних видів покриттів, їх довговічність, навантаження на покриття та допустимий нахил наведено у табл. 1 ДБН В.2.6.-14-95 [5]. Для рулонних покрівель із захисним шаром із гравію нахил має бути не більше 10%.

Приймаємо для покрівлі цієї будівлі 4% ухил. Покриттям будуть служити профільовані сендвіч-панелі.

Схема кроквяних ферм дана на рис. 2.4. Ця ферма з паралельними поясами з ухилом 4%. Довжини панелей, крім опорних, прийняті $d = 3000 \text{ мм}$. Розміри опорних панелей d_0 пов'язані з шириною надколонників, до яких приєднуються ферми, тому їх довжина 200 мм менше решти панелей і дорівнює $d_0 = 2800 \text{ мм}$. Ширина надколонників на колонах середніх рядів дорівнює $a'_0 = 2 \cdot 200 \text{ мм} = 400 \text{ мм}$, на колонах крайніх рядів $a_0 = a + 200 \text{ мм}$.

Позначку верху покриття обчислюють з урахуванням товщини покрівлі – $t = 0,65 \text{ м}$ для теплої покрівлі.

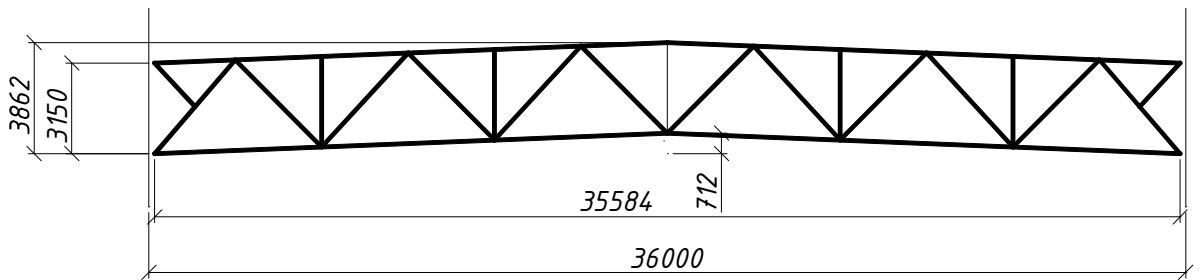


Рис. 2.4. Схема кроквяної ферми (36

Розрахунковий проліт кроквяної ферми $L_{\text{ф}}$:

$$L_{\text{ф}} = L - 2 \cdot 200 = 36000 - 2 \cdot 208 = 35584 \text{ мм.}$$

Позначка верху покриття (без урахування ліхтаря):

$$\text{ВП} = \text{НФ} + h_{\text{ф}} + m + i \cdot L / 2 = 17,7 + 3,150 + 0,65 + 0,04 \cdot 35,6 / 2 = 22,212 \text{ м,}$$

де $i = 0,04$ - кут нахилу в сотих одиниці.

Позначка верху покриття ліхтаря:

$$\text{ВПФ} = (\text{ВП} - m) + h_{\text{ф}} + m = (22,212 - 0,65) + 2,1 + 0,65 = 24,312 \text{ м.}$$

Виконання стінової огорожі передбачено із сендвіч-панелей та віконних палітурок. Типи та розміри панелей обумовлені температурно-вологісним режимом будівлі та наявністю до постачальників.

Цокольну частину приймаємо з панелей заввишки 1,2 м. Перший ярус скління не повинен складати 4,8 м по висоті, навантаження від нього передається на колони через ригелі з гнuto-зварного профілю, встановлені з кроком по висоті, що не перевищує 2,4 м. Висота двох наступних ярусів скління складає 2,4 м. Навантаження від них передається аналогічно першому ярусу зіткнення.

2.2 Визначення навантажень на раму каркасу

Рама каркаса розраховуємо окремо на кожне з навантажень, а потім розглядаємо їх можливі поєднання та комбінації.

2.2.1 Постійні навантаження

До постійних навантажень відносять навантаження від покрівлі та стін, власна вага конструкцій.

Навантаження від конструкцій покриття

Склад покрівлі визначається температурно-вологісним режимом будівлі та прийнятою конструкцією покрівлі. У курсовому проекті температурний режим будівлі та склад покрівлі визначено завданням.

Таблиця 2.2. Навантаження від конструкцій покриття

Найменування	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коеф. дійсності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
2 шари руберойду, що наплавляється.	0,15	1,3	0,195
Пластий аркуш.	0,11	1,1	0,121
Гідробар'єр-дифузійна плівка	0,07	1,3	0,091
Утеплювач-Rockwool $\rho = 200$ кг/м ³ , t = 100 мм	0,2	1,3	0,26
Пароізоляція-поліетиленова плівка	0,07	1,3	0,091
Профнастил Р-75-750-0,9	0,17	1,05	0,179
Прогони	0,25	1,05	0,263
Ферми, ліхтарі, зв'язки	0,5	1,05	0,525
<u>ВСЬОГО:</u>	$g_H = 1,52$		$g = 1,725$

2.2.2. Снігове навантаження

Нормативне значення снігового навантаження на 1 м² горизонтальної проекції покриття [1] обчислюють за формулою

$$s_H = s_0 \cdot \mu$$

де s_0 – нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальну проекцію будівлі для даного (III) снігового району;

Таблиця 2.3.2 «Нормативне значення s_0

Сніговий район	I	II	III	IV	V	VI
s_0 , кН/м ²	0,5	0,7	1,0	1,5	2,0	2,5

Для прольоту В – С:

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття, що залежить від конфігурації. За наявності ліхтаря розрахунок ведемо відповідно до п.п. 4.1, 4.3 та додатки 3 за варіантом 1 (п.3, додаток 3). Ведемо розрахунок для зони С, тому що надалі з метою спрощення проекту до рівня «навчального» буде розраховано лише одну ферму, яка передбачає розміщення ліхтаря:

$$\mu_1 = 0,8;$$

$$\mu_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{a}{b} = 1 + 0,1 \cdot \frac{4}{15,2} = 1,025,$$

Таким чином:

$$s_H^1 = s_0 \cdot \mu_1; s_H^2 = s_0 \cdot \mu_2$$

$$s_H^1 = 1,0 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ кН/м}^2; s_H^2 = 1,0 \cdot 1,025 = 1,025 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове значення снігового навантаження дорівнює $s = s_H \cdot \gamma_f$.

Коефіцієнт надійності за навантаженням f залежить від відношення нормативного навантаження g_H до навантаження s_0 . Якщо величина відношення g_H / s менше 0,8, то $f = 1,6$. В інших випадках $\gamma_f = 1,4$.

$$g_H = 1,52 \text{ кН/м}^2, s_H^1 = 0,8 \text{ кН/м}^2, s_H^2 = 1,025 \text{ кН/м}^2$$

$$g_H / s_H^1 = 1,52 / 0,8 = 1,9 > 0,8, \text{ отже } \gamma_f = 1,4$$

$$g_H / s_H^2 = 1,52 / 1,025 = 1,49 > 0,8, \text{ отже } \gamma_f = 1,4$$

Розрахункове значення снігового навантаження

$$s_{BC}^1 = s_H^1 \cdot \gamma_f = 0,8 \cdot 1,4 = 1,12 \text{ кН/м}^2, s_{BC}^2 = s_H^2 \cdot \gamma_f = 1,025 \cdot 1,4 = 1,435 \text{ кН/м}^2,$$

Розрахунковий тиск ферми прольоту В – С на колону від снігового наванта-

$$\text{ження } P_{\text{сніг}}^{BC} = \frac{B}{2} \cdot (2 \cdot s_{BC}^2 \cdot b + s_{BC}^1 \cdot a) = \frac{12}{2} \cdot (2 \cdot 1,435 \cdot 16 + 1,12 \cdot 4) = 302 \text{ кН}$$

Для ферми прольоту А – В (без ліхтаря) коефіцієнт $\mu = 1$, тому

$$s_H = s_0 = 1,0 \text{ кН/м}^2, \quad g_H / s_H^{AB} = 1,52 / 1,0 = 1,52 > 0,8, \text{ отже } \gamma_f = 1,4$$

$$s^{AB} = s_H^{AB} \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ кН/м}^2,$$

Розрахунковий тиск ферми прольоту А – В на колону від снігового наванта-

ження $P_{сніг}^{AB} = \frac{B}{2} \cdot s^{AB} \cdot L = \frac{12}{2} \cdot 1,4 \cdot 36 = 302 \text{ кН}$

Для ферми прольоту С – D

$$\mu_1 = 0,8; \quad \mu_2 = 1 + 0,1 \cdot \frac{a}{b} = 1 + 0,1 \cdot \frac{4}{13} = 1,03,$$

Таким чином: $s_H^1 = s_0 \cdot \mu_1$; $s_H^2 = s_0 \cdot \mu_2$

$$s_H^1 = 1,0 \cdot 0,8 = 0,8 \text{ кН/м}^2; \quad s_H^2 = 1,0 \cdot 1,03 = 1,03 \text{ кН/м}^2$$

$$g_H = 1,52 \text{ кН/м}^2, \quad s_H^1 = 0,8 \text{ кН/м}^2, \quad s_H^2 = 1,04 \text{ кН/м}^2$$

$$g_H / s_H^1 = 1,52 / 0,8 = 1,9 > 0,8, \text{ отже } \gamma_f = 1,4$$

$$g_H / s_H^2 = 1,52 / 1,03 = 1,47 > 0,8, \text{ отже } \gamma_f = 1,4$$

Розрахункове значення снігового навантаження

$$s_{BC}^1 = s_H^1 \cdot \gamma_f = 0,8 \cdot 1,4 = 1,12 \text{ кН/м}^2,$$

$$s_{BC}^2 = s_H^2 \cdot \gamma_f = 1,03 \cdot 1,4 = 1,44 \text{ кН/м}^2,$$

Розрахунковий тиск ферми прольоту С – D на колону від снігового наванта-

ження $P_{сніг}^{BC} = \frac{B}{2} \cdot (2 \cdot s_{CD}^2 \cdot b + s_{CD}^1 \cdot a) = \frac{12}{2} \cdot (2 \cdot 1,44 \cdot 13 + 1,12 \cdot 4) = 252 \text{ кН}$

2.2.3 Вітрове навантаження на розрахункову раму

Обчислення вітрових навантажень провадимо відповідно до норм. З метою спрощення розрахунків вітрового навантаження на покриття не провадиться.

Нормативні значення вітрового навантаження на стінове огороження з навітряної (w_{ze}) та підвітряної (w_{zen}) сторони на висоті z над поверхнею землі визначаємо за формулами: $w_{ze} = w_0 \cdot k_z \cdot c_e$, $w_{zen} = w_0 \cdot k_z \cdot c_{en}$

де w_0 - нормативне значення вітрового тиску, що визначається залежно від вітрового району за табл. 2.3;

Таблиця 2.3 Нормативне значення вітрового тиску

Вітровий район	Ia	I	II	III	IV	V	VI	VII
w ₀ , кПа	0,12	0,23	0,30	0,38	0,48	0,60	0,73	0,85

Для I снігового району w₀ = 0,23 кПа.

k_z – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску за висотою та визначається за табл. 4 додатки для типів території А, У, З;

Для типу місцевості "А" коефіцієнти k_z рівні:

$$z \leq 5 \text{ м} \quad k_5 = 0,75$$

$$z = 10 \text{ м} \quad k_{10} = 1,0$$

$$z = 20 \text{ м} \quad k_{20} = 1,25$$

$$z = 40 \text{ м} \quad k_{40} = 1,5$$

c_e і c_{en} – аеродинамічні коефіцієнти, відповідно з навітряної та підвітряної сторони, що приймаються за додатком 4.

Відповідно до додатку 4, п.2 та п.5: c_e = +0,8; c_{en} = -0,44

Визначаємо нормативні значення вітрового навантаження з навітряного та підвітряного боку на різній висоті над поверхнею землі:

z ≤ 5 м	w _{5e} = 230 • 0,75 • 0,8 = 138 Н/м ²
	w _{5en} = -230 • 0,75 • 0,44 = - 75,9 Н/м ²
z = 10 м	w _{10e} = 230 • 1,0 • 0,8 = 184 Н/м ²
	w _{10en} = -230 • 1,0 • 0,44 = -101,2 Н/м ²
z = 20 м	w _{20e} = 230 • 1,25 • 0,8 = 230 Н/м ²
	w _{20en} = -230 • 1,25 • 0,44 = -126,5 Н/м ²
z = 40 м	w _{40e} = 230 • 1,5 • 0,8 = 276 Н/м ²
	w _{40en} = -230 • 1,5 • 0,44 = -151,8 Н/м ²

Обчислимо значення розрахункового вітрового навантаження з навітряного та підвітряного боку на розрахункову вертикальну смугу стіни шириною, що дорівнює половині кроку колон B/2 = 6 м:

$$p_{zw\ e} = \gamma_f \cdot w_{z_e} \cdot B;$$

$$p_{zw\ e_n} = \gamma_f \cdot w_{z_{en}} \cdot B,$$

де $f = 1,4$ - коефіцієнт надійності по навантаженню.

$p_{5w e} = 1,4 \cdot 138 \cdot 6 = 1159,2 \text{ Н/м}$; $p_{5w en} = -1,4 \cdot 75,9 \cdot 6 = -637,56 \text{ Н/м}$;

$p_{10w e} = 1,4 \cdot 184 \cdot 6 = 1545,6 \text{ Н/м}$; $p_{10w en} = -1,4 \cdot 101,2 \cdot 6 = -850,08 \text{ Н/м}$;

$p_{20w e} = 1,4 \cdot 230 \cdot 6 = 1932 \text{ Н/м}$; $p_{20w en} = -1,4 \cdot 126,5 \cdot 6 = -1062,6 \text{ Н/м}$;

$p_{40w e} = 1,4 \cdot 276 \cdot 6 = 2318,4 \text{ Н/м}$; $p_{40w en} = -1,4 \cdot 151,8 \cdot 6 = -1275,12 \text{ Н/м}$;

Вітрове навантаження, що діє на бічний фасад, сприймається колонами каркасу.

При розрахунку рами навантаження з огорожувальних конструкцій, розташованих вище за відмітку верху колони $ВК = 17,55 \text{ м}$, замінюють зосередженим вітровим навантаженням W , навантаження з огорожувальних конструкцій, розташованих нижче відмітки $ВК$, передають на колони у вигляді рівномірно розподілених навантажень по висотних ділянках 5 м , від 5 до 10 м т.д.

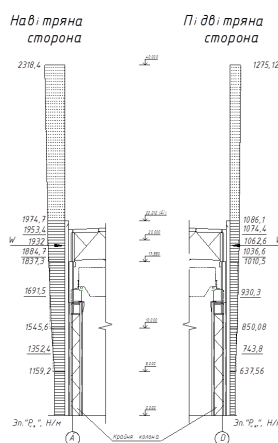


Рис.2.3 Схема розбиття будівлі за висотою на розрахункові ділянки для визначення вітрового навантаження

Таблиця 2.3 Середні значення вітрового тиску по висотних ділянках стін

Ділянка за висотою будівлі, z	Середній вітровий тиск на розрахункову смугу, Н/м	
	Навітряна сторона, Н/м^2	Завітряна сторона, Н/м^2
0 – 5 м	1159,2	637,6
5 – 10 м	1352,4	743,8
10 - 17,55 м	1619,5	930,3

Для розрахунку рами наведені в цій таблиці значення слід вводити у програму

«Ліра 9.0» як розподілене навантаження.

Зосереджене навантаження W збираємо з навітряної та завітряної сторін (моментів, створюваним нею нехтуємо, використовуючи тільки її горизонтальну складову). Як видно на вантажне поле W (площа стіни вище за відмітку верху колони ВК) припадають 2 висотні ділянки, тому:

- для навітряної сторони :

$$W_1 = (20 - ВК) \cdot 1884,7 = (20 - 17,55) \cdot 1884,7 = 4617,5 \text{ Н} = 4,62 \text{ кН}$$

$$W_2 = (ВП - 20) \cdot 1943,7 = (22,212 - 20) \cdot 1953,4 = 4320,9 \text{ Н} = 4,32 \text{ кН}$$

$$W = W_1 + W_2 = 4,62 + 4,32 = 8,94 \text{ кН.}$$

- для завітряної сторони:

$$W_1 = (20 - ВК) \cdot 1036,6 = (20 - 17,55) \cdot 1036,6 = 2539,7 \text{ Н} = 2,54 \text{ кН}$$

$$W_2 = (ВП - 20) \cdot 1074,4 = (22,212 - 20) \cdot 1074,4 = 2293 \text{ Н} = 2,29 \text{ кН}$$

$$W = W_1 + W_2 = 2,54 + 2,29 = 4,83 \text{ кН.}$$

2.2.4. Кранові навантаження

На раму каркаса впливають вертикальні та горизонтальні кранові навантаження. При обліку одного крана навантаження від нього приймають у повному обсязі. При обліку двох кранів навантаження від них знижують множенням на коефіцієнти поєднання кранових навантажень $\psi = 0,85$ ($\psi = 0,95$ для кранів важкого і дуже важкого режимів роботи), при обліку чотирьох кранів коефіцієнти приймають відповідно $\psi = 0,7$ ($\psi = 0,8$). Горизонтальні навантаження визначають від одного або двох кранів в одному прольоті в одному створі.

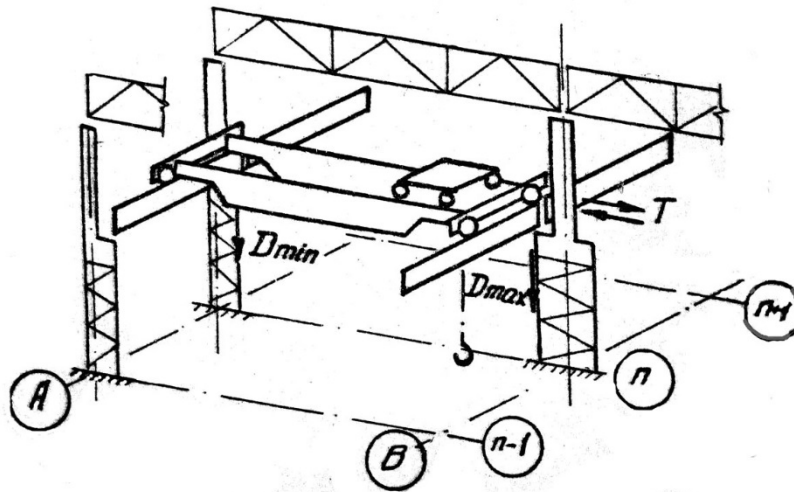


Рис.2.4 Схема навантаження рами крановим навантаженням

Найбільше D_{max} найменше D_{min} і горизонтальне $F_{гор}$ тиску кранового навантаження на колону визначають лініями впливу опорних реакцій колон при одній і тій же установці котків.

Тиск на колону середнього ряду В осі n (рис.2.4) визначають лінією впливу реакції опори n, навантаженої одним краном більшої вантажопідйомності або двома кранами. Критичний вантаж (зачорнений) знаходимо за допомогою відомої у будівельній механіці графічної побудови. Обчислюємо значення максимального D_{max} , мінімального D_{min} і горизонтального $F_{гор}$ тисків на колони з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням $f = 1,1$. При розрахунку колон заздалегідь важко встановити, що більш невигідно — навантаження одним краном з $\gamma = 1,0$, або двома кранами з $\gamma = 0,85$ (0,95), або чотирма кранами з $\gamma = 0,7$ (0,8). Це вимагає або розрахунку рами на всі можливі навантаження кранами або попереднього аналізу навантажень.

Розглянемо навантаження на колони прольоту А – В від кранів (№1, табл. 2.3) зазначеного прольоту (створа), вважаючи, що на колону розрахункової рами по осі n діють:

1 кран:

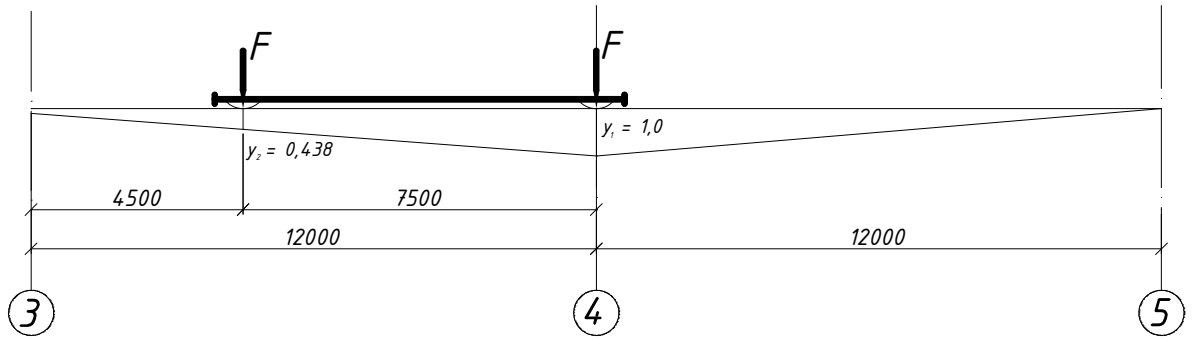


Рис.2.5. Завантаження колони типової (для розрахункової рами) осі одним краном

Коефіцієнт поєднань кранових навантажень n_c не враховано, оскільки розглядається навантаження від крана і $\psi_k = 1,0$.

$$D_{\max}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,438) \cdot 293 = 464 \text{ кН};$$

$$D_{\min}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,438) \cdot 95 = 150 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор}}^1 = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,438) \cdot 10,3 = 16 \text{ кН}$$

2 крани:

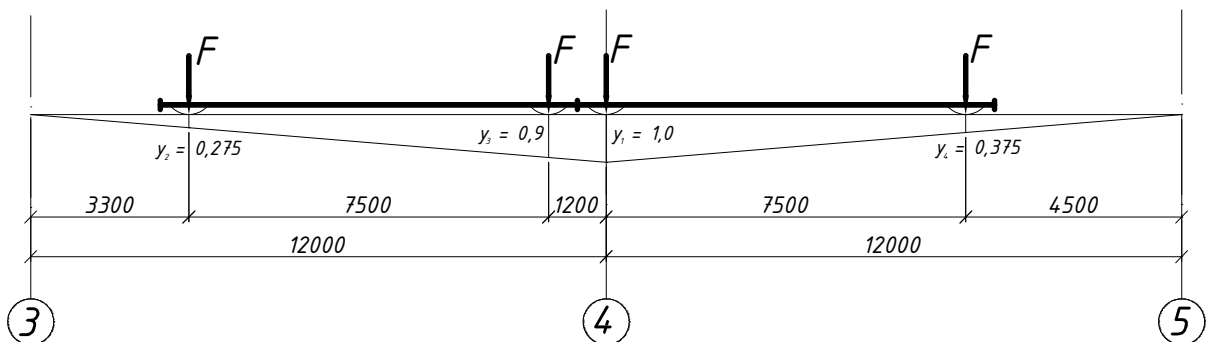


Рис. 2.5 Завантаження колони типової (для розрахункової рами) осі двома кранами

Коефіцієнт поєднань кранових навантажень для цього випадку - облік навантаження від двох кранів важкого режиму роботи - дорівнює $\psi_k = 0,95$.

$$D_{\max}^2 = \psi_k \cdot \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 0,95 \cdot 1,1 \cdot (0,275 + 0,9 + 1,0 + 0,375) \cdot 293 = 781 \text{ кН};$$

$$D_{\min}^2 = \psi_k \cdot \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 0,95 \cdot 1,1 \cdot (0,275 + 0,9 + 1,0 + 0,375) \cdot 95 = 253 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор}}^2 = \psi_k \cdot \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 0,95 \cdot 1,1 \cdot (0,275 + 0,9 + 1,0 + 0,375) \cdot 10,3 = 27 \text{ кН}$$

Найбільш невідгідним є завантаження двома кранами, тому приймаємо його до подальшого розрахунку.

Розглянемо навантаження на колони прольоту В – С від крана зазначеного прольоту, вважаючи, що у колону розрахункової рами по осі n діє один кран (№2, табл. 2.3):

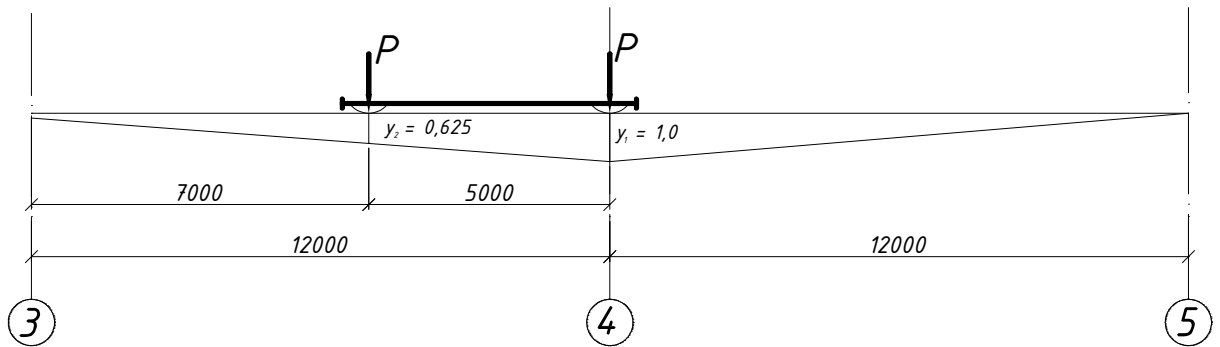


Рис. 2.6 Завантаження колони типової (для розрахункової рами) осі одним краном

Коефіцієнт поєднань кранових навантажень n_c не враховано, оскільки розглядається навантаження від крана і $\psi_k = 1,0$.

$$D_{\max}^{I'} = \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,625) \cdot 213 = 381 \text{ кН};$$

$$D_{\min}^{I'} = \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,625) \cdot 90 = 161 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор}}^{I'} = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,625) \cdot 7 = 13 \text{ кН}$$

Розглянемо навантаження на колони прольоту С – D від крана зазначеного прольоту, вважаючи, що у колону розрахункової рами по осі n діє один кран:

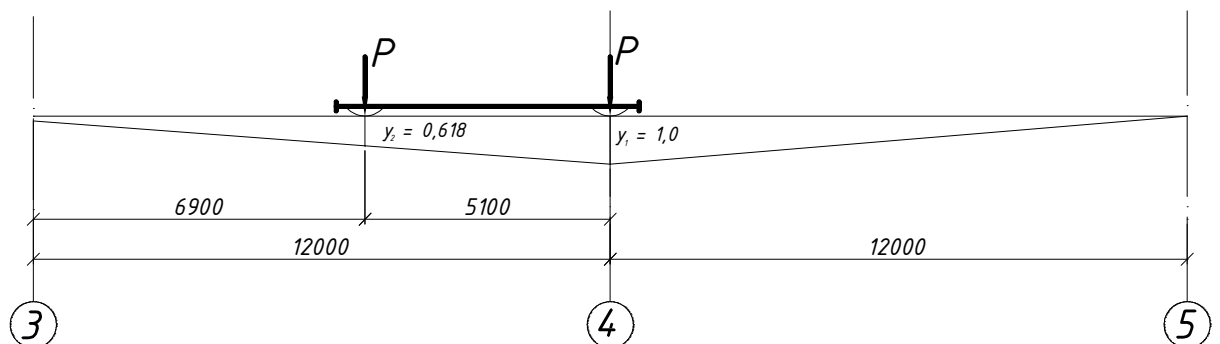


Рис.2.6 Завантаження колони типової (для розрахункової рами) осі одним краном

Коефіцієнт поєднань кранових навантажень p_c не враховано, оскільки розглядається навантаження від крана і $\psi_k = 1,0$.

$$D_{\max}^I = \gamma_f \cdot \sum F_{\max} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,618) \cdot 265 = 472 \text{ кН};$$

$$D_{\min}^I = \gamma_f \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,618) \cdot 81 = 144 \text{ кН};$$

$$F_{\text{гор}}^I = \gamma_f \cdot \sum F_{\text{гор,к}} \cdot y_i = 1,1 \cdot (1,0 + 0,618) \cdot 10 = 18 \text{ кН}$$

2.3. Статичний розрахунок рами каркасу

2.3.1. Розрахункова схема рами

Розрахунок рами виконується за допомогою програми Ліра 9.0, тож розрахункову схему рами komponуємо з оптимізацією щодо нюансів відмінності комп'ютерного розрахунку від ручного.

При komponуванні каркаса розроблено конструктивну схему рами, тобто. визначено габаритні розміри елементів рами, типи окремих стрижнів рами (суцільні або гратчасті) та обраний спосіб вузлових сполучень.

Розрахункову схему рами встановлюють за конструктивною схемою. У розрахунковій схемі викреслюють схематичне креслення за геометричними осями стрижнів. За геометричну вісь елемента зазвичай приймають лінію, що проходить через центри його тяжкості перерізів. При шарнірних сполученнях, ригелів (кроквяних ферм) з колонами за геометричну вісь ригеля припадають лінію, що з'єднує верхні кінці колон. Затискання колон у фундаменті вважають жорстким.

Вертикальні навантаження прикладені з ексцентриситетами по відношенню до геометричних осей колон, тому ці навантаження задаємо в програмному пакеті за допомогою жорстких вставок.

2.3.2 Статичний розрахунок рами

Розрахунок рами зроблений у програмі Ліра 9.0, але через об'ємність результатів не поміщений в пояснювальну записку і може бути наданий на вимогу.

Нижче (в п. 2.3.3) наведені схеми рами з епюрами M і N значення цих епюр не наводяться з метою зменшення масштабу схем.

2.3.3 Схеми завантажень рами

Завантаження, введені для розрахунку у програмному пакеті:

Завантаження 1. Постійне навантаження:

1) від власної ваги покриття (наводимо до розрахункового зосередженого навантаження на колони):

$$P_{\text{покp}}^A = \frac{g \cdot B \cdot L_1}{2} = \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 36}{2} = 373 \text{ кН},$$

$$P_{\text{покp}}^B = \frac{g \cdot B \cdot L_1}{2} + \frac{g \cdot B \cdot L_2}{2} = \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 36}{2} + \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 36}{2} = 745 \text{ кН},$$

$$P_{\text{покp}}^C = \frac{g \cdot B \cdot L_2}{2} + \frac{g \cdot B \cdot L_3}{2} = \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 36}{2} + \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 30}{2} = 683 \text{ кН},$$

$$P_{\text{покp}}^D = \frac{g \cdot B \cdot L_3}{2} = \frac{1,725 \cdot 12 \cdot 30}{2} = 311 \text{ кН},$$

2) від власної ваги підкранової балки та рейок.

Попередньо поставимо двотавром 60Б1 за ГОСТ 26020-83 масою $m_{\text{пб}} = 81 \text{ кг/м}$.

$$P_{\text{пб}} = V \cdot m_{\text{пб}} \cdot g = 12 \cdot 81 \cdot 9,81 = 9,54 \text{ кН};$$

Але так як дане навантаження прикладене не по центру перерізу колони, то задаємо ще й додатковий момент: $M = P_{\text{пб}} \cdot e_1$, де $e_1 = 1 \text{ м}$ – ексцентриситет застосування навантажень всім колон розрахункової рами.

$$M = 9,54 \cdot 1 = 9,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

але моменти на середніх колонах можна не ставити, оскільки вони гасять один одного.

3) від власної ваги колон;

4) від власної ваги стінового огороження (сандвіч-панелі):

$$q_{\text{стін}} = q_{\text{лист}} \cdot 2 + q_{\text{утепл}} = 0,205 \cdot 2 + 0,179 = 0,6 \text{ кН/м}^2$$

Наводимо дане навантаження до зосередженого та прикладеного в наступних точках (момент створювані даним навантаженням не враховуємо через його незначність):

- точка на колоні симетрична точці спирання підкранової балки щодо осі колони:

$$P_{\text{стін1}} = PK \cdot B \cdot q_{\text{стін}} = 12,5 \cdot 12 \cdot 0,6 = 90 \text{ кН}$$

- до верху вірнішої частини колони:

$$P_{\text{стін2}} = h_{\text{в}} \cdot B \cdot q_{\text{стін}} = 5,05 \cdot 12 \cdot 0,6 = 36,4 \text{ кН}$$



Рис.2.7 Епюри моментів для завантаження 1

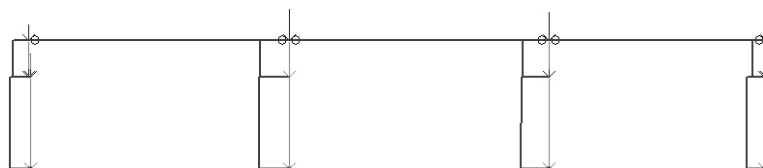


Рис.2.8 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 1

Завантаження 2. Снігове навантаження

Задається розподіленою по ділянках ліхтаря та покриття фермами (див. п. 2.2.2).

Снігове навантаження додане до ліхтаря вважаємо сніговим навантаженням, що додається до ферми на відповідній ділянці.

Наводимо снігове навантаження до зосередженого на колони (див. п. 2.2.2):

$$P_{\text{сніг}}^A = P_{\text{сніг}}^{AB} = 302 \text{ кН}, \quad P_{\text{сніг}}^B = P_{\text{сніг}}^{AB} + P_{\text{сніг}}^{BC} = 302 + 302 = 604 \text{ кН},$$

$$P_{\text{сніг}}^C = P_{\text{сніг}}^{BC} + P_{\text{сніг}}^{CD} = 302 + 252 = 554 \text{ кН}, \quad P_{\text{сніг}}^D = P_{\text{сніг}}^{CD} = 252 \text{ кН},$$



Рис.2.9 Епюри моментів для завантаження 2



Рис.2.10 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 2

Завантаження 3. Вертикальне кранове навантаження в прольоті А – В (Максимальне навантаження на колону А)

1) вертикальні: $D_{\max} = 781$ кН; $D_{\min} = 253$ кН;

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних):

$$M_{\min} = - D_{\min} \cdot e_1 = - 253 \cdot 1 = - 253 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_2 = 781 \cdot 0,75 = 586 \text{ кН м}.$$



Рис.2.11 Епюри моментів для завантаження 3

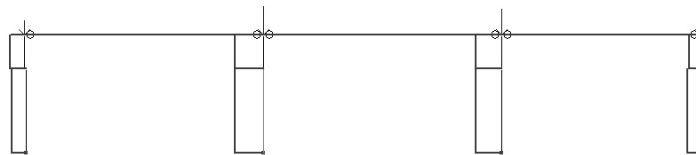


Рис.2.12 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 3

Завантаження 4. Вертикальне кранове навантаження в прольоті А – В (Максимальне навантаження на колону В)

1) вертикальні: $D_{\max} = 781$ кН; $D_{\min} = 253$ кН;

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних):

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_1 = 253 \cdot 0,75 = 189 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = - D_{\max} \cdot e_2 = - 781 \cdot 1 = - 781 \text{ кН м}.$$



Рис.2.13 Епюри моментів для завантаження 4



Рис.2.14 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 4

Завантаження 5. Вертикальне кранове навантаження в прольоті В – С (Максимальне навантаження на колону В)

1) вертикальні: $D_{\max} = 381$ кН; $D_{\min} = 161$ кН;

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних):

$$M_{\min} = -D_{\min} \cdot e1 = -161 \cdot 1 = -161 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e1 = 381 \cdot 1 = 381 \text{ кН м}.$$



Рис.2.16 Епюри моментів для завантаження 5



Рис.2.17 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 5

Завантаження 6. Вертикальне кранове навантаження в прольоті В – С (Максимальне навантаження на колону С)

1) вертикальні: $D_{\max} = 381$ кН; $D_{\min} = 161$ кН;

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних):

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e1 = 161 \cdot 1 = 161 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = -D_{\max} \cdot e1 = -381 \cdot 1 = -381 \text{ кН м}.$$



Рис.2.18 Епюри моментів для завантаження 6



Рис.2.19 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 6

Завантаження 7. Вертикальне кранове навантаження в прольоті С – D (Максимальне навантаження на колону С)

1) вертикальні: $D_{\max} = 472$ кН; $D_{\min} = 144$ кН;

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних):

$$M_{\min} = -D_{\min} \cdot e_2 = -144 \cdot 0,75 = -108 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_1 = 472 \cdot 1 = 472 \text{ кН м}.$$



Рис.2.19 Епюри моментів для завантаження 7



Рис.2.20 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 7

Завантаження 8. Вертикальне кранове навантаження в прольоті С – D (Максимальне навантаження на колону D)

1) вертикальні: $D_{\max} = 472$ кН; $D_{\min} = 144$ кН;

2) моменти (від приведення вертикальних до центральних):

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_1 = 144 \cdot 1 = 144 \text{ кН м};$$

$$M_{\max} = -D_{\max} \cdot e_2 = -472 \cdot 0,75 = -354 \text{ кН м}.$$



Рис.2.21 Епюри моментів для завантаження 8



Рис.2.22 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 8

Горизонтальні навантаження спрямовані зліва направо приймаємо позитивними, а праворуч наліво – негативними.

Завантаження 9. Горизонтальне навантаження у прольоті А – В (Зусилля на колону А) $T = -27$ кН



Рис.2.23. Епюри моментів для завантаження 9



Рис.2.24 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 9

Завантаження 10. Горизонтальне навантаження у прольоті А – В (Зусилля на колону В) $T = 27$ кН.



Рис.2.25 Епюри моментів для завантаження 10

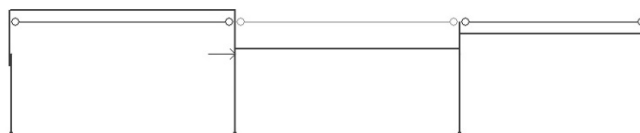


Рис.2.25 Епюри поздовжніх зусиль для заванта-

Завантаження 11. Горизонтальне навантаження у прольоті В – С (Зусилля на колону В) $T = -13$ кН



Рис.2.26 Епюри моментів для завантаження 11



Рис.2.27 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 11

Завантаження 12. Горизонтальне навантаження у прольоті В – С (Зусилля на колону С) $T = 13$ кН



Рис.2.28 Епюри моментів для завантаження 12



Рис.2.29. Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 12

Завантаження 13. Горизонтальне навантаження у прольоті С – D (Зусилля на колону С) $T = -18$ кН



Рис.2.30. Епюри моментів для завантаження 13



Рис.2.31 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 13

Завантаження 14. Горизонтальне навантаження у прольоті С – D (Зусилля на колону D) $T = 18$ кН



Рис.2.31 Епюри моментів для завантаження 14

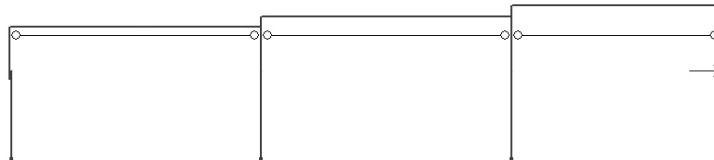


Рис.2.32 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 14

Завантаження 15. Вітрове навантаження (вітер ліворуч)

1) активна (розподілена за висотними ділянками, горизонтальна зосереджена на ферму);

2) пасивна (розподілена за висотними ділянками, горизонтальна зосереджена на ферму);



Рис.2.33 Епюри моментів для завантаження 15



Рис.2.34 Епюри поздовжніх зусиль для завантаження 15

Завантаження 16. Вітрове навантаження (вітер праворуч)

1) активна (розподілена за висотними ділянками, горизонтальна зосереджена на ферму);

2) пасивна (розподілена за висотними ділянками, горизонтальна зосереджена на ферму);



Рис.2.35 Епюри моментів для завантаження 16



Рис.2. 36 Епюри поздовжніх зусиль для заванта-

2.4. Розрахунок та конструювання кроквяної ферми (проліт А - В)

2.4.1. Навантаження на ферму

Збір навантажень виконуємо відповідно до вихідних даних, ґрунтуючись на п. 2.2.1 «Постійні навантаження».

Вітровим навантаженням на покриття, що визначається по ДБН «Навантаження та впливу», нехтуючи через велику кількість розрахунків та малу значущість даного навантаження порівняно зі сніговим навантаженням, власною вагою та вагою конструкції покриття.

Таблиця 2.4 Навантаження на ферму прольотом 36 метрів

Найменування	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коеф. надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
2 шари руберойду, що наплавляється.	0,15	1,3	0,195
Пластий аркуш.	0,11	1,1	0,121
Гідробар'єр-дифузійна плівка	0,07	1,3	0,091
Утеплювач-Rockwool $\rho = 200 \text{ кг/м}^3$, $t = 100 \text{ мм}$	0,2	1,3	0,26
Пароізоляція-поліетиленова плівка	0,07	1,3	0,091
Профнастил Р-75-750-0,9	0,17	1,05	0,179
Прогони	0,25	1,05	0,263

<u>ВСЬОГО:</u>	$g_H = 1,02$		$g = 1,2$
Снігове навантаження	відповідно п. 2.2.2		$g_{снiг} = 1,4$

Розрахунок ферми на зусилля у стрижнях виконуємо за допомогою програмного комплексу Ліра 9.0. Задаємо схему ферми, вказуємо умови закріплення - шарнірне, задаємося попередніми жорсткостями стрижнів (керуючись досвідом проектування), а також вузловим навантаженням, враховуючи:

- навантаженням від покриття: $q_{покр} = g \cdot B = 1,2 \cdot 12 = 14,4$ кН/м;
- сніговим навантаженням: $q_{снiг} = g_{снiг} \cdot B = 1,4 \cdot 12 = 16,8$ кН/м;
- зосередженим навантаженням від майданчиків обслуговування (Див. схему ферми та креслення): $P_{м.обсл.} = 1,23$ кН

Обчислюємо дане значення приймаючи максимальне навантаження від двох осей між двома сусідніми колонами кроку).

Наводимо навантаження до вузлової:

$$P_1 = P_1' = (q_{покр} + q_{снiг}) \cdot \frac{d_1}{2} = (14,4 + 16,8) \cdot 1,4 = 339 \text{ кН}$$

$$P_2 = P_2' = (q_{покр} + q_{снiг}) \cdot \frac{d_1 + d_2}{2} = (14,4 + 16,8) \cdot 2,9 = 702 \text{ кН}$$

$$P_4 = P_4' = (q_{покр} + q_{снiг}) \cdot d_2 + P_{м.обсл.} = (14,4 + 16,8) \cdot 3 + 1,23 = 727 \text{ кН}$$

$$P_3 = P_3' = P_5 = P_5' = P_6 = P_6' = P_7 = (q_{покр} + q_{снiг}) \cdot d_2 = (14,4 + 16,8) \cdot 3 = 726 \text{ кН}$$

Де q - Розрахункове значення постійного навантаження від покриття, кН/м;

d_1 - довжина першої та останньої панелі ферми, м;

d_2 - довжина панелі ферми, м;

B - крок установки ферм, метр.

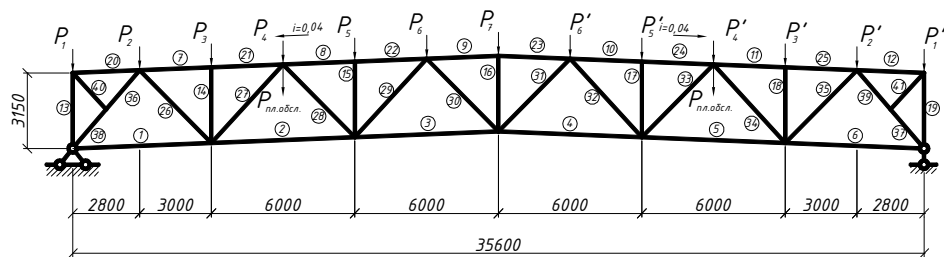


Рис. 2.37 Розрахункова схема ферми

2.4.2.

Розрахунок

ферми. Результати

Проводимо розрахунок у програмі «Ліра 9.0». Обчислені значення N представлені таблиці 2.5. Позитивні значення відповідають розтягнутим стрижням, негативні – стислим.

Таблиця 2.5 Значення поздовжніх сил на стрижнях ферми

№ елем	$N(\text{кН})$	№ елем	$N(\text{кН})$
1	460.437	22	-1408.951
2	1185.164	23	-1593.095
3	1546.032	24	-1412.695
4	1546.032	25	-870.187
5	1185.164	26	579.044
6	460.437	27	-468.006
7	-866.443	28	320.226
8	-1408.951	29	-199.535
9	-1589.351	30	63.932
10	-1412.695	31	64.427
11	-870.187	32	-200.153
12	-1.872	33	320.721
13	-43.720	34	-468.625
14	-93.675	35	579.539
15	-93.675	36	-707.314
16	33.521	37	-707.314
17	-93.675	38	-707.314
18	-93.675	39	-707.314
19	-43.720	40	0.000
20	1.872	41	0.000
21	-866.443		

Залежно від зусилля в опорному розкосі ($N = 707,314$ кН) приймаємо товщину фасонок (За таблицею 8.7, [6]): $t_{\phi} = 1,4$ см

2.4.3 Підбір перерізів стрижнів

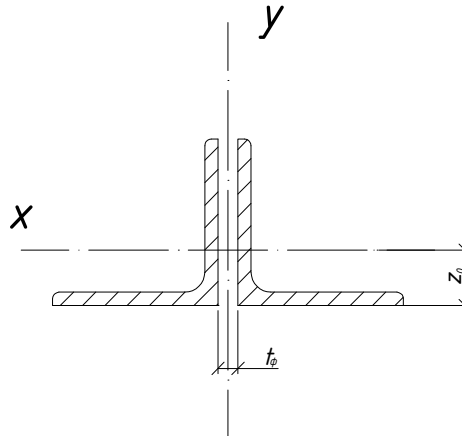


Рис.2.38 Схема перерізу поясів (дана або дзеркальна щодо осі “X”)

Верхній пояс

Розрахунок елементів верхнього пояса ведемо, як центрально стислих за максимальним зусиллям у стрижнях за формулою:

$$A_{необ} = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\phi \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

де N – поздовжнє зусилля у стрижні;

γ_n - Коефіцієнт надійності за призначенням;

ϕ - Коефіцієнт поздовжнього вигину;

R_y - Розрахунковий опір сталі;

γ_c - Коефіцієнт умов роботи

Перевірку міцності виконуємо за такою формулою: $\sigma = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\phi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c},$

де A_1 – площа перерізу одного куточка

Приймаємо до розрахунку лише стрижень з максимальним поздовжнім зусиллям, тому переріз нижнього пояса є незмінним по всій довжині:

Стрижень №9:

$N_9 = -1589$ кН, $[\lambda] = 120$, $l_x = 3$ м, $l_y = 3$ м

Задаємося $\varphi = 0,5$

$$A_{\text{необ}} = \frac{N_{6-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,5 \cdot 240 \cdot 0,95} = 132,4 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{132,4}{2} = 66,2 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо $\overline{\text{П}} 220 \times 16$ з $A = 68,6 \text{ см}^2$, $i_x = 6,02 \text{ см}$, $i_y = 9,56 \text{ см}$, $z_0 = 6,81 \text{ см}$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{6,02} = 49,83 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{9,56} = 31,38 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\text{max}} = 49,83 \Rightarrow \varphi = 0,853$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_9 \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,853 \cdot 2 \cdot 68,6 \cdot 0,95} = 136 < 240 \text{ МПа}$$

Занадто великий запас міцності – задаємося $\varphi = 0,7$

$$A_{\text{необ}} = \frac{N_{6-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,7 \cdot 240 \cdot 0,95} = 94,6 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{необ}}}{2} = \frac{94,6}{2} = 47,3 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо $\overline{\text{П}} 160 \times 16$ з $A = 49,1 \text{ см}^2$, $i_x = 4,89 \text{ см}$, $i_y = 7,18 \text{ см}$, $z_0 = 4,55 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{4,89} = 61,35 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{7,18} = 41,78 \end{aligned} \right\} \lambda_{\text{max}} = 61,35 \Rightarrow \varphi = 0,798$$

Перевірка міцності $\sigma = \frac{N_{6-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1589 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,798 \cdot 2 \cdot 49,1 \cdot 0,95} = 202,77 < 240 \text{ МПа}$

Умова виконується.

Нижній пояс

Розрахунок елементів нижнього пояса ведемо, як центрально розтягнутих по формулі:

$$A_{необ} = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c}$$

Перевірку міцності виконуємо за такою формулою:

$$\sigma = \frac{N \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c}$$

Приймаємо до розрахунку лише стрижень з максимальним поздовжнім зусиллям, тому перетин верхнього пояса є незмінним по всій довжині:

Стрижень №3

$N_3 = 1546$ кН, $[\lambda] = 400$, $l_x = 6$ м, $l_y = 11 = 18$ м

$$A_{необ} = \frac{N_3 \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1546 \cdot (10) \cdot 0,95}{240 \cdot 0,95} = 64,4 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{треб}}{2} = \frac{64,4}{2} = 32,2 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо $\text{—} \text{—} \text{—} \mathbf{140 \times 12}$ з $A = 32,5$ см², $i_x = 4,31$ см, $i_y = 6,3$ см, $z_0 = 3,9$ см

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{600}{4,31} = 139,21 < [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{1800}{6,3} = 285,7 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\max} = 285,7 < [\lambda] = 400$$

$$\text{Перевірка міцності } \sigma = \frac{N_3 \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1546 \cdot (10) \cdot 0,95}{2 \cdot 32,5 \cdot 0,95} = 237,8 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Опорний розкіс

Розрахунок опорного розкоосу ведемо як центрально стисненого (див. розрахунок верхнього пояса ферми).

Стрижень №38(36)

$N_{38(36)} = -704,3$ кН $[\lambda] = 150$, $l_x = 0,5 \cdot 1 = 0,5 \cdot 423 = 212$ см, $l_y = 1 = 423$ см

Задаємося $\varphi = 0,5$

$$A_{\text{необ}} = \frac{N_{38(36)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{704,3 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,5 \cdot 240 \cdot 0,95} = 58,69 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{необ}}}{2} = \frac{58,69}{2} = 29,35 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо \square 160x10 з $A = 31,43 \text{ см}^2$, $i_x = 4,96 \text{ см}$, $i_y = 7,05 \text{ см}$,

$z_0 = 4,3 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{212}{4,96} = 42,74 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{423}{7,05} = 60 \end{aligned} \right\} \lambda_{\text{max}} = 60 < [\lambda] = 150$$
$$\lambda_{\text{max}} = 60 \Rightarrow \varphi = 0,805$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{38(36)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{704,3 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,805 \cdot 2 \cdot 31,43 \cdot 0,95} = 139,2 < 240 \text{ МПа}$$

Занадто великий запас міцності – задаємося $\varphi = 0,7$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{38(36)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{704,3 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,7 \cdot 240 \cdot 0,95} = 41,92 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{41,92}{2} = 20,96 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо \square 125x9 з $A = 22 \text{ см}^2$, $i_x = 3,86 \text{ см}$, $i_y = 5,63 \text{ см}$

$z_0 = 3,4 \text{ см}$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{212}{3,86} = 54,92 \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{423}{5,63} = 75,13 \end{aligned} \right\} \lambda_{\text{max}} = 75,13 < [\lambda] = 150$$
$$\lambda_{\text{max}} = 75,13 \Rightarrow \varphi = 0,719$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{36(38)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{704,13 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,719 \cdot 2 \cdot 22 \cdot 0,95} = 222,57 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Розкоси

$$[\lambda]_p = 400, [\lambda]_{сж} = 150, l_x = 0,8 \cdot 444 = 355 \text{ см}, l_y = 444 \text{ см}$$

Стрижень №26 (є розтягнутим)

$$N_{26} = 579 \text{ кН}$$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{26} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{579 \cdot (10) \cdot 0,95}{240 \cdot 0,95} = 24,13 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{24,13}{2} = 12,1 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо $\square \square$ **90x7** з $A = 12,3 \text{ см}^2$, $i_x = 2,77 \text{ см}$, $i_y = 4,21 \text{ см}$,
 $z_0 = 2,47 \text{ см}$.

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{355}{2,77} = 128,16 < [\lambda]$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{444}{4,21} = 105,5 < [\lambda]$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{13-14} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{579 \cdot (10) \cdot 0,95}{2 \cdot 12,3 \cdot 0,95} = 235,37 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Стрижень №27 (є центрально стиснутим)

$$N_{27} = -468 \text{ кН}$$

Задаємося $\varphi = 0,5$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{27} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{468 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,5 \cdot 240 \cdot 0,8} = 46,3 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{46,3}{2} = 23,16 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо $\square \square$ **125x10** з $A = 24,3 \text{ см}^2$, $i_x = 3,85 \text{ см}$, $i_y = 5,66 \text{ см}$,
 $z_0 = 3,45 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{355}{3,85} = 92,21 < [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{444}{5,6} = 79,29 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\max} = 92,21 \Rightarrow \varphi = 0,596$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{27} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{468 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,596 \cdot 2 \cdot 19,7 \cdot 0,8} = 236,67 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Стрижень №28 (є розтягнутим)

$N_{28} = 320,2 \text{ кН}$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{16-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{320,2 \cdot (10) \cdot 0,95}{240 \cdot 0,95} = 13,34 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{13,34}{2} = 6,67 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо $\square \square$ **70x5** з $A = 6,86 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_y = 3,38 \text{ см}$
 $z_0 = 1,9 \text{ см}$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{28} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{320,2 \cdot (10) \cdot 0,95}{2 \cdot 6,86 \cdot 0,95} = 233,38 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Стрижень №29 (є центрально стиснутим)

$N_{27} = -199,5 \text{ кН}$

Задаємося $\varphi = 0,5$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{29} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{199,5 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,5 \cdot 240 \cdot 0,8} = 19,74 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{19,74}{2} = 9,87 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо $\square \square$ **80x7** з $A = 10,8 \text{ см}^2$, $i_x = 2,45 \text{ см}$, $i_y = 3,82 \text{ см}$,
 $z_0 = 2,23 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{355}{2,45} = 144,9 < [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{444}{3,82} = 116,23 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\max} = 144,9 \Rightarrow \varphi = 0,296$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{27} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{199,5 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,296 \cdot 2 \cdot 10,8 \cdot 0,8} = 370,54 > 240 \text{ МПа}$$

Умова не виконується.

Задаємося повторно $\varphi = 0,4$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{29} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{199,5 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,4 \cdot 240 \cdot 0,8} = 24,68 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{24,68}{2} = 12,34 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо $\square 100 \times 7$ з $A = 13,8 \text{ см}^2$, $i_x = 3,08 \text{ см}$, $i_y = 4,59 \text{ см}$,
 $z_0 = 2,71 \text{ см}$.

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{355}{3,08} = 115,26 < [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{444}{4,21} = 96,73 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \lambda_{\max} = 115,26 \Rightarrow \varphi = 0,447$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{27} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{199,5 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,447 \cdot 2 \cdot 13,8 \cdot 0,8} = 192,06 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Стрижень №30 (є розтягнутим)

$N_{28} = 63,9 \text{ кН}$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{16-17} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{63,9 \cdot (10) \cdot 0,95}{240 \cdot 0,95} = 2,66 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{2,66}{2} = 1,33 \text{ см}^2$$

Розглянемо мінімально допустимі радіуси інерції :

$$i_x = \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{355}{180} = 1,97$$

$$i_y = \frac{l_y}{\lambda_y} = \frac{444}{180} = 2,47$$

За сортаментом приймаємо $\square \square$ **70x5** з $A = 6,86 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_y = 3,38 \text{ см}$
 $z_0 = 1,9 \text{ см}$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{28} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{63,9 \cdot (10) \cdot 0,95}{2 \cdot 6,86 \cdot 0,95} = 46,57 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

Стійки

Розрахунок всіх стійок ведемо як центрально стислих елементів

$$[\lambda] = 150, l_x = 0,8 \cdot 11 = 0,8 \cdot 315 = 252 \text{ см}, l_y = 315 \text{ см}, \gamma_3 = 0,8$$

Стрижень №14 (№15)

$$N_{14} = -93,7 \text{ кН.}$$

Задаємося $\varphi = 0,35$

$$A_{\text{треб}} = \frac{N_{14(15)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{93,7 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,4 \cdot 240 \cdot 0,8} = 13,25 \text{ см}^2$$

$$A_1 = \frac{A_{\text{треб}}}{2} = \frac{13,25}{2} = 6,62 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо $\square \square$ **70x5** з $A = 6,86 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_y = 3,38 \text{ см}$,
 $z_0 = 1,9 \text{ см.}$

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_x}{i_x} = \frac{252}{2,16} = 116,67 < [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_y}{i_y} = \frac{315}{3,38} = 93,19 < [\lambda] \end{aligned} \right\} \lambda_{\text{max}} = 116,67 \Rightarrow \varphi = 0,439$$

Перевірка міцності

$$\sigma = \frac{N_{14(15)} \cdot (10) \cdot \gamma_n}{\phi \cdot 2 \cdot A_1 \cdot \gamma_c} = \frac{93,7 \cdot (10) \cdot 0,95}{0,439 \cdot 2 \cdot 6,86 \cdot 0,8} = 184,74 < 240 \text{ МПа}$$

Умова виконується

Стрижень №16

Даний стрижень встановлюємо конструктивно таким же, як і всі стійки - Γ
70x5 з $A = 6,86 \text{ см}^2$, $i_x = 2,16 \text{ см}$, $i_y = 3,38 \text{ см}$, $z_0 = 1,9 \text{ см}$

Розрахунок вузлів

У цьому дипломному проекті вузли відправних марок ферм розраховані за вимогами та вказівками типової серії 1.460.210/88 (випуск 1, частини 1 та 2) – відстані між краями елементів по поверхні фасонки більше 80 мм, а також відповідно до довжини зварних швів.

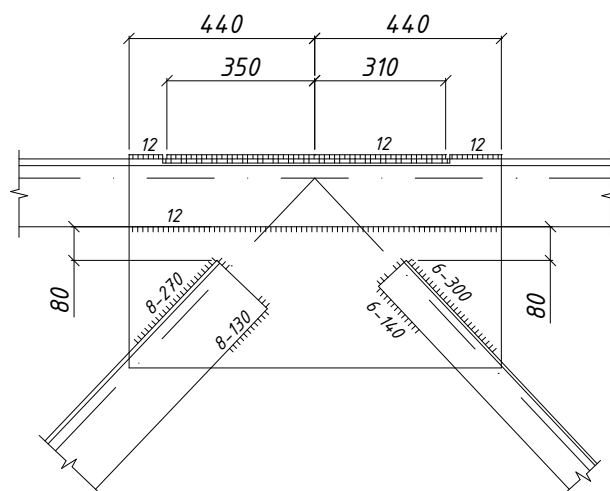


Рис.2.39. Вузол фасонного з'єднання верхнього пояса та опорного розкосу

Довжини зварних швів розраховані за допомогою програми MS Excel 2003 у відповідності до вимог норм зведені в таблицю 4.4.5.1.

Таблиця 2.1. «Розрахунок зварних швів та вузлів ферми»

Позначення елемента	Перегин (профіль)	Зусилля	Площа перерізу	Розрахункова дов- жина	Розрахункова дов- жина	γ_c	Радіуси інерції		Гранична гнучкість [λ]	ϕ	Напруга	R_y	Z_0	Катет шва по перу	Катет шва по обу- шці	Довжина шва по перу	Довжина шва по обушці
		N		A	l _x		l _y	i _x			i _y			σ	k _{wf}	k _{wz}	l _{wf}
20,7,21,8,22, 9	160x1 6	- 158 9	49,1	3	3	0,95	4,89	7,18	120	0,7	202,7 7	240	4,6	12	12	180	400
1,2,3	140x1 2	154 6	32,5	6	18	0,95	4,31	6,3	400	-	237,8		3,9	10	10	210	470
6 (опор- ний)	160x1 0	-704	31,4	3,6	4,44	0,95	4,96	7,05	150	0,71 9	222,5 7		3,4	8	8	130	270
27	125x1 0	-468	24,3	3,6	4,44	0,8	3,85	5,66	150	0,59 6	236,6 7		3,5	8	8	100	220
29	100x7	-200	13,8	3,6	4,44		3,08	4,59	150	0,44 7	192,0 6		2,7	6	6	60	130
26	90x7	579	12,3	3,6	4,44	0,95	2,77	4,21	400	-	235,3 7		2,5	6	6	140	300
28	70x5	320	6,86	3,6	4,44		2,16	3,38	400	-	233,3 8		1,9	6	6	40	70
30	70x5	63,9	6,86	3,6	4,44		2,16	3,38	400	-	45,57		1,9	6	6	34	50
14,15,16	70x5	- 93,7	6,86	2,5	3,15	0,8	2,16	3,38	150	0,43 9	184,7 4		1,9	6	6	40	70

2.5 Розрахунок та конструювання підкранової балки

2.5.1 Визначення кранових навантажень

У даному дипломному проекті виконано розрахунок однієї підкранової балки, розташованої по осі «А» розрахункової рами (розріз 2-2) у прольоті АВ, яка ідентична підкранової балки по осі «В» у даному прольоті. На цій підкрановій балці працює 2 крани №1 (за табл. 4.1.1) режиму робіт 7К.

При врахуванні двох мостових кранів, розташованих на підкрановій балці, навантаження від них необхідно множити на коефіцієнти поєднань $\psi = 0,95$.

При врахуванні одного крана вертикальні та горизонтальні навантаження необхідно приймати без зниження.

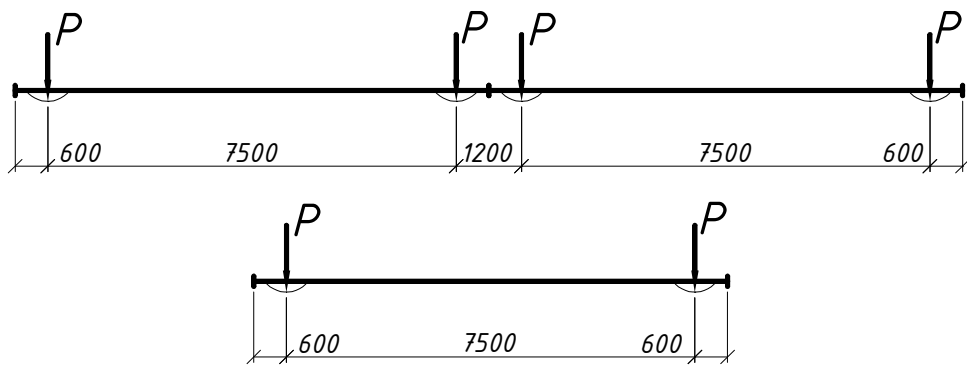


Рис.2.40. Розрахункова схема кранового поїзда (2 крани – зверху, 1 кран – знизу)

2.5.2 Статичний розрахунок балки

Розглядаючи розташування на підкрановій балці двох мостових кранів однакової вантажопідйомності – 20 т, необхідно врахувати, що для підкранової балки довгою 12 м крайні колеса можуть заїжджати на іншу підкранову балку за деякого невідного становища.

Варіант 1 (2 крани)

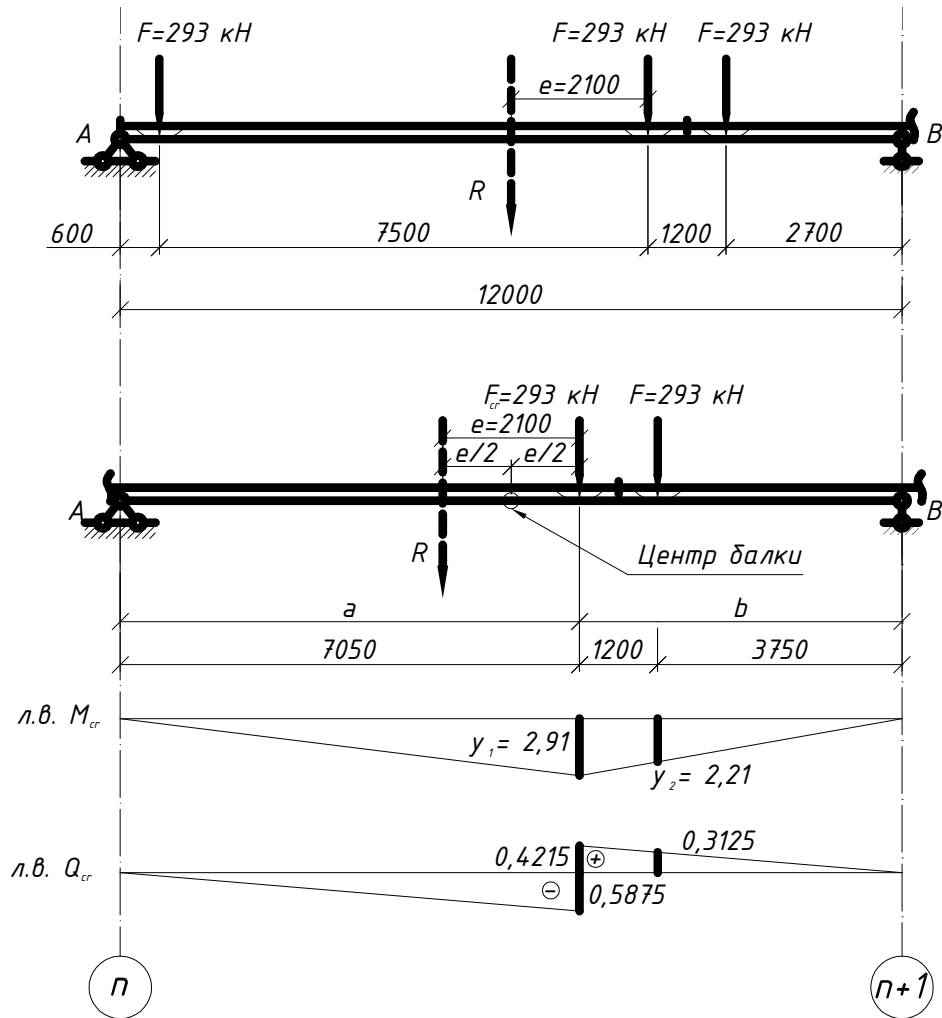


Рис.2.41 Крани для визначення згинальних моментів і поперечних сил.

Використовуючи правило Вінклера, встановлюємо три вантажі на балці і знаходимо положення рівнодіючої R щодо опори A :

$$x = \frac{\sum F_i \cdot x_i}{\sum F_i} = \frac{F \cdot (600 + 8100 + 9300)}{3 \cdot F} = \frac{18000}{3} = 6000 \text{ мм}$$

Відстань від критичного вантажу до рівнодіючої:

$$z = (7,5 + 0,6) - 6 = 2,1 \text{ м}$$

По теоремі Вінклера встановлюємо колеса крана на балці таким чином, щоб відстань від лівої опори до рівнодіючої була рівна:

$$a = \frac{L}{2} - \frac{c}{2} = \frac{12}{2} - \frac{2,1}{2} = 4,95 \text{ м}$$

Перевіряємо правильність встановлення вантажів за нерівностями:

$$1) R_1 + F_{cr} \geq \frac{a}{L} \cdot \sum F,$$

де R_1 - рівнодіюча вантажів, розташованих ліворуч від розрізу на ділянці a балки прольотом L .

$$R_1 = 0;$$

$$293 \text{ кН} > \frac{7,05}{12} \cdot 293 = 172,14 \text{ кН}$$

Умова виконується.

$$2) R_1 \leq \frac{a}{L} \cdot \sum F$$

$$0 < \frac{7,05}{12} \cdot 293 = 172,14 \text{ кН}$$

Обидві умови виконуються, отже прийнята установка кранів є розрахунковою.

Нормативний і розрахунковий максимальний згинальний момент для підкранової балки від вертикальних навантажень визначаємо по лінії впливу моменту від критичного вантажу.

Визначаємо ординати з епюри для критичного вантажу:

$$y_3 = \frac{a \cdot b}{a + b} = \frac{7,05 \cdot 4,95}{12} = 2,91$$

Графічним методом визначаємо:

$$y_2 = 2,21$$

$$M_{\max}^{H'} = \psi \cdot \sum F_i \cdot y_i = 0,95 \cdot 293 \cdot (2,91 + 2,21) = 1425,2 \text{ кНВ} \cdot \text{м}$$

$$M_{\max}^{P'} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot k_{\text{дин}} \cdot M_{\max}^{H'} = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 1425,2 = 1881,2 \text{ кНВ} \cdot \text{м}.$$

Варіант 2 (1 кран)

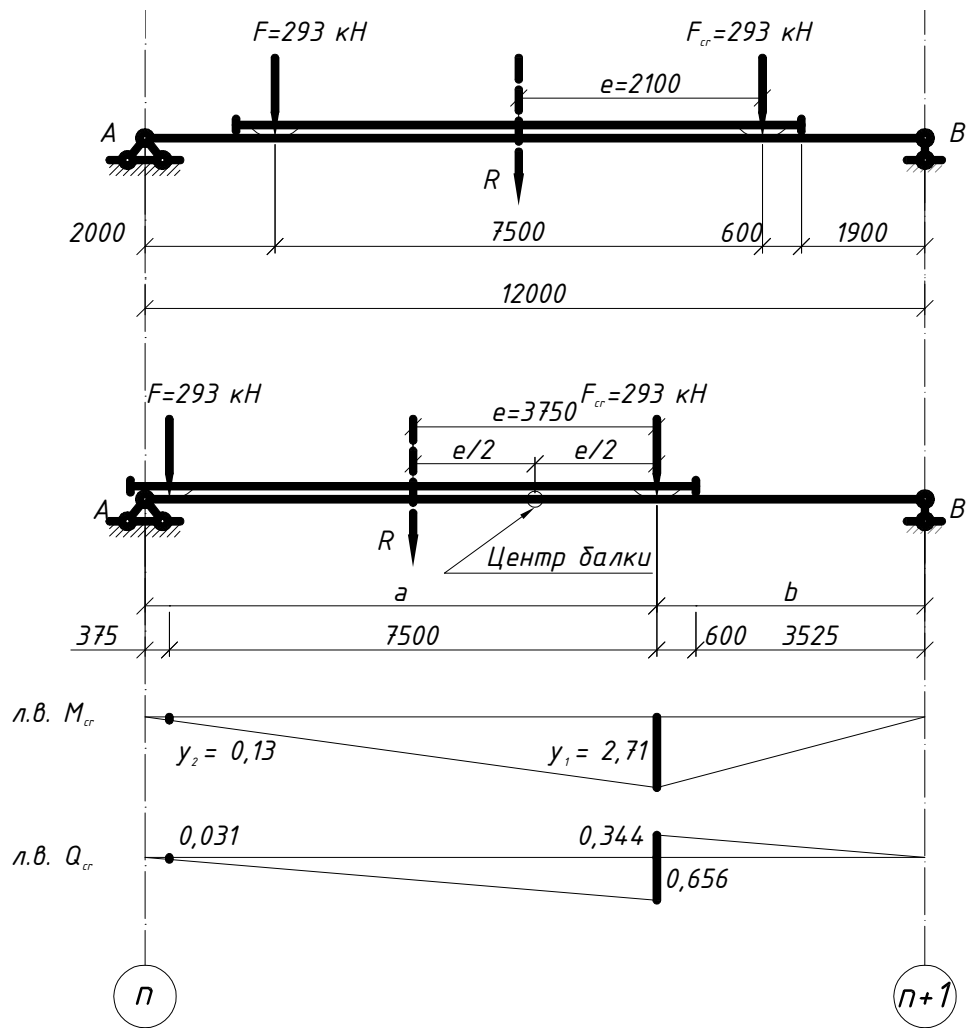


Рис.2.42 Крани для визначення згинальних моментів і поперечних сил.

Використовуючи правило Вінклера, встановлюємо дві котки одного кран на балці і знаходимо положення рівнодіючої R щодо опори A :

$$x = \frac{\sum F_i \cdot x_i}{\sum F_i} = \frac{F \cdot (2000 + 9500)}{2 \cdot F} = \frac{11500}{2} = 5750 \text{ мм}$$

Відстань від критичного вантажу до рівнодіючої:

$$z = (7,5 + 2,0) - 5,75 = 3,75 \text{ м}$$

За теоремою Вінклера встановлюємо колеса крана на балці таким чином, щоб відстань від лівої опори (A) до рівнодіючої була така:

$$a = \frac{L}{2} - \frac{c}{2} = \frac{12}{2} - \frac{3,75}{2} = 4,125 \text{ м}$$

Перевіряємо правильність встановлення вантажів за нерівностями:

$$1) R_1 + F_{cr} \geq \frac{a}{L} \cdot \sum F,$$

де R_1 - рівнодіюча вантажів, розташованих ліворуч від розрізу на ділянці a балки прольотом L .

$$R_1 = 293;$$

$$293 + 293 = 586 \text{ кН} > \frac{7,875}{12} \cdot 293 = 192,3 \text{ кН}$$

Умова виконується.

$$2) R_1 \leq \frac{a}{L} \cdot \sum F$$

$$293 < \frac{7,875}{12} \cdot (293 + 293) = 384,6 \text{ кН}$$

Обидві умови виконуються, отже, прийнята установка кранів є розрахунковою для другого варіанта (1 кран).

Нормативний та розрахунковий максимальний згинальний момент для підкранової балки від вертикальних навантажень визначаємо по лінії впливу моменту від критичного вантажу.

Визначаємо ординати з епюри для критичного вантажу:

$$y_3 = \frac{a \cdot b}{a + b} = \frac{7,875 \cdot 4,125}{12} = 2,71$$

Графічним методом визначаємо:

$$y_2 = 0,13$$

$$M_{\max}^{H'} = \sum F_i \cdot y_i = 293 \cdot (2,71 + 0,13) = 832 \text{ кНВ} \cdot \text{м}$$

$$M_{\max}^{P'} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot k_{\text{дин}} \cdot M_{\max}^{H'} = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 832 = 1098,4 \text{ кНВ} \cdot \text{м}.$$

Таким чином, більш не вигідним є завантаження балки двома кранами, тому значення моменту більше, незважаючи на понижувальний коефіцієнт 0,85. Приймаємо його для подальшого розрахунку.

Максимальна поперечна сила на опорі для балки визначається лінією впливу при установці кранів, зазначеної на рис. 4.5.2.1. Оскільки всі вертикальні сили тиску ковзанок однакові, то очевидно, що найневигіднішим варіантом буде показаний на малюнку 4.5.2.3.

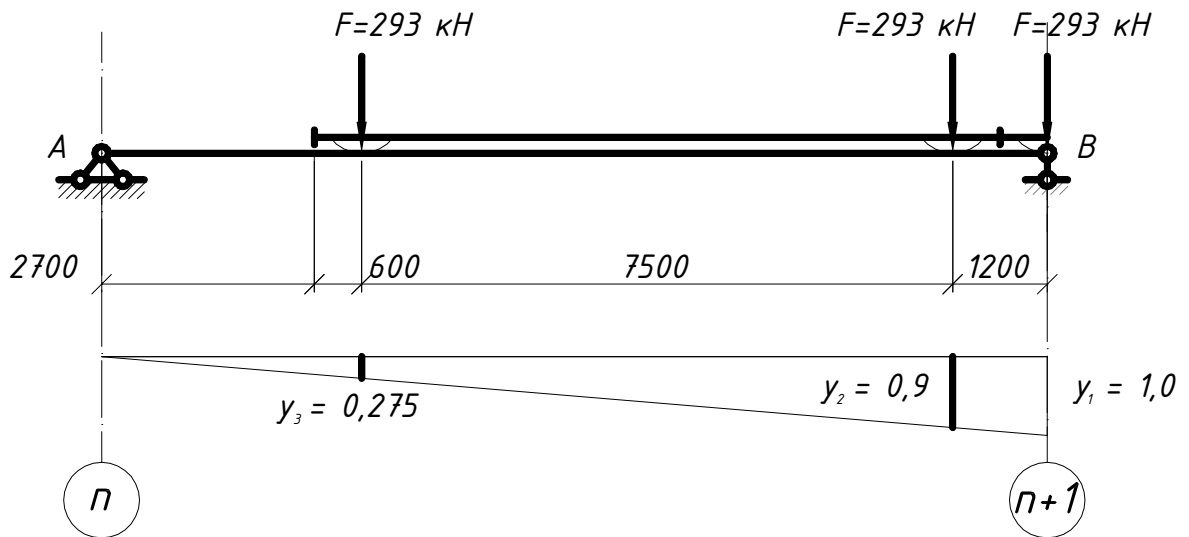


Рис.2. 43 Розставляє крани для визначення згинальних моментів і поперечних сил.

Графічним методом визначаємо ординати лінії впливу максимальної поперечної сили на опорі:

$$y_1 = 1; y_2 = 0,9; y_3 = 0,275$$

$$Q_{\max}^{H'} = \sum F_i \cdot y_i = 293 \cdot (1 + 0,9 + 0,275) = 637,3 \text{ кН}$$

Приймаємо це значення для подальшого обчислення розрахункової поперечної сили на опорі.

$$Q_{\max}^{P'} = \gamma_f \cdot \alpha \cdot Q_{\max}^{H'} = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 637,3 = 841,2 \text{ кН}$$

Розрахункові значення згинального моменту та поперечної сили з урахуванням власної ваги балки та постійного навантаження на ній рівні:

$$M_{\max}^H = \beta_M \cdot M_{\max}^{H'} = 1,05 \cdot 1425,2 = 1496,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\max}^P = \beta_M \cdot M_{\max}^{P'} = 1,05 \cdot 1881,2 = 1975,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max}^H = \beta_Q \cdot Q_{\max}^{H'} = 1,05 \cdot 637,3 = 669,2 \text{ кН};$$

$$Q_{\max}^P = \beta_Q \cdot Q_{\max}^{P'} = 1,05 \cdot 841,2 = 883,3 \text{ кН}.$$

Нормативний та розрахунковий максимальний згинальний момент для підкранової балки від горизонтальних навантажень (сил поперечного гальмування):

$$M_{\text{гор}}^H = \psi_c \sum T_i \cdot y_i = 0,95 \cdot 10,3 \cdot (1,0 + 0,9 + 0,275) = 21,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{гор}}^P = \gamma_f \cdot \alpha \cdot k_{\text{дин}} \cdot M_{\text{гор}}^H = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 21,3 = 28,1 \text{ кНВ} \cdot \text{м.}$$

У зв'язку з тим, що підкранова балка особливо важкого режиму роботи, її необхідно перевірити на витривалість від нормативних навантажень одного крана:

Використовуючи правило Вінклера, встановлюємо дві ковзанки одного крану на балці знаходимо положення рівнодіючої R щодо опори A:

$$x = \frac{\sum F_i \cdot x_i}{\sum F_i} = \frac{F \cdot (2000 + 9500)}{2 \cdot F} = \frac{11500}{2} = 5750 \text{ мм}$$

Відстань від критичного вантажу до рівнодіючої:

$$z = (7,5 + 2,0) - 5,75 = 3,75 \text{ м}$$

За теоремою Вінклера встановлюємо колеса крана на балці таким чином, щоб відстань від лівої опори (A) до рівнодіючої була така:

$$a = \frac{L}{2} - \frac{z}{2} = \frac{12}{2} - \frac{3,75}{2} = 4,125 \text{ м}$$

Перевіряємо правильність устфановки вантажів за нерівностями:

$$1) R_1 + F_{\text{cr}} \geq \frac{a}{L} \cdot \sum F,$$

де R1 - рівнодіюча вантажів, розташованих ліворуч від розрізу на ділянці a балки прольотом L.

$$R1 = 293;$$

$$293 + 293 = 586 \text{ кН} > \frac{7,875}{12} \cdot 293 = 192,3 \text{ кН}$$

Умова виконується.

$$2) R_1 \leq \frac{a}{L} \cdot \sum F$$

$$293 < \frac{7,875}{12} \cdot (293 + 293) = 384,6 \text{ кН}$$

Обидві умови виконуються, отже прийнята установка кранів є розрахунковою.

Нормативний та розрахунковий максимальний згинальний момент для підкранової балки від вертикальних навантажень визначаємо по лінії впливу моменту від критичного вантажу.

Визначаємо ординати з епюри для критичного вантажу:

$$y_3 = \frac{a \cdot b}{a + b} = \frac{7,875 \cdot 4,125}{12} = 2,71$$

Графічним методом визначаємо:

$$y_2 = 0,13$$

$$M_{\max}^{H'} = \sum F_i \cdot y_i = 293 \cdot (2,71 + 0,13) = 832 \text{ кНВ} \cdot \text{м}$$

Відповідна поперечна сила:

$$Q_c = \sum F_i \cdot y_i = 293 \cdot (0,656 + 0,031) = 201,3 \text{ кН}$$

Значення зусиль при врахуванні власної ваги балки (для розрахунку витривалість):

$$M_{\max}^H = \beta_M \cdot M_{\max}^{H'} = 1,05 \cdot 832 = 837,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max}^H = \beta_Q \cdot Q_{\max}^{H'} = 1,05 \cdot 201,3 = 211,4 \text{ кН};$$

$$M_T = 10,3 \cdot (2,71 + 0,13) = 29,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2.5.3. Визначення розмірів поперечного перерізу підкранової балки

Визначення необхідного моменту опору:

$$W_x^{\text{тр}} = \frac{M_{\max}^P}{R_y \cdot \gamma_c \cdot \beta} = \frac{1975,3 \cdot (10^3)}{240 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,9} \cdot (10^6) = 9244,91 \text{ см}^3$$

Необхідна площа перерізу стінки з умови її зминання:

$$A_w^{\text{треб}} = \frac{1,2 \cdot Q_{\max}^P}{R_s \cdot \gamma_c},$$

де $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ МПа}$

$$A_w^{\text{треб}} = \frac{1,2 \cdot 883,3 \cdot (10^3)}{139,2 \cdot 1 \cdot (10^6)} \cdot (10^4) = 76,15 \text{ см}^2$$

Визначаємо товщину стінки за наближеною формулою:

$$t_w = 0,7 + 0,035 \cdot L = 0,7 + 0,035 \cdot 12 = 1,12 \text{ см}$$

Приймаємо за сортаментом $t_w = 12 \text{ мм} = 1,2 \text{ см}$.

Висота стінки балки з умови оптимальності її ваги:

$$h_{\text{опт}} = 1,1 \sqrt{\frac{W_x^{\text{треб}}}{t_w}} = 1,1 \sqrt{\frac{8230,42}{1,2}} = 91,1 \text{ см}$$

Приймаємо $h_{\text{опт}} = 92 \text{ см}$.

Мінімальна висота стінки:

$$h_{\text{min}} = \frac{L \cdot M_{\text{max}}^{\text{норм}}}{4800 \cdot \left[\frac{f}{L} \right] \cdot M_{\text{max}}^p} = \frac{12 \cdot 1496,4}{4800 \cdot \frac{1}{400} \cdot 1974,3} \cdot (10^2) = 75,8 \text{ см}$$

Приймаємо (за ГОСТ 19904-90) $h_w = 95 \text{ см} > h_{\text{min}} = 75,8 \text{ см}$

Виходячи з прийнятих розмірів, перевіряємо товщину стінки t_w :

- з умови роботи на зріз:

$$t_w = \frac{1,5 \cdot Q_{\text{max}}^p}{R_s \cdot h_w} = \frac{1,5 \cdot 883,3 \cdot (10^3)}{139,2 \cdot 0,95 \cdot (10^6)} \cdot (10^2) = 1,002 \text{ см};$$

- з умови забезпечення стійкості:

$$t_w = \frac{h_w}{5,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}} = \frac{0,95}{5,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot (10^{11})}{240 \cdot (10^6)}}} \cdot (10^2) = 0,59 \text{ див.}$$

Приймаємо $t_w = 12 \text{ мм}$ (за ГОСТ 82-70).

Тоді площа перерізу стінки дорівнюватиме:

$$A_w = t_w \cdot h_w = 1,2 \cdot 95 = 114 \text{ см}^2 > A_w^{\text{треб}} = 76,15 \text{ см}^2$$

Необхідні площі перерізу верхнього та нижнього поясів:

$$A_{\text{н.п.}}^{\text{треб}} = A_{\text{в.п.}}^{\text{треб}} = A_f^{\text{треб}} = \frac{W_x^{\text{треб}}}{h_w} - \frac{1}{6} \cdot A_w = \frac{9244,91}{95} - \frac{1}{6} \cdot 114 = 78,31 \text{ см}^2$$

Ширина поясів:

$$B_f = \left(\frac{1}{2,5} \div \frac{1}{5} \right) \cdot h_w = \frac{1}{3} \cdot 95 = 31,67 \text{ см}$$

Приймаємо $B_f = 32$ см (за ГОСТ 82-70)

Звідси товщина поясів:

$$t_f = \frac{A_f^{\text{треб}}}{B_f} = \frac{78,31}{32} = 2,45 \text{ см} = 24,5 \text{ мм.}$$

Приймаємо $t_f = 2,5$ см (за ГОСТ 82-70)

Дійсна площа поясів:

$$A_f = B_f \cdot t_f = 32 \cdot 2,5 = 80 \text{ см}^2 > A_f^{\text{треб}} = 78,31 \text{ см}^2$$

Перевірка стійкості стисненого (верхнього) пояса:

$$\frac{B_f}{t_f} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$
$$\frac{0,32}{0,025} \leq 0,5 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^{11}}{240 \cdot 10^6}};$$
$$12,8 < 14,65$$

Умова виконується

З умов кріплення листа гальмівної конструкції приймаємо лист верхнього пояса шириною 380 мм.

Визначаємо геометричні характеристики отриманого перерізу:

- момент інерції:

$$I_x = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + 2 \cdot B_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 = \frac{1,2 \cdot 95^3}{12} + 2 \cdot 32 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{95}{2} + \frac{2,5}{2} \right)^2 = 481197,5 \text{ см}^4$$

- момент опору:

$$W_x = \frac{I_x}{\left(\frac{h_w}{2} + t_f \right)} = \frac{481197,5}{\left(\frac{95}{2} + 2,5 \right)} = 9623,95 \text{ см}^3 > W_x^{\text{треб}} = 9244,91 \text{ см}^3$$

2.5.4. Перевірки

2.5.4.1. Виконуємо перевірку міцності нижнього (розтягнутого) пояса

$$\sigma = \frac{M_{\max}^p}{W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{1975,3 \cdot (10^3)}{9623,95 \cdot (10^{-6}) \cdot (10^6)} = 205,25 \text{ МПа} \leq 240 \cdot 1 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

2.5.4.2. Перевірка дотичних напруг:

- Статичний момент напівтину:

$$S_x = \frac{t_w \cdot h_w}{2} \cdot \frac{h_w}{4} + B_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) = \frac{1,2 \cdot 95}{2} \cdot \frac{95}{4} + 32 \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{95}{2} + \frac{2,5}{2} \right) = 5253,75 \text{ см}^4$$

- дотичні напруги:

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max}^p \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} < R_s \cdot \gamma_c$$

$$\tau_{\max} = \frac{883,3 \cdot (10^3) \cdot 5253,75 \cdot (10^{-6})}{481197,5 \cdot (10^{-8}) \cdot 0,012 \cdot (10^6)} = 80,37 \text{ МПа} < 139,2 \text{ МПа}$$

Умова виконується.

2.5.4.3. Перевірка жорсткості балки

$$f \leq f_u,$$

$$\text{де } f_u = \frac{1}{400} \cdot L = \frac{1}{400} \cdot 12 = 0,03,$$

$$f = \frac{M_{\max}^H \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot I_x} = \frac{1496,4 \cdot (10^3) \cdot 12^2}{10 \cdot 2,06 \cdot (10^{11}) \cdot 481197,5 \cdot (10^{-8})} = 0,0217 < 0,03$$

Умова виконується.

РОЗДІЛ 3. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Моделювання елементів каркасу

У "Лира" створено алгоритм розрахунку ферми методом скінчених елементів в стержневій постановці з врахуванням спільної роботи елементів каркасу.

Розрахункова схема рами виробничої будівлі (рис.3.1) складається з стержневих скінчених елементів.

Основною несучою системою для цієї схеми рами виробничої будівлі є каркас з металу (рис 3.2).

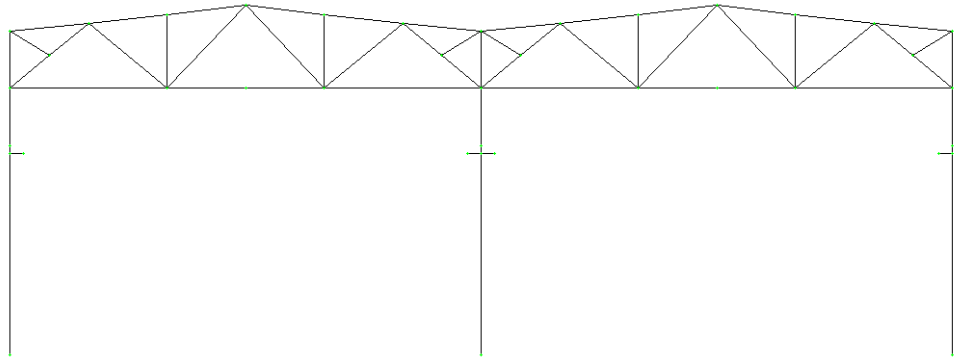


Рисунок 3.1 – Розрахункова стержнева схема каркасу виробничої будівлі

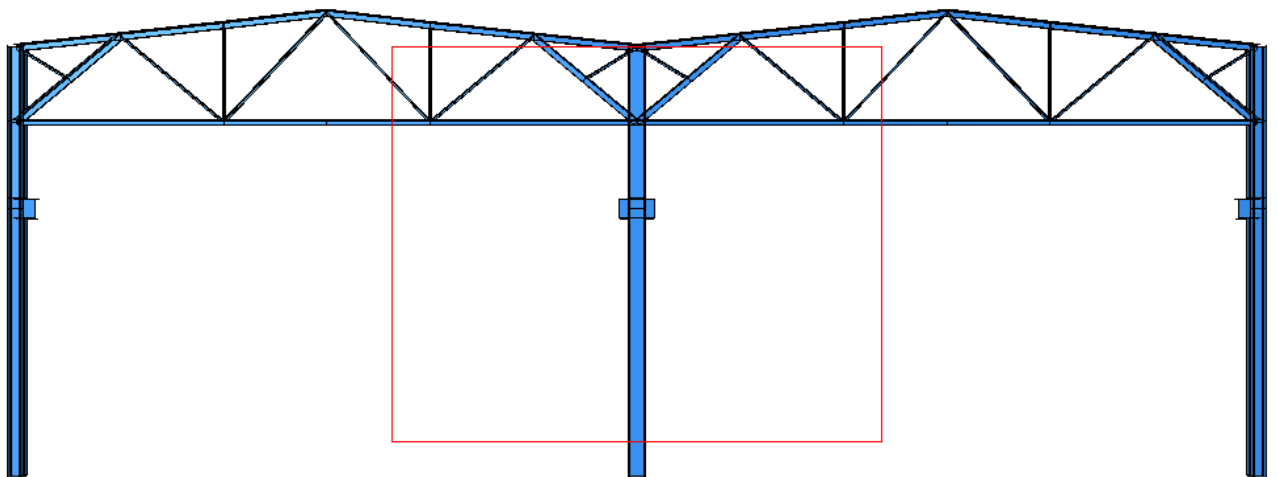


Рисунок 3.2 – Основний каркас рами виробничої будівлі

Розрахункову схему рами виробничої будівлі з нумерацією вузлів і стержні наведено на рис. 3.3.

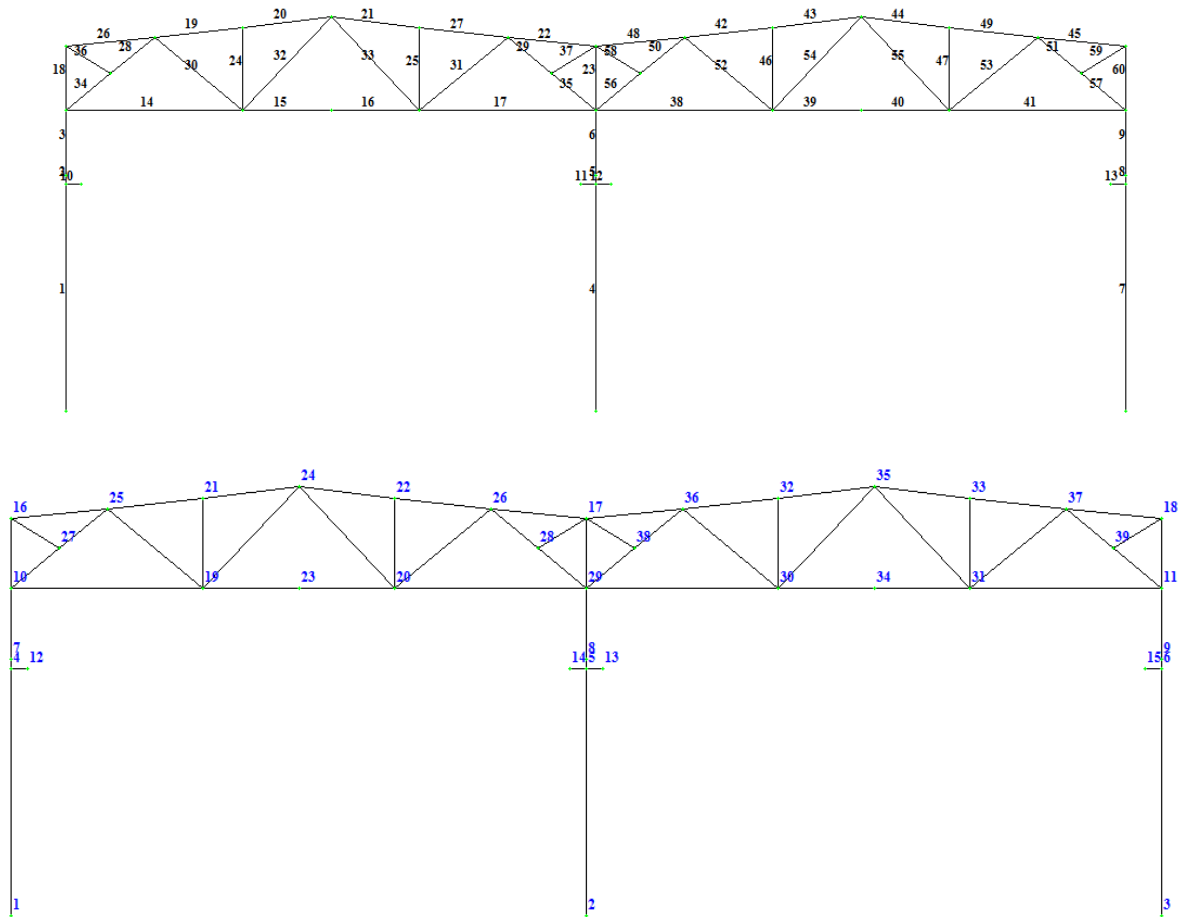


Рисунок 3.3 – Розрахункова схема рами з нумерацією вузлів і стержнів

Матеріал елементів ферми - сталь. Марка прийматиметься по розрахунку

Схема завдання жорсткостей елементам та таблиця жорсткостей з розрахунковими характеристиками представлені на рис. 3.4 та 3.5 відповідно.

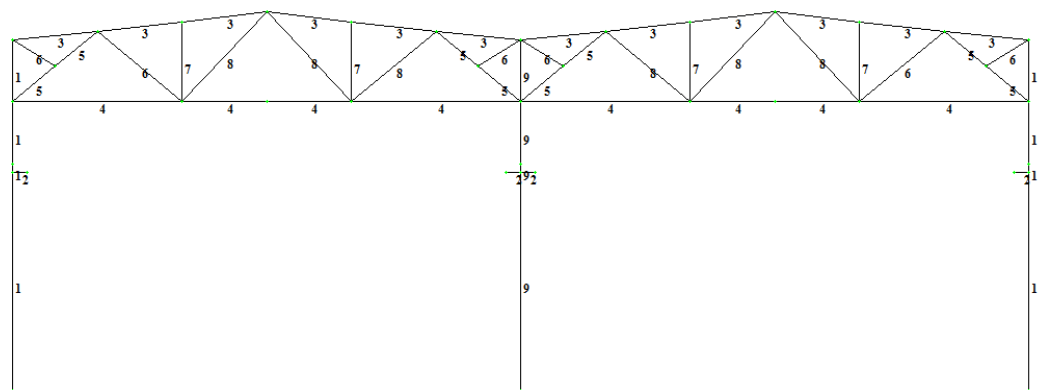


Рисунок 3.4 Жорсткості елементів каркасу виробничої будівлі

Таблица жесткостей		
Тип жесткости	Имя	Параметры (сечения- (см) жесткости- (т,м) расп.вес- (т,м))
1	Двутавр 40Ш1	q=0.0960448 EF=257100, EIy=7.22e+003 EIz=1.33e+003, GIk=6.65 Y1=3.43, Y2=3.43, Z1=14.5, Z2=14.5, RU_Y=0, RU_Z=0
2	Составной двутавр	q=0.029347 EF=78560, EIy=3.72e+003 EIz=236, GIk=0.112 Y1=2.01, Y2=2.01, Z1=16.8, Z2=16.8, RU_Y=0, RU_Z=0
3	два уголка 180 x 110 x	q=0.04446 EF=119000, EIy=400 EIz=219, GIk=1.66 Y1=1.6, Y2=1.6, Z1=5.72, Z2=2.77, RU_Y=0, RU_Z=0
4	Два уголка 125 x 80 x	q=0.0250784 EF=67140, EIy=107 EIz=70.8, GIk=0.604 Y1=1.24, Y2=1.24, Z1=3.95, Z2=1.89, RU_Y=0, RU_Z=0
5	два уголка 180 x 110 x	q=0.04446 EF=119000, EIy=400 EIz=219, GIk=1.66 Y1=1.6, Y2=1.6, Z1=5.72, Z2=2.77, RU_Y=0, RU_Z=0
6	Два уголка 63 x 63 x	q=0.00962018 EF=25750, EIy=9.7 EIz=22.6, GIk=0.0912 Y1=1.29, Y2=1.29, Z1=2.17, Z2=0.826, RU_Y=0, RU_Z=0
7	Два уголка 50 x 50 x	q=0.00753293 EF=20170, EIy=4.7 EIz=12.1, GIk=0.0697 Y1=1.09, Y2=1.09, Z1=1.64, Z2=0.652, RU_Y=0, RU_Z=0
8	Два уголка 63 x 63 x	q=0.00962018 EF=25750, EIy=9.7 EIz=22.6, GIk=0.0912 Y1=1.29, Y2=1.29, Z1=2.17, Z2=0.826, RU_Y=0, RU_Z=0
9	Двутавр 50Ш1	q=0.114328 EF=306100, EIy=1.28e+004 EIz=1.42e+003, GIk=9.78 Y1=3.09, Y2=3.09, Z1=17.3, Z2=17.3, RU_Y=0, RU_Z=0

Рисунок 3.5 – Таблица жорсткостей з елементів каркасу

3.2 Результати скінченно-елементного розрахунку каркасу

В результаті скінченно-елементного розрахунку каркасу в стержневій постановці з врахуванням спільної роботи елементів каркасу були отримані значення зусиль та переміщення від поєднань зусиль.

На рис. 6 приведено схему деформації каркасу будівлі від постійного навантаження.

Як видно з малюнка максимальне переміщення зафіксовано у вузлах елементів ферми.

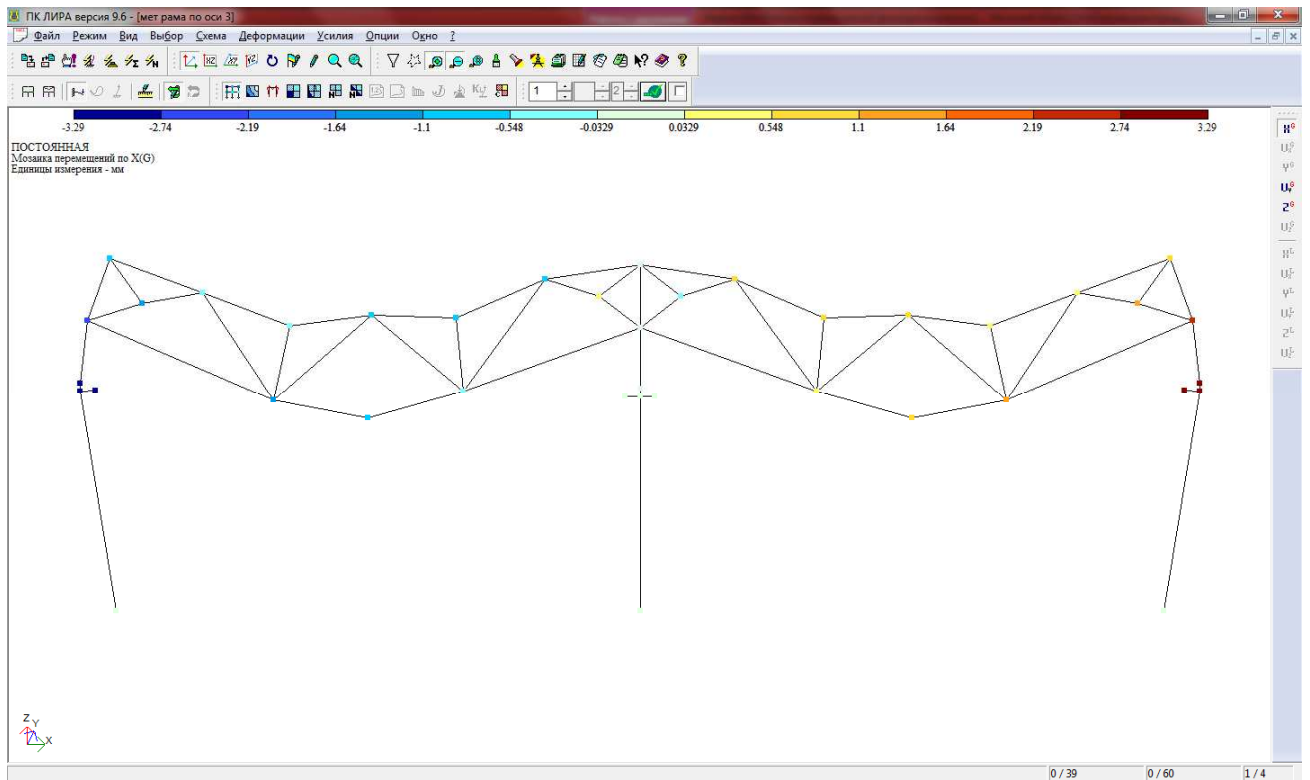


Рисунок 3.6 – Деформована схема каркасу виробничої будівлі при постійному навантаженні

На рис.3.7 приведена схема загальних деформацій каркасу від найбільш невідного поєднання зусиль.

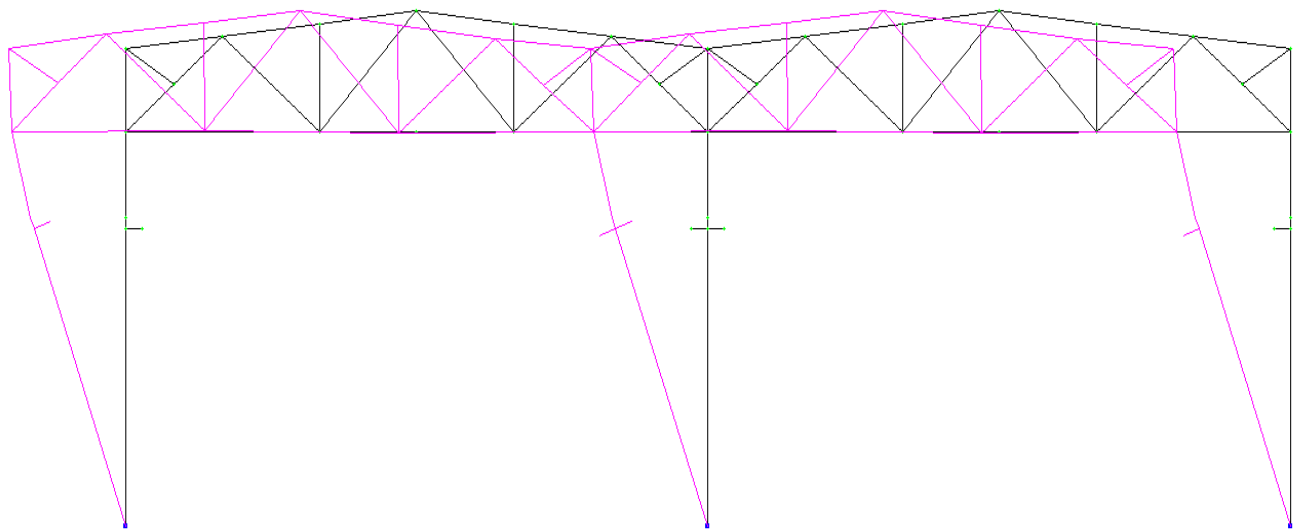


Рисунок 3.7 – Деформована схема каркасу виробничої будівлі

3.3 Результати перевірки перерізів елементів каркасу і ферми

Завдання вирішувалось із застосуванням розрахункового процесора "Лир-СТК", що входить пакет програм "Лири".

На рис. 3.8 і 3.9 в графічно подано перевірку перерізів елементів за напруженнями і деформаціями.

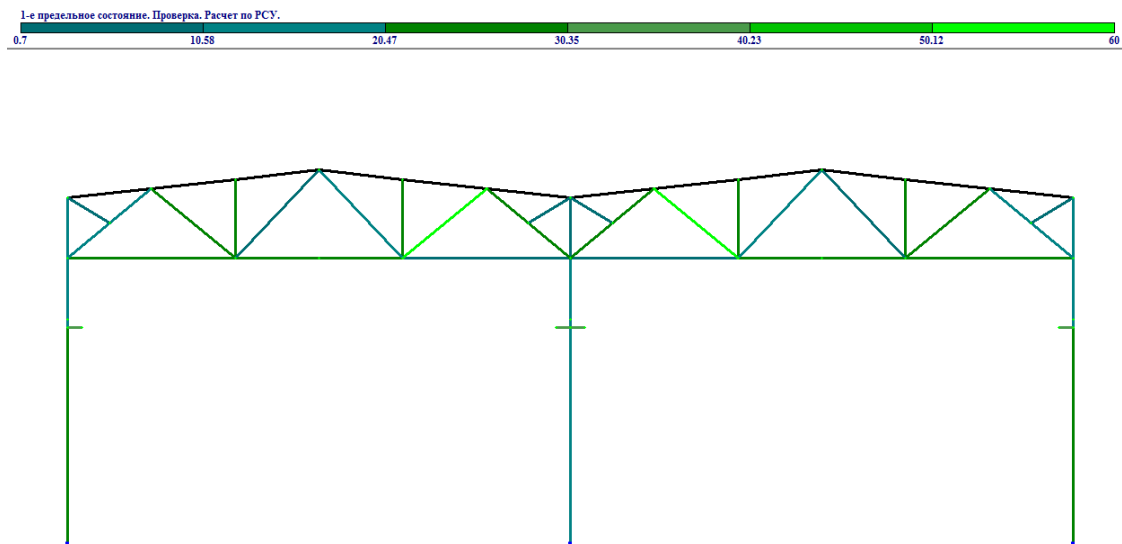


Рисунок 3.8– Несуча здатність елементів рами за напруженнями.

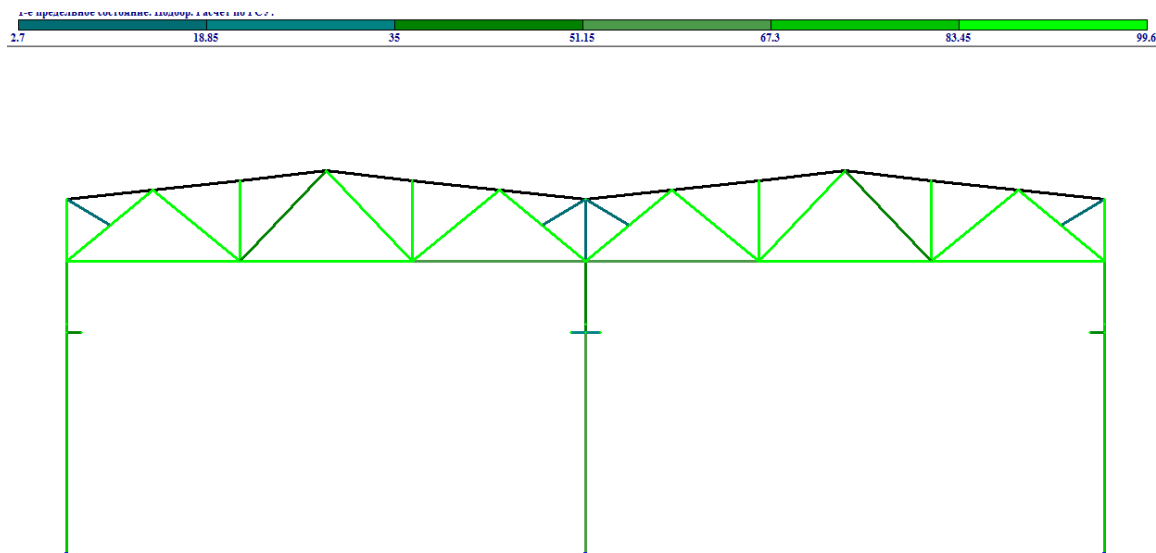


Рисунок 3.9– Несуча здатність елементів рами за напруженнями.

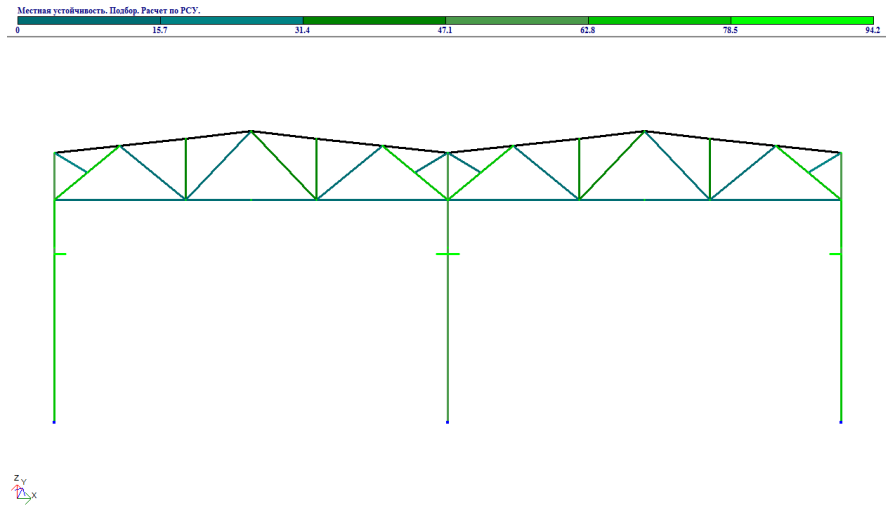


Рисунок 3.10– Несуча здатність елементів каркасу будівлі на місцеву стійкість.

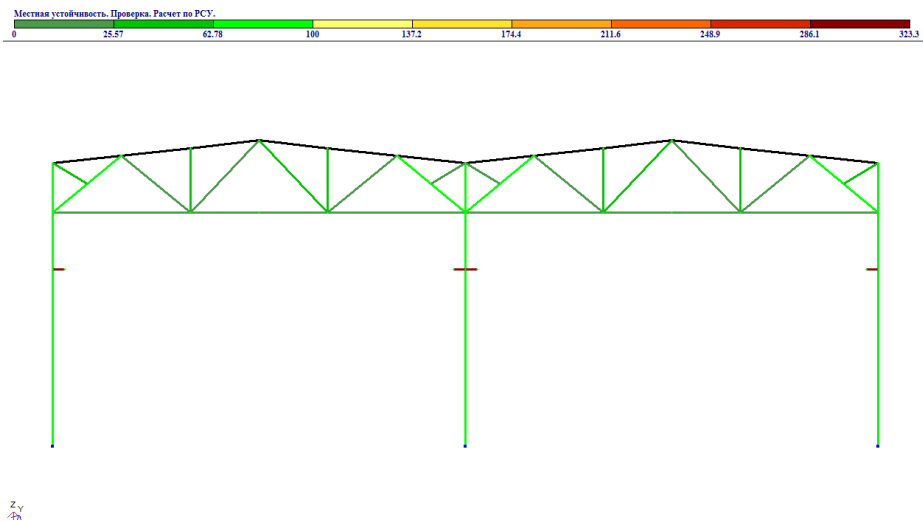


Рисунок 3.11 – Несуча здатність елементів каркасу будівлі на місцеву стійкість.

3.4 Висновки за розділом

Виконано моделювання роботи елементів каркасу, зокрема у стержневій постановці змодельовано роботу елементів ферми з врахуванням спільної роботи усіх елементів каркасу виробничої будівлі.

РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1. Охорона праці

Охорона праці є соціально-технічною наукою, яка виявляє та вивчає виробничі небезпеки та професійні шкідливості та розробничає методи їх запобігання або ослаблення з метою усунення виробництва нещасних випадків та професійних захворювань робітників, аварій та пожеж. Головними об'єктами її дослідження є людина у процесі праці, виробниче середовище та обстановка, взаємозв'язок людини з промисловим обладнанням, технологічними процесами, організація праці та виробництва.

Охорона праці — це система законодавчих актів та відповідних їм соціально-економічних, технічних, гігієнічних та організаційних заходів, що забезпечують безпеку, збереження здоров'я та працездатності людини в процесі праці.

Відступ від нормального режиму роботи та порушення вимог техніки безпеки можуть призвести до погіршення здоров'я працюючих.

Завдання охорони праці - звести до мінімальної ймовірності ураження або захворювання працюючого з одночасним забезпеченням комфорту при максимальній продуктивності праці та максимальному економічному ефекті повної роботи. Реальні виробничі умови характеризуються яквило, наявністю деяких небезпек та шкідливостей.

Виробнича небезпека - це можливість впливу на працюючих небезпечних та шкідливих виробничих факторів.

До небезпечних виробничих факторів відноситься такі, вплив котрих на працюючого призводить до травми. До шкідливих виробничих факторів належать такі, вплив яких на працюючого призводить до захворювання.

Випадок з працюючим, пов'язаний з впливом на нього небезпечноговодного фактора, називають нещасним випадком на виробництві. Погіршення здоров'я внаслідок нещасного випадку зазвичай називають травмою.

Явище, що характеризується сукупністю виробничих травм, ється виробничим травматизмом.

Професійне захворювання- Це захворювання, викликане впливом на працюючого шкідливих умов праці. Явище, що характеризується сукупністю професійних захворювань, називають професійною хворобою.

Система організаційних і технічних заходів і засобів, що обертають вплив на працюючих небезпечних виробничих факторів, зують технікою безпеки.

Виробнича санітарія включає комплекс організаційних, гігієнічних та саінта-рно-технічних заходів та засобів, що запобігають впливу на працюючих шкідливих

Поліпшення умов праці, підвищення її безпеки та нешкідливості мають велике економічне значення, що позитивно впливає на економіку.ські результати виробництва - продуктивність праці, якість та собівартість виробленої продукції.

Продуктивність праці підвищується завдяки збереженню здоров'я та працездатності людини, економії живої праці шляхом підвищення рівня користування робочим часом, продовженню періоду активної трудової діяльності людини, економії суспільної праці шляхом підвищення якості продукції, поліпшення використання основних виробничих фондів, зменшення кількості аварій.

Поліпшення умов праці та підвищення його безпеки призводять до зниження виробничого травматизму, професійних захворювань, інвалідности, що зберігає здоров'я трудящих і водночас призводить до зменшення витрат на оплату пільг та компенсацій за роботу у несприятливих умовах праці.

4.1.2 Оформлення будівельного майданчика

Загальні вимоги

Поліпшення якості будівництва нерозривно пов'язане із підвищенням загальної культури виробництва. Недбале ставлення до будівельних матеріалів та виробівліам, відсутність належного контролю за змістом будівельних майданчиків, їх захарашеність неминуче ведуть до зниження якісних показників будівельників.ства.

На будівельному майданчику та у всіх тимчасових приміщеннях проводитиметься щоденне прибирання сміття, для чого необхідно мати ящики або контейнери

з написом «Для сміття». Щодня оцінюється чистота робочого місця, а результати фіксуються у спеціальній контрольній картці бригадира.

Будівельний об'єкт (майданчик) оснащений уніфікованим інвентарем та пристроями (підмости, захисні козирки, скрині для сипучих матеріалів та ін.). Ларі для сипких матеріалів, бункери ємності тощо мають написи з указуванням призначення, найменування організації та інвентарного номера.

На будівельному майданчику організовано місця зберігання інструменту у спеціально обладнаних пересувних інвентарних складах або скриньках.

На території будівництва слід також встановлювати в місцях, визначених проектом, показники проїздів, розворотів, напрямки руху транспорту, обмеження руху, показники місцезнаходження об'єктів, що будуються, санітарно-побутових приміщень, прорабських, їдальні, медичного пункту і т. д. Їх кріплять на стовпах або металевих стійках. Відстань між краями зісінних знаків з вертикалі 50 мм.

При в'їзді в огорожену небезпечну зону встановлені знаки «В'їзд» та обмеження швидкості, при виїзді – знак «Виїзд».

Забарвлення будівельних машин, пристроїв та пристроїв

З метою підвищення уваги працюючих та попередження їх про можливість небезпеки на будівельних майданчиках будівельні машини, пристосування та пристрої забарвлені у сигнальні кольори відповідно до ГОСТ 12.4.026—76* «Кольори сигнальні та знаки безпеки». Використані такі сигнальні кольори:

- ✓ *Червоний* – заборона, безпосередня небезпека, засіб пожежогасіння
- ✓ *Жовтий* - Попередження, можлива небезпека
- ✓ *Зелений* – припис, безпека
- ✓ *Синій* – вказівка, інформація

Для посилення сприйняття сигнальні кольори застосовані і натомість контрастних поверхонь: чорний разом із жовтим; білий у поєднанні з червоним і зеленим.

Для зниження рівня травматизму та підвищення культури виробництва будівельно-монтажне оснащення та пристрої пофарбовані в жовтий сигнальний колір. Елементи підйомно-транспортного обладнання, будівельно-доріжних машин, кабін та

огорожі кранів, поворотні кабіни, майданчики підйомників, бампери та бічні поверхні електрокарів, навантажувачі, візки, стріли нижніх частин поворотних платформ екскаваторів, баштових, монтажних та автомобільних кранів, захоплення та майданчики автотранспорту, зовнішні частини бічних стінок ковшів екскаваторів та обойми вантажних гаків. дууючимися, похилими під кутом 45...60°, смугами шириною від 30 до 200 мм жовтого та чорного кольорів (співвідношення ширини смуг 1:1).

У жовтий колір пофарбовані також ємності, що містять речовини з небезпечними та шкідливими властивостями.

Внутрішня поверхня кожухів, що відкриваються, пофарбована в жовтий колір. Рукоятки управління будівельних машин пофарбовані в колір, відмінний від основного кольору машини чи стінок кабіни; внутрішню поверхню кабіни – у світлі тони.

4.1.3 Техніка безпеки під час монтажу металевих конструкцій будівлі

На ділянці (захватці), де ведуться монтажні роботи, не допускається вивиконання інших робіт та перебування сторонніх осіб.

При зведенні будівель і споруд не виконуються роботи, ні зі знаходженням людей в одній секції (захватці, ділянці) на поверхах (ярусах), над якими здійснюються переміщення, встановлення та тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій чи обладнання.

При зведенні односекційних частин будівлі середньосортного прокатного стану одночасне виконання монтажних та інших будівельних робіт на різних поверхах (ярусах) допускається за наявності між ними надійних (обґрунтованих відповідним розрахунком на дію ударних навантажень) міжповерхових перекриттів за письмовим розпорядженням головного інженера після здійснення заходів, що забезпечують безпечне проведення робіт, та за умови перебування безпосередньо на місці робіт спеціально призначених осіб, відповідальних за безпечне виробництво монтажу та переміщення вантажів кранами, а також за здійснення контролю за виконанням кранівником, стропальником та сигнальщиком виробничих інструкцій з охорони праці.

Способи стропування елементів конструкцій та обладнання печують їх подачу до місця встановлення в положенні, близькому до проектного.

Очищення елементів конструкцій, що підлягають монтажу, від бруду і криги проводиться до їх підйому.

Стропування конструкцій проводиться вантажозахоплювальними засобами, що задовольняють вимогам і такими, що забезпечують можливість дистанційного розстропування з робочого горизонту у випадках, коли висота до замку вантажозахоплювального засобу перевищує 2 м.

Елементи конструкцій, що монтуються, під час переміщення утримуються від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій під час їхнього підйому чи переміщення.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій та обладнання на вазі.

Розчалки для тимчасового закріплення конструкцій, що монтуються, як правило прикріплюють до надійних опор (фундаментів, якорів і т.п.). Кількість розчалок, їх матеріали та переріз, способи натягу та місця закріплення встановлені проектом виконання робіт. Розчалки розташовані за межами габаритів руху транспорту та будівельних машин. Розчалки не торкаються гострих кутів інших конструкцій. Перегинання розчалок у місцях зіткнення з елементами інших конструкцій допускається лише після перевірки міцності і стійкості цих елементів під впливом зусиль від розчалок.

Для переходу монтажників з однієї конструкції на іншу призмінюються інвентарні сходи, перехідні містки та трапи, що мають огорожу.

Відповідальними особами не допускається перехід монтажників за встановленими конструкціями та їх елементами (фермами, ригелями тощо), на яких неможливо встановити огорожу, що забезпечує ширину проходу відповідно до норм, без застосування спеціальних запобіжних пристроїв (надійно натягнутого вздовж ферми або ригеля каната для закріплення карабіну запобіжного пояса та ін.).

Встановлені в проектне положення елементи конструкцій або обрудування закріплюються те щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність.

Розстроповування елементів конструкцій, встановлених у проектному положенні, проводиться після постійного або тимчасового надійного їх закріплення. Переміщення встановлених елементів конструкцій після їх розстропування, за винятком випадків, обґрунтованих ППР, не допускається.

Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих містах при швидкості вітру 15 м/с і більше при ожеледиці, грозі або тумані, виключаюче видимість у межах фронту робіт. Роботи з переміщення та встановлення вертикальних панелей та подібних до них конструкцій з великою парусністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більше.

Не допускається знаходження людей під монтованими елементами конструкцій та обладнання до встановлення їх у проектне положення та закріплення.

При необхідності знаходження працюючих під монтованими конструкціями, а також на конструкціях повинні здійснюватись спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих.

Навісні монтажні майданчики, сходи та інші пристрої, необхідні для роботи монтажників на висоті, встановлюють і закріплюють на конструкціях, що монтуються, до їх підйому.

При виробництві монтажних робіт не допускається використовувати закріплення технологічного та монтажного оснащення обладнання та трубопроводи, а також технологічні та будівельні конструкції без погодження з особами, відними за правильну їх експлуатацію.

До виконання монтажних робіт встановлено порядок мена умовними сигналами між особою, керівним монтажем, і машиністом (мотористом). Усі сигнали подаються лише однією особою (бригадиром монтажної бригади, ланковим, такелажником-стропальником), крім сигналу "Стоп", котори може бути поданий будь-яким працівником, який помітив явну небезпеку.

Вантажопідйомність гальмівних лебідок та поліспаствів, що застосовуються

при насуванні (пересуванні) конструкцій та обладнання, встановлена рівною вантажопідйомністю тягових.

Монтаж конструкцій кожного наступного ярусу (ділянки) будівлі або споруди провадиться тільки після надійного закріплення всіх елементів тов попереднього ярусу (дільниці) згідно з проектом.

Навісні металеві сходи висотою більше 5 м, в деяких місцях, огорожені металевими дугами з вертикальними зв'язками та надійно прикріплені до конструкції або до обладнання. Підйом робітників по навісних сходах на висоту більше 10 м допускається в тому випадку, якщо сходи обладнані майданчиками відпочинку не рідше ніж кожні 10 м по висоті.

При монтажі ділянок будівлі з кількома ярусами, кожен післядуючий ярус каркаса монтується тільки після встановлення огорожувальних конструкцій або тимчасових огорожень на попередньому ярусі.

У процесі монтажу конструкцій або споруд монтажники знаходяться на раніше встановлених та надійно закріплених конструкціях чи засобах підмашування.

Монтаж сходових маршів та майданчиків будівлі середньосортного прокатного цеху здійснюють одночасно з монтажем конструкцій будівлі. На змонтованих сходових маршах негайно встановлюють народження.

На захватці, в якій ведеться монтаж конструкції будівлі, не допускається користуватися вантажопасажирським підйомником безпосередньо під час переміщення елементів конструкцій.

Забарвлення та антикорозійний захист конструкцій та обладнання в случаях, коли вони виконуються на будівельному майданчику, виробляють, як правило, до їхнього підйому на проектну позначку. Після підйому забарвлення або антикорозійний захист роблять тільки в місцях стиків або з'єднань конструкцій.

Розпакування та розконсервація обладнання, що підлягає монтажу, проводиться в зоні, відведеній відповідно до проекту виконання робіт, і здійснюється на спеціальних стелажах або підкладках заввишки не менше 100 мм.

Удосконалювальне складання та довіготовлення конст, що підлягають монтажу конструкцій та обладнання (нарізка різьблення на трубах, гнуття труб, підганяння

стиків тощо) виконуються, як правило, на спеціально призначених при цьому місцях.

У процесі виконання складальних операцій суміщення отворів і перевірка їх збігу в деталях, що монтуються, повинні проводитися за допомогою спеціального інструменту (конусних оправок, складальних пробок та ін). Перевіряти збіг отворів у деталях, що монтуються, пальцями рук не допускається.

При монтажі обладнання в умовах вибухонебезпечного середовища застосовується інструмент, пристрої та оснащення, що виключають можливість іскроутворення.

При монтажі обладнання застосовані заходи для унеможливлення самодовільного чи випадкового його включення.

При переміщенні конструкцій або обладнання декількома підйомними або тяговими засобами виключена можливість перевантаження будь-якого з цих засобів за допомогою запасу потужності використовуваного механізму.

При переміщенні конструкцій або обладнання відстань між ними і частинами, що виступають, змонтованого обладнання або інших конст.рукцій по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі - 0,5 м.

Кути відхилення від вертикалі вантажних канатів та поліспастів підйомних засобів у процесі монтажу не перевищують величину, зазначену у паспорті, затвердженому у проекті або технічних умовах на це вантажопідйомний засіб.

Монтаж вузлів обладнання та ланок трубопроводів і повітропроводів поблизу електричних проводів (у межах відстані, що дорівнює найбільшій довжині вузла, що монтується, або ланки) проводиться при знятій напрузі.

ВИСНОВКИ

В результаті виконання кваліфікаційної роботи було вирішено такі завдання:

- запроектовано архітектурно-будівельну частину проекту цеху металоборбки;
- зроблено вибір та розрахунок конструкцій фундаменту будівлі;
- здійснено розрахунок та підбір основних конструктивних елементів;
- розроблено скінченно-елементну модель ферми та каркасу будівлі у стержневій постановці з врахуванням роботи усіх елементів каркасу;
- визначено несучу здатність елементів за напруженнями та деформаціями;
- розглянуто питання безпеки життєдіяльності та охорони навколишнього середовища під час будівництва.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
9. ДБН 360-92 Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1992.
10. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)
11. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // *Lecture Notes in Mechanical Engineering SerProceedings of the 7th*

International Conference on Fracture Fatigue and Wear., Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.

12. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // Scientific Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

13. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладьо, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // Вісник Тернопільського державного технічного університету. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.

14. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.

15. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // ЛОГОС. Мистецтво наукової думки, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293> 44. Ignatyeva, V. B. (2018).

16. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. Mater Sci 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>

17. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. Scientific journal of the Ternopil national technical university. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13

18. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

19. Теслюк, М.В. Аналіз впливу типу перев'язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 133-134.
20. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.
21. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.
22. Основания, фундаменты и подземные сооружения.: Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.
23. Цытович Н. А. Механика грунтов. – М. : Госстройиздат, 1934; 1940; 1951; 1963; 1971; 1979; 1983. – 357с.
24. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.
25. Ухов С. Б., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Механика грунтов, основания и фундаменты.– М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.
26. Бартоломей А. А. Основы расчёта свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М. : 1982. – 253с.
27. Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.
28. Мерлинов М. В., Ягупов Б. А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. М. : 2006. – 145с.
29. Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов. Изд. – Саратовского университета, 1989. – 212с.
30. Основания и фундаменты. Справочник строителя. Под ред. М. И. Смердинова. – М. : 2003. – 355с.

31. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М. : 2005. – 235с.
32. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость основания сооружений. – М. : 2000. - 310с
33. Флорин В. А. Основы механики грунтов. – М. – Л. : Т. 1, 1951; Т. 2, 1961.
34. Цытович Н. А. Механика мёрзлых грунтов (общая и прикладная), – М. : 1973. – 387с.
35. Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М. : Высшая школа, 1987. – 167с.
36. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.
37. Бодьин Г. М. и др. Технология строительного производства. – Л. : Стройиздат, 1987. – 197с.
38. Пищаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.
39. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.
40. Невзоров Л. А. и др. Башенные строительные краны. Справочник. – М. : Машиностроение, 1992. – 254с.
41. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.
42. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
43. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.
44. Мельник І.В. Деформації зовнішньої композитної арматури при підсиленні залізобетонних балок / І.В. Мельник, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць: механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – 2009. - №8. – С. 235-241.

45. Мельник І.В. Ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівельних конструкцій / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Збірник наукових праць третьої всеукраїнської науково-технічної конференції: науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Львів, 2003. – С. 577-584.
46. Мельник С.В. Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними вуглепластиковими матеріалами / С.В. Мельник // Зб. наук. пр. Полтавського нац. тех. ун-ту ім. Ю.Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 2(32), Том 1. – С.151–158.
47. Мельник С.В. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами при однократному навантаженні / С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 494 – 501.
48. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.
49. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.