

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

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект котельні на твердому паливі у Червонограді

Виконав: студент 4 курсу, групи МБс-41
спеціальності

192. Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Громик М. А.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Гудь М. І.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О.М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В.П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Бобик М.П.

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2023

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

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра 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 Бакалавр
(назва освітнього ступеня)
за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)
студенту Громику Миколі Анатолійовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект котельні на твердому паливі у Червонограді

Керівник роботи Гудь Михайло Іванович к.т.н.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 23 » 01 2023 року № 4/7-31

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи Геолокація об'єкту.

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

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

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Безпека життєдіяльності	Пулька Ч.В., професор кафедри МТ		
Основи охорони праці	Окпний І.Б. зав. кафедри МТ		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М., ст. викл. кафедри БМ		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельний розділ		
2.	Розрахунково-конструктивна частина		
3.	Безпека життєдіяльності та основи охорони праці		
4.	Графічне оформлення креслень		

Студент _____
(підпис)

Громик М. А.
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____
(підпис)

Гудь М. І.
(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ЗМІСТ	3
ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 ТЕОРЕТИЧНА ЧАСТИНА	7
РОЗДІЛ 2 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	9
2.1 Характеристика об'єкта будівництва	9
2.2 Об'ємно-планувальне рішення.....	9
2.3 Конструктивна характеристика	10
2.4 Характеристика огорожувальних конструкцій	10
2.5 Обґрунтування об'ємно-просторових та художніх рішень.....	11
2.6 Оформлення фасадів та інтер'єрів	11
2.7 Внутрішнє оздоблення.....	12
2.8 Забезпечення природним освітленням.....	14
2.9 Техніко-економічні показники об'єкта капітального будівництва	14
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	15
3.1 Компонування конструктивної схеми каркасу будівлі	15
3.1.1 Компонування поперечної рами каркаса в осях В-Ж/1-9	15
3.2 Розрахунок поперечної рами по осі 2	17
3.2.1 Вибір розрахункової схеми рами.....	17
3.2.2 Збір навантажень	18
3.2.3 Статичний розрахунок рами (вісь 2) у програмі SCAD	28
3.2.3 Результат розрахунку у програмі SCAD «Підбір перерізів металопрокату»	33
3.3 Розрахунок та конструювання кроквяної ферми	38
3.4 Розрахунок та конструювання колони рами	44
3.5 Конструктивний розрахунок стрижня колони	45
3.6 Розрахунок та конструювання бази колони	46
3.7 Розрахунок основ та фундаментів	50
3.7.1 Характеристики ґрунтових умов	50
3.7.2 Збір навантажень	53

3.7.3	Проектування забивних палей	54
3.7.3.1	Вибір палей	54
3.7.3.2	Несуча здатність палей по ґрунту	55
3.7.3.3	Розрахунок ростверку на продавлювання колоною	56
3.7.4	Проектування буронабивних палей.....	57
3.7.4.1	Визначення несучої здатності палей.....	57
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЕДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ		59
4.1	Організація охорони праці працівників на підприємстві.....	59
4.1.2	Заходи з охорони праці	60
4.2	Безпека життєдіяльності.....	62
4.2.1	Оцінка стійкості об'єкту (цеху) до впливу ударної хвилі ядерного (техногенного) вибуху і заходи щодо підвищення стійкості	62
4.2.2.	Розробка заходів щодо підвищення стійкості промислового об'єкту	64
4.2.3	Висновки до підрозділу	66
ВИСНОВКИ.....		67
БІБЛІОГРАФІЯ.....		68

ВСТУП

Актуальність теми. Котельні на твердому паливі вважаються енергоефективними системами опалення. Вони можуть забезпечити ефективне використання деревного або вугільного палива, що дозволяє зменшити витрати на опалення для місцевих жителів та організацій.

Червоноград, як і багато інших міст в Україні, має значні резерви твердого палива, таких як дерево та вугілля. Будівництво котельні на твердому паливі забезпечить стабільне та доступне джерело опалення для місцевого населення.

Разом із тим розвиток альтернативних джерел енергії, таких як котельні на твердому паливі, допомагає зменшити залежність від імпортного газу. Це особливо актуально, враховуючи геополітичну нестабільність та коливання цін на газ.

Сучасні котельні такого типу оснащені фільтрами та системами очистки вихлопних газів, що дозволяє знизити викиди шкідливих речовин у повітря порівняно зі старими, менш екологічно чистими системами опалення. Це сприяє поліпшенню якості повітря та зменшенню впливу на навколишнє середовище.

Також будівництво котельні на твердому паливі створить нові робочі місця та сприятиме економічному розвитку в регіоні. Це пов'язано з попитом на робочу силу для будівництва, експлуатації та обслуговування таких систем.

Зважаючи на ці факти, будівництво котельні на твердому паливі в Червонограді є актуальним та вигідним кроком для забезпечення енергоефективного, доступного та екологічно стійкого опалення для місцевого населення.

Мета роботи. Розробка проекту котельні на твердому паливі у Червонограді

Завдання роботи.

1. Розробити об'ємно-планувальні рішення будівництва відповідно до умов на відведеній ділянці у м. Червоноград.
2. Розробити конструктивні рішення щодо несучих елементів конструкцій.
3. Проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

та запроектувати фундаменти.

4. Розробити заходи з охорони праці, техніки безпеки при будівництві котельні.

Методи проведення розрахунків. Аналітичний та з використанням прикладних пакетів розрахункових комплексів.

Практичне значення одержаних результатів. Отримані в роботі результати розрахунків можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих виробничих каркасних будівель.

Ключові слова: котельня, тверде паливо.

РОЗДІЛ 1

ТЕОРЕТИЧНА ЧАСТИНА

Котельні на твердому паливі є популярним варіантом опалення, особливо в сільській місцевості та в областях, де легко доступне дерево або вугілля. Основна функція котельні на твердому паливі полягає в генерації тепла шляхом згорання твердого палива.

Основні схеми роботи котельні:

1. Пряма схема: У цій схемі вугілля або дерево зберігаються в спеціальних резервуарах, званих штабелями. Паливо з штабеля поступає в котли через подачу, де відбувається згорання. Гарячий повітря або пара, що утворюються під час згорання, поступають в систему опалення будівлі.

2. Парова схема: В цій схемі котли працюють на принципі парогенераторів. Паливо згорає у спеціальній камері, де утворюється пара під високим тиском. Цей пар подається до турбін або двигунів, що генерують електроенергію, а також використовується для опалення.

3. Водяна схема: У цій схемі паливо згорає в котлі, що випускає гарячу воду. Гаряча вода поступає в систему опалення, де вона циркулює по радіаторах або підлоговому опаленню, надаючи тепло приміщенням.

Паливо для котелень на твердому паливі може включати:

1. Дерево.

2. Вугілля.

3. Брикети та пелети: Брикети і пелети - це спресовані форми вугілля або дерева. Вони виготовляються шляхом стиснення пилу або тирси під високим тиском. Брикети і пелети мають високу енергетичну вартість і зручні для зберігання.

4. Солома та солом'яні брикети: У деяких регіонах використовують соломку, як паливо для котелень. Вона може бути спалена безпосередньо або стиснута у вигляді брикетів.

5. Брикети з відходів деревообробки: Це паливо виготовляється з опилків,

стружок і різних відходів деревообробної промисловості. Вони стискаються в брикети, які мають високу енергетичну вартість і добре підходять для спалювання в котельнях.

6. Паливні гранули (пелети): Пелети є стиснутими гранулами, виготовленими з деревного чи сільськогосподарських відходів. Вони мають однорідну форму та розмір, що сприяє ефективному згорянню. Пелети є досить популярним видом твердого палива, оскільки вони мають високу енергетичну потужність та низький рівень викидів.

7. Біомаса: Біомаса включає різні органічні матеріали, такі як солома, сіно, лузга від зерна, деревний чіпс та інші рослинні відходи. Це екологічно чистий вид палива, оскільки воно використовує відновлювальні джерела. Біомаса може бути використана в котельнях, які спалюють тверде паливо, зокрема у вигляді брикетів, пелет або прямого спалювання.

8. Вугілля рослинного походження: Торф є одним з видів вугілля рослинного походження. Воно утворюється в результаті розкладу рослинної речовини в болотистих умовах. Торф використовується як паливо в котельнях, особливо в регіонах, де його легше доступність [7].

РОЗДІЛ 2

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Характеристика об'єкта будівництва

Об'єкт будівництва розташований за адресою: м. Червоноград, Львівська область.

Будівельна кліматична зона – 3;

Зона вологості -2 (нормальна);

Температура найбільш холодної п'ятиденки із забезпеченістю 0,98 -21°C;

Розрахункова температура внутрішнього повітря $t_v = +23^\circ\text{C}$; Тривалість опалювального періоду $z_{оп} = 232$ доби; Середня температура зовнішнього повітря за опалювальний період від $= -7^\circ\text{C}$;

Сейсмічність майданчика будівництва – 6 балів.

2.2 Об'ємно-планувальне рішення

Головний корпус - висока, прямокутна у плані будівля, що складається з 2-х блоків під одним дахом.

У головному корпусі знаходиться:

1. Котельня;
2. Ремонтний пункт;
3. Лабораторія;
4. Майстерня КВП;
5. Надбункерна галерея;
6. Кабінет для навчальних занять;
7. Кабінет охорони праці;
8. Дробильний корпус;
9. Галереї;
10. Гараж-стоянка;
11. Ремонтний пункт, шиномонтажне відділення.

Однопрогоновий блок котельного залу і багатоповерховий блок, до якого підходить галерея другого підйому з одного боку і з іншого боку примикає сходові клітка з ліфтом заввишки 24 м, яка є домінантою композиції комплексу. Далі з різким перепадом по висоті головний корпус через сходову зі сходової кліткою.

Котельня каркасного типу. Конфігурація будівлі, її архітектурне рішення та планувальна організація території виконані з урахуванням навколишньої забудови, існуючих транспортних та пішохідних зв'язків.

Проекту котельня має в плані прямокутну форму. Розміри в осях 1-9 - 60 м, а в осях А-Ж - 30,5 м.

Висота будівлі – 22 м;

Висота до низу кроквяної ферми 15,6 м;

Ступінь вогнестійкості будівлі – II.

2.3 Конструктивна характеристика

Зовнішні стіни виконані із тришарових стінових панелей товщиною 120 мм.

Фундаменти – стовпчасті на пальовій основі із забивних паль.

Колони каркаса-металеві, двотаврові.

Балки металеві покриття, двотаври.

Ферми металеві; гнутий профіль.

Внутрішні несучі стіни будівлі – цегли товщиною 250 мм.

Внутрішні перегородки з цегли будівельної, завтовшки 120 мм.

Покрівля-плоска, малоухильна, тепла з профнастилом.

Сходи зі збірних щаблів по металевих косоурах.

2.4 Характеристика огорожувальних конструкцій

Стінова огорожа з металевих сендвіч-панелей, з утеплювачем з мінераловатних плит. Прийнято горизонтальне розрізування панелей з кріпленням до колон самонарізаючими гвинтами.

Зовнішні стіни сходової клітки з цегли товщиною 510 мм, облицювання – тонка штукатурка -10 мм.

Покрівля - двосхилий, з металевих сендвіч-панелей, з утеплювачем з мінераловатних плит 160 мм.

Вікна з металопластикового профілю із заповненням двокамерним склопакетом.

Ворота - розстібні з хврткою.

Двері – дерев'яні, сталеві засклені протипожежні індивідуального виготовлення.

2.5 Обґрунтування об'ємно-просторових та художніх рішень

Об'ємно-просторові рішення прийнято на підставі функціонального призначення будівлі та розміщення технологічного обладнання.

У головному корпусі, у блоці зального типу розміщуються котли та у вбудові з торцевої сторони допоміжної служби.

У багатоповерховому блоці функціонально спрямовано рух палива з верхнього поверху надбункерної галереї до бункера з наступним надходженням у котли. В іншій частині багатоповерхового блоку розміщуються по поверхах електротехнічні приміщення максимально наближені до споживачів електроенергії.

2.6 Оформлення фасадів та інтер'єрів

Для будівель з металевими каркасами для конструкцій, що захищають, прийняті тришарові металеві панелі сендвіч з високою заводською готовністю. При оформленні фасадів використані прийоми компонування вікон за групами, що наголошують на функціональному призначенні будівель та ритмічності всієї композиції комплексу.

2.7 Внутрішнє оздоблення

Оздоблення приміщень основного, допоміжного та обслуговуючого призначення прийнято залежно від їхнього функціонального призначення, пожежної безпеки, наявності забруднюючих речовин, пилу, впливу води, санітарно-гігієнічних вимог.

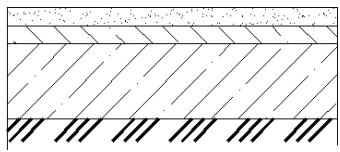
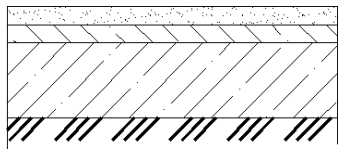
Для обробки приміщень виробничого призначення, багато з яких є пожежонебезпечними, піддаються вологому прибиранню вугільного пилу прийнято перхлорвінілову емаль, яка є міцним, негорючим та стійким до води покриттям.

В основних виробничих приміщеннях прийнято бетонні підлоги з поліуретановим покриттям.

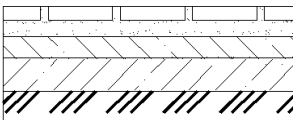
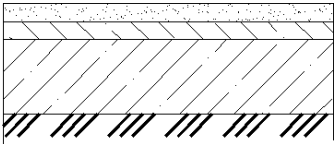
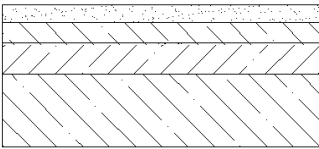
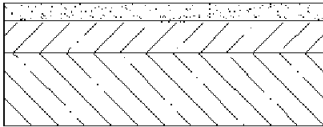
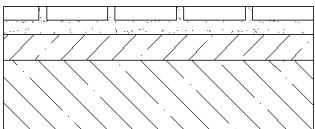
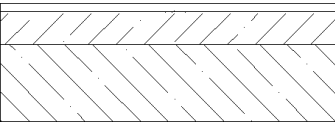
Для обробки адміністративно-побутових та допоміжних приміщень прийнято водно-дисперсійну фарбу.

Для душових, санвузлів прийнято водостійку водно-дисперсійну фарбу. У приміщеннях з вологим режимом (душові, сан. облицьовуються глазурованою керамічною плиткою.

Таблиця 2.1 – Експлікація підлог

Номер приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги по серії	Дані елементів підлоги (найменування, товщина, основа та ін)	Площа, м
1.01, 1.03, 1.04	1		Мозаїчно-бетонна з бетону С20/25-30мм. Стяжка з цем.-піщ. р-ну М150 – 60 мм. Гідроізоляція - Ізоспан 2 шари, підстил. шар: бетон С20/25-100мм. Основа-утрамбований ґрунт з щебенем.	1189,28
1.02, 1.11	2		Мозаїчно-бетонна з бетону С20/25-30мм. Стяжка з цем.-піщ. р-ну М150 – 60 мм. Гідроізоляція - Ізоспан 2 шари, підстил. шар: бетон С20/25-100мм. Основа-утрамбований ґрунт з щебенем.	1189,28

Продовження таблиці 2.1

1.06	3		Керамічна плитка -10мм. Прошарок та заповнення швів з цем.-піщ. р-ну М150 - 20 мм. Стяжка з цем.-піщ. розчину М100 - 20 мм. Гідроізоляція - Ізоспан С 2 шари. Підстил. шар: бетон С10/15-80мм. Основа-утрамбований ґрунт із щебенем.	3,65
1.05, 1.07-1.10, 1.12-1.14	4		Мозаїчно-бетонна з бетону С20/25-30мм. Стяжка з цем.-піщ. р-ну М150 – 60 мм. Гідроізоляція - Ізоспан 2 шари, підстил. шар: бетон С20/25-100мм. Основа-утрамбований ґрунт з щебенем.	109,11
2.01,3.02,3.03,5.01	5		Мозаїчно-бетонна з бетону С20/25-30мм. Стяжка з цем.-піщ. р-ну М150 – 15 мм. Гідроізоляція - Ізоспан С 2 шари. Підстил. шар: бетон С20/25-60мм. Основа-з/б плита перекриття.	1762.52
2.03, 2.05, 2.09, 3.06, 4.05, 5.02, 5.03	6		Мозаїчно-бетонна з бетону С20/25-20мм. Стяжка з цем.-піщ. р-ну М150 - 80 мм. Основа-з/б плита перекриття.	311.10
2.02, 2.06-2.08	7		Керамічна плитка -10мм. Прошарок та заповнення швів з цем.-піщ. р-ну М150 - 20 мм. Стяжка з цем.-піщ. розчину М100 - 20 мм. Гідроізоляція - Ізоспан С 2 шари. Підстил. шар: бетон С10/15-80мм. Основа-утрамбований ґрунт із щебенем.	89,23
1.15, 2.04, 2.10, 3.04, 3.05, 4.03, 4.04	8		Лінолеум на теплоізолюючій основі - 5мм. Прошарок – клеюча мастика-1 мм. Стяжка з цем.- цем.-піщ. р-ну М100 - 80 мм. Основа-з/б плита перекриття	405.25

Продовження таблиці 2.1

4.02, 5.07	9		Бетон В25-25мм. Гідроізоляція - Ізоспан 3 2 шари. Стяжка з цем.-песч. розчину М150 - 75 мм. Основа- з/б плита перекриття.	172.42
1.12-1.14 1.16-1.18 2.11-2.13 3.07-3.09 4.06-4.08 5.05-5.07	10		Мозаїчно-бетонна з бетону С20/25-20мм. Стяжка з цем.-піщ. р-ну М150 - 60 мм. Основа-з/б плита перекриття.	147.12
2.01 (Відм. +6.700)	11		Бетон кл. С20/255 армований сіткою 4С 5ВрІ 100х100 у два шари-200 мм. Основа-з/б плита перекриття.	12.72

2.8 Забезпечення природним освітленням

Природне освітлення у будинках зі стінами з панелей сендвіч забезпечується через віконні отвори по ширині кратними шириною панелей (1м) тобто. від 1 до 3 м. Розташування та величина віконних отворів залежить від розміщення технологічного обладнання та місць застосування туди. У будинках без постійного перебування людей віконні отвори запроектовані мінімальними для забезпечення загальної орієнтації у просторі та димовидалення у пожежонебезпечних приміщеннях.

2.9 Техніко-економічні показники об'єкта капітального будівництва

Загальна площа будівлі – 4249,62 м². Будівельний об'єм – 32 745,6 м³. Площа забудови – 1571,23 м². Будівля чотирьохповерхова.

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Компонування конструктивної схеми каркасу будівлі

3.1.1 Компонування поперечної рами каркаса в осях В-Ж/1-9

Вертикальні розміри подані на рис. 3.1.

За нульову відмітку прийнята відмітка чистої статі першого поверху.

Висота до низу кроквяних конструкцій (корисна висота) - 15,6м.

Повна висота будівлі з урахуванням заглиблення бази колони (0,60 м) по осях

В і Ж:

$$H = 15,6 + 0,6 = 16,2 \text{ м.}$$

Проміжні залізобетонні перекриття по металевих балках на відмітках +6,600; +9,900; +13,200.

Висота колон по осях Г, Д, Е:

$$H_1 = H_1 = 13,2 + 0,6 = 13,8 \text{ м.}$$

Висота ферми на опорі по осі Ж - 1 м, на опорі В - 3,4 м. Уклон верхнього поясу ферми 60.

Горизонтальні розміри (рисунок 3.1)

Проліт будівлі в осях В-Ж 24 м.

Проміжні колони перекриттів на відм. +6,600, +9,900, +13,200 по осях Г, Д, Е розташовуються з кроком 6 м.

Проліт В-Ж у верхньому ярусі оснащений підвісним краном прольотом 12м, вантажопідйомністю 3,2 т, в осях Ж-Е для обслуговування приміщень на відм. 0,000 розміщений підвісний кран прольотом 3,2 м, вантажопідйомністю 2 т.

Прив'язка колон до поздовжніх осей будівлі - нульова, середніх - центральна.

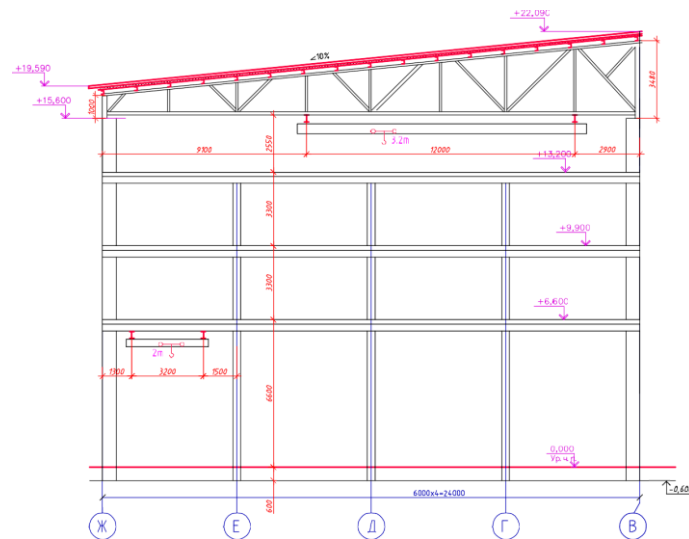


Рисунок 3.1 – Компонування поперечної рами каркасу в осях А-Г/2

Зв'язки покриття

Зв'язки між ригелями рам, створюючи загальну просторову жорсткість каркаса, забезпечують задану геометрію конструкцій покриття і зручність монтажу, закріплюють стислі елементи з ригелевої площини, перерозподіляють на сусідні рами місцеві навантаження, прикладені до однієї рами.

Розв'язку верхніх поясів ригелів покриття виконують прогони з кроком 3 м.

По нижнім поясам ригелів рам встановлені одногілкові жорсткі розпірки з гнutoзварних труб.

Зв'язки між колонами

Зв'язки між колонами призначені для створення поздовжньої жорсткості каркаса, необхідної для нормальної експлуатації; для забезпечення стійкості колон; для сприйняття вітрового навантаження, що діє на торцеві стіни будівлі.

Зв'язки по колонах застосовані хрестові із замкнутих гнutoзварних профілів перерізом 120x4.

Конструктивне рішення торцевого фахверку

Торцевий фахверк встановлюється спільно з торцевими рамами і сприймає вертикальні навантаження від торцевої стіни та власної ваги несучих конструкцій фахверка, а також горизонтальне навантаження від вітру, що діє уздовж будівлі. Торцевий фахверк є самонесучим. У місцях збігу за розташуванням зі стійками

торцевої рами торцевий фахверк не спирається на фундамент, сполучається зі стійками та ригелем рами по висоті з кроком 2 м.

Стійки фахверка запроектовані із профілю ГН. 160x200x5. Розкріплення стійок фахверка у площині торцевої стіни здійснюється розпівками.

3.2 Розрахунок поперечної рами по осі 2

3.2.1 Вибір розрахункової схеми рами

Для розрахунку поперечної рами її конструктивну схему приводимо до розрахункової, в якій встановлюємо довжини всіх елементів рами та готельних їх ділянок з різними перерізами, а також жорсткості цих елементів та ділянок. При цьому дотримуємося таких правил:

- за осі стрижнів, що замінюють колони, умовно приймаємо лінії центрів тяжкості перерізів колон;
- пояси, стійки та розкоси ферми замінюємо на стрижні, що проходять через центри тяжкості перерізів.

Поперечна рама - статично невизначена, тому необхідно мати всі жорсткі параметри по всіх елементах розрахункової схеми.

Для розрахунку рами змінного перерізу задаємо розрахункову схему рами, що повністю повторює конструктивну схему. Перетину елементів рами призначаємо заздалегідь.

На рисунку 3.2 представлено розрахункову схему рами.

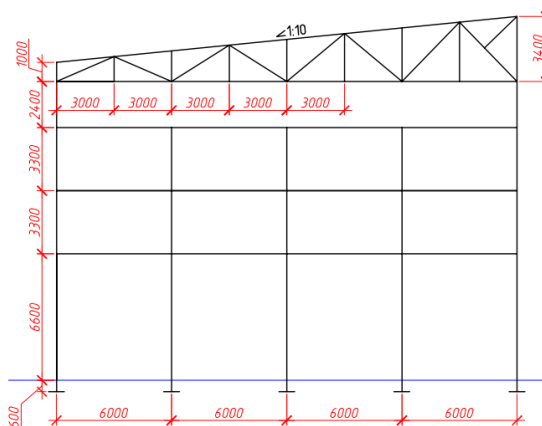


Рисунок 3.2 – Розрахункова схема поперечної рами в осях В-Ж/2

3.2.2 Збір навантажень

Поперечну раму розрахуємо на дію постійних навантажень (від ваги конструкцій будівлі, що несуть і захищають) і тимчасових навантажень (від кранового обладнання, снігу та вітру).

Постійні навантаження

Підрахунок постійного навантаження на 1 пог. м ригеля від конструкцій покриття, що захищають і несе, наведено в таблиці 3.2.

Таблиця 3.1 – Збір навантажень від конструкцій покриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Покрівля			
Проф. лист Н60-845, t=0,7 мм	0,087	1,05	0,091
Утеплювач мінеральна вата t=0,13 м, ρ=115 кг/м ³	0,15	1,2	0,18
Проф. лист Н60-845, t=0,7 мм	0,087	1,05	0,091
Несучі конструкції покриття			
Прогони, швелер №20У, кг/м	0,18	1,05	0,19
Разом	q _{0n} =0,5		q ₀ =0,55

Нормативне зосереджене постійне навантаження на ригель покриття:

$$P_{n1} = q_{0n} \cdot B \cdot s_1 \cdot \cos\alpha = 0,5 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 1 = 9 \text{ кН},$$

де $q_{0n} = 0,5 \text{ кН/1 м}^2$ – нормативне навантаження від ваги 1 м² конструкції покриття.

Розрахункове зосереджене постійне навантаження на ригель покриття, прикладене в місцях розташування прогонів

$$P_1 = q_0 \cdot B \cdot s_1 \cdot \cos\alpha = 0,55 \cdot 6 \cdot 3 \cdot 1 = 9,9 \text{ кН}, \quad (3.1)$$

де $B = 6 \text{ м}$ – крок основних несучих конструкцій; $s_1 = 3 \text{ м}$ – крок прогонів покриття;

$q_0 = 0,55 \text{ кН/1 м}^2$ – розрахункове навантаження від ваги 1 м^2 конструкції покриття;

$\cos\alpha \approx 1$, оскільки $\alpha = 6^\circ$ – ухил покрівлі.

Зосереджене постійне навантаження на ригель, що припадає в точку кріплення крайнього прогону нормативне та розрахункове відповідно:

$$P_{n2} = q_{0n} \cdot B \cdot s_2 \cdot \cos\alpha = 0,5 \cdot 6 \cdot 1,5 \cdot 1 = 4,5 \text{ кН},$$

$$P_2 = q_0 \cdot B \cdot s_2 \cdot \cos\alpha = 0,55 \cdot 6 \cdot 1,5 \cdot 1 = 4,95 \text{ кН},$$

де $s_1 = 1,5 \text{ м}$ – вантажна ширина для крайніх та конькових прогонів покриття.

Навантаження на ригелі перекриття від конструкції перекриття

Підрахунок постійного навантаження на 1 пог.м ригеля перекриття від конструкції перекриття наведено у таблиці 3.3.

Таблиця 3.2 – Збір навантажень від конструкції перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаженням, кН/м ²
Підлога			
Мозаїчна підлога з бетону С 20/25, $t=0,025 \text{ м}$, $\rho=2200 \text{ кг/м}^3$	0,55	1,3	0,715
Цементно-піщаний розчин $t=0,015 \text{ м}$, $\rho=1400 \text{ кг/м}^3$	0,21	1,3	0,273
Бетон С12/15 $t=0,06 \text{ м}$, $\rho=2000 \text{ кг/м}^3$	1,2	1,3	1,56
Несучі конструкції перекриття			
Пустотна з/б плита $t=0,22 \text{ м}$, $\rho=2500 \text{ кг/м}^3$	5,5	1,1	6,05
Разом	$q_{0n} = 7,46$		$q_0 = 8,6$

Нормативне розподілене постійне навантаження на ригель перекриття:

$$Q_{n1} = q_{0n} \cdot B = 7,46 \cdot 6 = 44,76 \text{ кН},$$

де $q_{0n} = 7,46 \text{ кН/м}^2$ – нормативне навантаження від ваги 1 м^2 конструкції перекриття.

Розрахункове розподілене постійне навантаження на ригель перекриття

$$Q_1 = q_0 \cdot B = 8,6 \cdot 6 = 51,6 \text{ кН}, \quad (3.2)$$

де $B = 6 \text{ м}$ – крок основних несучих конструкцій;

$q_0 = 8,6 \text{ кН/м}^2$ – розрахункове навантаження від ваги 1 м^2 конструкції перекриття;

Навантаження від власної ваги елементів рами

Це навантаження задаємо програмі SCAD окремим завантаженням автоматично.

Навантаження від ваги стінового огороження Навантаження включає вагу стінових панелей та віконних блоків; вона прикладається в місцях кріплення панелей і віконних блоків до колон з ексцентриситетом:

$$e = 0,1 + \frac{\delta}{2} = 0,1 + \frac{0,12}{2} = 0,16 \text{ м},$$

де $0,1 \text{ м}$ – зазор між зовнішньою гранню колони та внутрішньою гранню панелі;

$\delta = 0,12 \text{ м}$ – товщина стінового огороження.

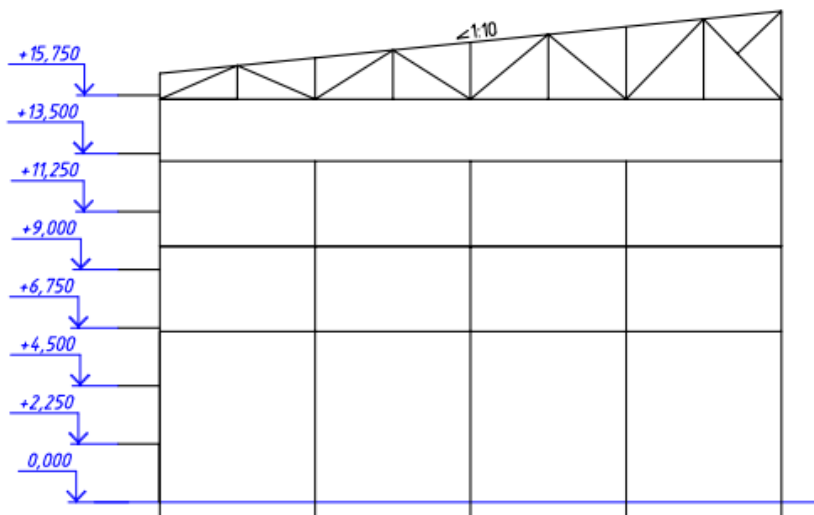


Рисунок 3.3 – Схема розташування точок підвісу на колони стінових панелей

Сила S_1 , що дорівнює вазі стінових панелей, підраховується за формулою

$$S_1 = \gamma_f \cdot b \cdot B \cdot \rho = 1,2 \cdot 2,25 \cdot 6 \cdot 0,23 = 3,73 \text{ кН}, \quad (3.3)$$

де $\gamma_f = 1,2$ – коефіцієнт надійності за навантаженням;

$b = 1,19$ м – висота панелі;

$B = 6$ м – крок рам;

$\rho = 0,23$ кН/м² – вага стінової сендвіч-панелі.

Відповідний момент

$$M_{S1} = S_1 \cdot e = 3,73 \cdot 0,16 = 0,6 \text{ кНм}, \quad (3.4)$$

де $e = 0,16$ м – ексцентриситет застосування навантаження від стінової панелі.

Постійне навантаження від конструкцій підвісних кранів згідно з:

$$Q_{2T} = 7,4 \text{ кН};$$

$$Q_{3,5T} = 15,1 \text{ кН}.$$

Тимчасові навантаження

Короткочасне корисне розподілене навантаження на перекриття

Відповідно до [2] для виробничих приміщень нормативне розподілене навантаження на перекриття слід приймати не менше ніж 1,5 кПа ;

$$q_n = 1,5 \text{ кН/м}^2;$$

$$Q_n = 1,5 \cdot 6 = 9 \text{ кН/м}.$$

Розрахункове значення корисного рівномірно розподіленого навантаження отримуємо шляхом множення на коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,3$.

Маємо:

$$q = 1,5 \cdot 1,3 = 1,95 \text{ кН/м}^2;$$

$$Q = 1,95 \cdot 6 = 11,7 \text{ кН/м}.$$

Снігове навантаження

На ригель поперечної рами передається рівномірно розподілене навантаження із розрахунковою інтенсивністю для IV снігового району з вагою

снігового покриву на $1 \text{ м}^2 = 1,26 \text{ кН/м}^2$ [2].

Для двохилого покриття при ухилі покрівлі менше 250 коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття знаходимо за формулою (3.5) [2].

$$S_p = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,81 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,4 = 1,94 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}, \quad (3.5)$$

де c_e – коефіцієнт враховує знесення снігу, для покрівель ухилом менше 12% розраховується за формулою:

$$c_e = (1,2 - 0,1V\sqrt{k})(0,8 + 0,002b) = (1,2 - 0,1 \cdot 3\sqrt{0,65})(0,8 + 0,002 \cdot 24) = 0,81,$$

де $V = 3 \text{ м/с}$ - швидкість вітру за 3 найбільш холодні місяці;

$b = 24 \text{ м}$ - ширина покриття;

$k = 0,65$ – коефіцієнт для типу місцевості В;

$c_t = 1$ – термічний коефіцієнт;

$\mu = 1$ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття;

$S_g = 1,4$ – вага снігового покриву на 1 м^2 поверхні.

Навантаження від снігу задається рівномірнорозподіленим відповідно до варіанту 1 додатка Г.1 [2], так як ухил покрівлі 6^0 .

Зосереджене навантаження, що від снігового покриву припадає в точку кріплення прогону:

$$S_1 = S_p \cdot B \cdot s_1 = 1,94 \cdot 6 \cdot 3 = 34,92 \text{ кН} \quad (3.6)$$

Зосереджене навантаження, що від снігового покриву припадає в точку кріплення крайнього прогону:

$$S_2 = S_p \cdot B \cdot s_2 = 1,94 \cdot 6 \cdot 1,5 = 17,46 \text{ кН}.$$

Схема завантаження постійного, корисного та снігового навантаження представлена на рисунках 3.4-3.6.

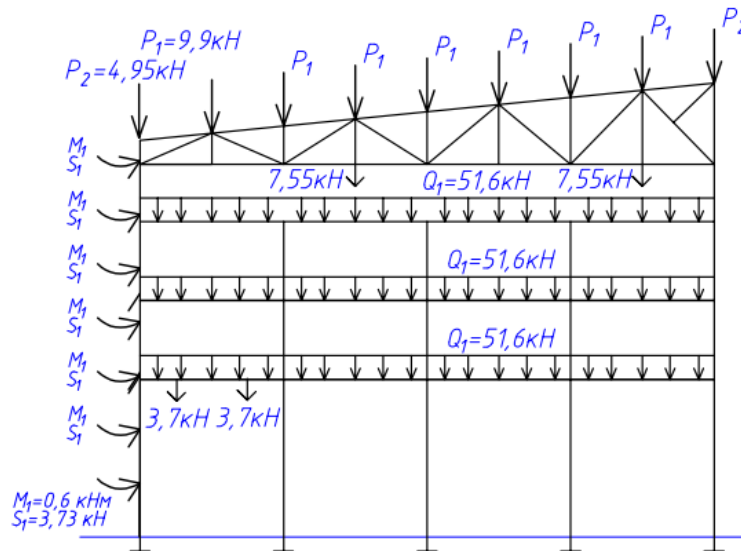


Рисунок 3.4 – Постійне навантаження на раму

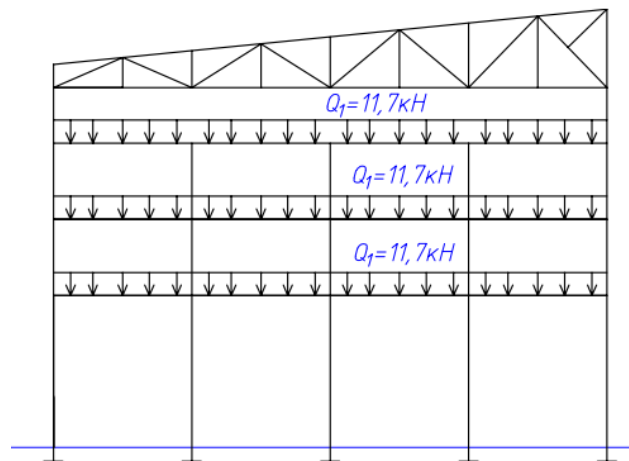


Рисунок 3.5 – Корисне навантаження на раму

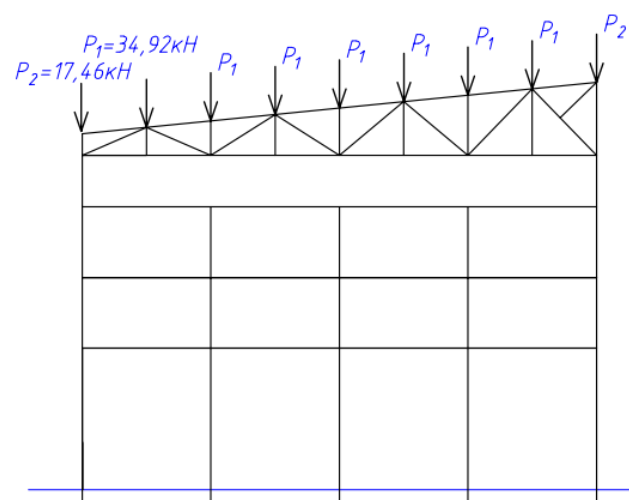


Рисунок 3.6 – Снігове навантаження на раму

Вітрове навантаження

Вітрове навантаження підраховуємо відповідно до[2].

Оскільки, $\frac{h_1}{l} = \frac{18}{48} = 0,38$; $\alpha = 6^0$; $\frac{b}{l} = \frac{24}{48} = 0,5$ то аеродинамічний коефіцієнт для навітряної сторони $c_e=0,8$, для підвітряної сторони $c_e^1=-0,5$, для покриття навітряної та підвітряної сторони відповідно $c_e^2=-0,12$ та $c_e^3=-0,16$.

Вітрове навантаження на навітряну ліву сторону рами. Повне нормативне значення визначаємо за формулою:

$$w_n = w_0 \cdot k \cdot c \cdot B, \quad (3.7)$$

$w_0 = 0,38 \frac{\kappa H}{m^2}$ – нормативне значення вітрового тиску (III вітровий район)

k – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску від висоти будівлі, рівний $k_5 = 0,5$; $k_{10} = 0,65$, $k_{20} = 0,85$,

c – аеродинамічний коефіцієнт;

B – крок основних несучих конструкцій.

Розрахункове значення вітрового навантаження визначаємо за формулою

$$w = w_n \cdot \gamma_f, \quad (3.8)$$

де $\gamma_f = 1,4$ – коефіцієнт надійності за навантаженням для вітрового навантаження.

Розрахункові значення вітрового тиску отримані за допомогою програми SCAD Office.

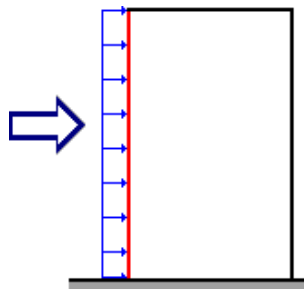


Рисунок 3.7 – Схема дії вітрового навантаження з навітряної сторони

Таблиця 3.3

Параметри		
Поверхня		Навітряна поверхня
Крок сканування		1 м
Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f		1,4
Н	18	м
Висота (м)	Нормативне значення (кПа)	Розрахункове значення (кПа)
0	0,152	0,213
1	0,152	0,213
2	0,152	0,213
3	0,152	0,213
4	0,152	0,213
5	0,152	0,213
6	0,161	0,226
7	0,17	0,238
8	0,179	0,251
9	0,188	0,264
10	0,198	0,277
11	0,205	0,287
12	0,213	0,298
13	0,219	0,307
14	0,226	0,316
15	0,232	0,325
16	0,238	0,334
17	0,244	0,342
18	0,25	0,35

$$w_5 = 0,213 \cdot 6 = 1,28 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$w_{18} = 0,35 \cdot 6 = 2,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Вітрове навантаження на підвітряний бік

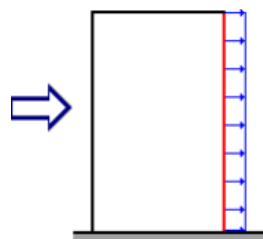


Рисунок 3.8 – Схема дії вітрового навантаження з підвітряної сторони

Таблиця 3.4

Параметри		
Поверхня	Підвітряна поверхня	
Крок сканування	1 м	
Коефіцієнт надійності за навантаженням μ_f	1,4	
Н	18	м
Висота (м)	Нормативне значення (кПа)	Розрахункове значення (кПа)
0	-0,114	-0,16
1	-0,114	-0,16
2	-0,114	-0,16
3	-0,114	-0,16
4	-0,114	-0,16
5	-0,114	-0,16
6	-0,121	-0,169
7	-0,128	-0,179
8	-0,135	-0,188
9	-0,141	-0,198
10	-0,148	-0,207
11	-0,154	-0,216
12	-0,159	-0,223
13	-0,165	-0,23
14	-0,17	-0,237
15	-0,174	-0,244
16	-0,179	-0,25
17	-0,183	-0,257
18	-0,187	-0,262

$$w_5 = -0,16 \cdot 6 = -0,96 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$w_{18} = -0,262 \cdot 6 = -1,57 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Вітрове навантаження на покрівлю

Позначка верхньої точки даху +18,000 м, знаходимо для даної позначки коефіцієнт k інтерполяцією:

$$k_{18} = 0,65 + 8 \cdot \frac{0,85 - 0,65}{10} = 0,81.$$

Для навітряної частини покрівлі вітрове навантаження розраховується за формулою

$$w_{n,n} = 0,38 \cdot 0,81 \cdot 0,12 \cdot 6 = 0,22 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$w_n = 0,22 \cdot 1,4 = 0,38 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Для підвітряної частини покрівлі вітрове навантаження розраховується за формулою

$$w_{n,n} = 0,38 \cdot 0,81 \cdot 0,16 \cdot 6 = 0,3 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$w_n = 0,3 \cdot 1,4 = 0,42 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Схема завантаження вітровим навантаженням представлена на рис 3.9.

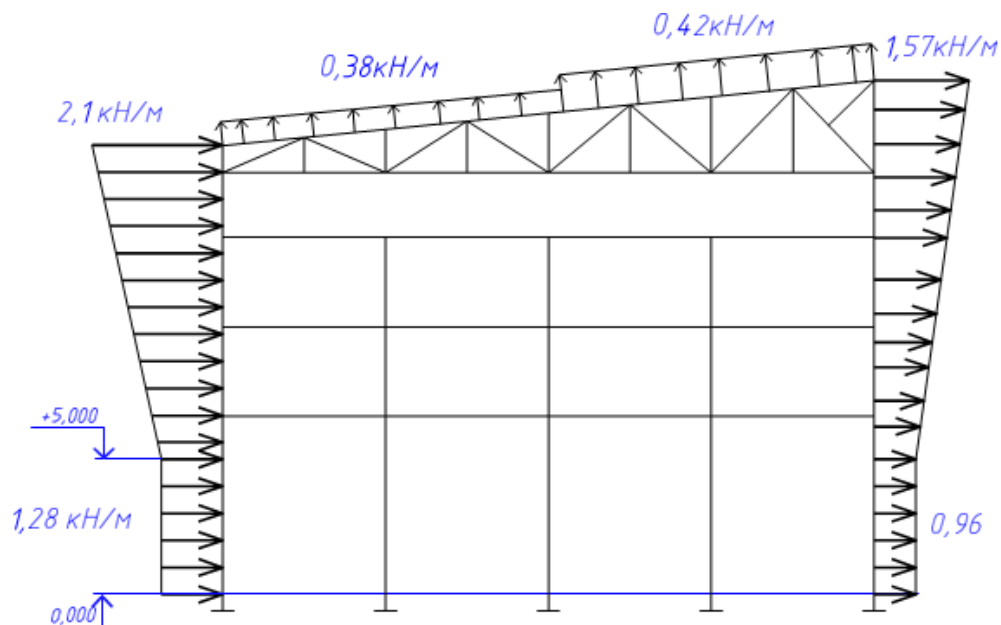


Рисунок 3.9 – Схема завантаження вітровим навантаженням

Кранове навантаження

Відповідно до вихідних даних будівля обладнана підвісними кранами в прольоті в осях В-Ж вантажопідйомністю $Q = 3,2$ т (1) і в осях Е-Ж вантажопідйомністю $Q = 2$ т (2).

База крана відповідно складає $B=600$ мм, проліт крана $L=12,000$ м, навантаження на підкрановий шлях вертикальне від візка $N_1 = 22$ кН, від катка $N_1 = 11$ кН, горизонтальне навантаження поперечна для крана з режимом роботи ЗК визначається як $Q_1 = 0,05 (Q + N_1 + N_2) = 0,05 (11) = 3,25$ кН. Розрахункова реакція

крайньої опори $D_{max} = 51,35$ кН; $D_{min} = 13,6$ кН.

База крана становить $B=600$ мм, проліт крана $L=3,000$ м, навантаження на підкрановий шлях вертикальна від візка $N_2=12,7$ кН, від катка $N_2=6,35$ кН, горизонтальне навантаження поперечна згідно для крана для крана $,05 (Q + N_2 + N_2) = 0,05 (20 + 12,7 + 6,35) = 1,95$ кН.

Розрахункова реакція крайньої опори $D_{max} = 30,85$ кН; $D_{min} = 8,2$ кН.

Схема передачі навантажень від крана представлена рисунку 3.10.

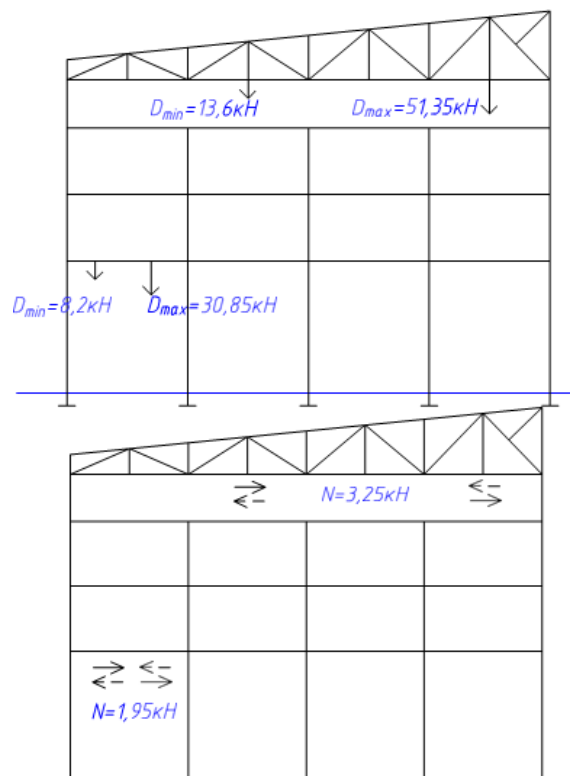


Рисунок 3.10 – Схема завантаження рами кранового навантаження

3.2.3 Статичний розрахунок рами (вісь 2) у програмі SCAD

Розрахунок рами зробимо у програмному комплексі SCAD. Також через цю програму, використовуючи постпроцесори, зробимо підбір перерізів елементів рами.

Алгоритм розрахунку рами та її результати представлені нижче.

Алгоритм розрахунку рами

Задаємо схему рами у програмі AutoCad та переносимо у SCAD. У вкладці

«Геометричні перетворення» задаємо поворот навколо осі UX на 90° . Розбиваємо всі елементи у вузлах і ставимо зв'язки по осі Y у місцях розташування зв'язків між колонами та у покритті (на рисунку 3.11 позначені квадратом). Крайнім і середнім колонам задаємо сполучення з фундаментом жорстке, колон з фермою шарнірне, балок з колонами шарнірне. Не встановлюємо шарніри в місці стику відправних елементів.

У поперечному напрямку геометрична незмінність каркаса повинна забезпечуватися поперечною рамою, в поздовжньому при рамно-зв'язковій системі - системою зв'язків по колонах і конструкціями покриття та перекриттів.

У площині поперечної рами в більшості випадків надається перевага жорсткому відмінюванню колон з фундаментом, що забезпечує незмінність рами при шарнірному поєднанні ригелів з колонами, в поздовжньому напрямку - шарнірному як найбільш простому в конструктивному рішенні.

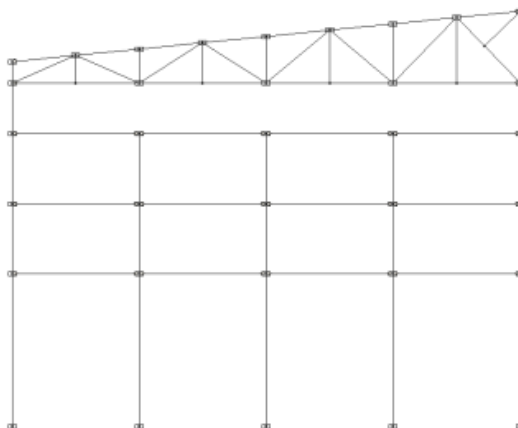


Рисунок 3.11 – Розрахункова схема у SCAD

Задаємо жорсткості всім елементам рами. Початкові профілі беремо орієнтовно. Для колон приймемо двутавр I40K2. Для балок перекриття I90B2. Ферму проектуємо із елементів таврового перерізу – здвоєних кутників. Прийняті перерізи вказані рисунку 3.12.

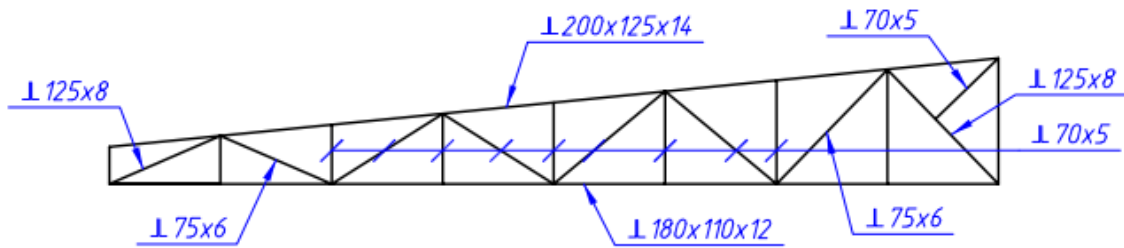


Рисунок 3.12 – Перетин елементів ригеля рами

Задаємо навантаження на раму, знайдені у пункті 3.2.2. Власну вагу задаємо автоматично з коефіцієнтом 1,05.

У «Дереві проекту» у вкладці «Спеціальні вихідні дані» задаємо комбінацію завантажень та розрахункові поєднання зусиль (РПЗ) для виконання операції постпроцесора.

У РПЗ деактивуємо задані комбінації; ставимо взаємовиключення горизонтальних кранових навантажень та вітрових навантажень (право/ліво); ставимо супутні навантаження для кранових вертикальних та горизонтальних навантажень.

Виконуємо лінійний розрахунок. Дивимося характер епюр та деформацій. Варто зазначити, що в цій рамі присутні не тільки поздовжні сили, але і поперечні сили та згинальні моменти.

Переходимо на вкладку "Постпроцесори", "Перевірка перерізів металопрокату".

До початку підбору елементів призначимо коефіцієнти роботи елементів, гнучкості та розрахункові довжини.

Призначаємо коефіцієнти умов роботи елементів рами. Для стислих елементів ферми $\gamma_c = 0,9$; для розтягнутих $\gamma_c = 1$.

Призначаємо розрахункові довжини елементів рами. У площині для поясів – l ; для опорних розкосів та стійок – l ; для інших елементів – $0,8 l$. Розрахункові довжини із площини – l_1 . Для колон у площині $0,7 l$; з площини – l_l [3]. Тут l – Довжина елемента; l_l – геометрична довжина між точками закріплення елемента.

Призначаємо граничні гнучкості елементів рами [3].

Елементи верхнього та нижнього поясу ригеля при стисканні та опорний

розкіс – 180-60 α ; елементи верхнього та нижнього поясу ригеля при розтягуванні 400; розтягнуті елементи ґрат – 400; стислі елементи решітки -180-60 α ; колона - 180-60 α ; елементи ґрат колони - 210-60 α ; елементи зв'язків – 200.

Тут $\alpha = N/\varphi AR_y \gamma_c \geq 0,5$.

Підбір стислих елементів виконується програмою SCAD зі стійкості; розтягнутих – з умови міцності чи геометричної стійкості.

У перевірці перерізу металопрокату програма SCAD не враховує конструктивних вимог згідно [3], що вимагає перевірки несучої здатності згідно з додатком Л [3].

Також слід зазначити, в процесі компоновання креслення в геометричній схемі можуть з'явитися неспіввісності в решітці рами, що може викликати додатковий згинальний момент поясу. Цей момент слід врахувати та перекомпонувати розрахункову схему.

За результатами статичного розрахунку рами отримано значення переміщень у вузлах та значення внутрішніх зусиль в елементах від розрахункових поєднань зусиль

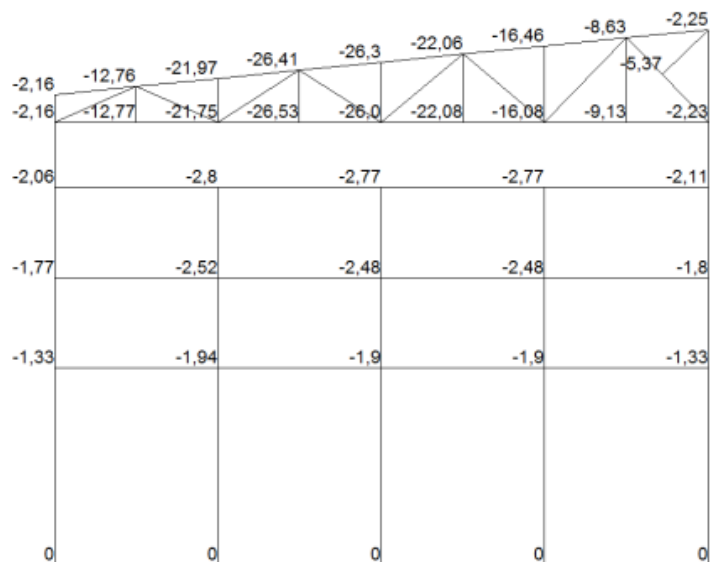


Рисунок 3.13 – Значення переміщень у вузлах рами по осі Z, мм

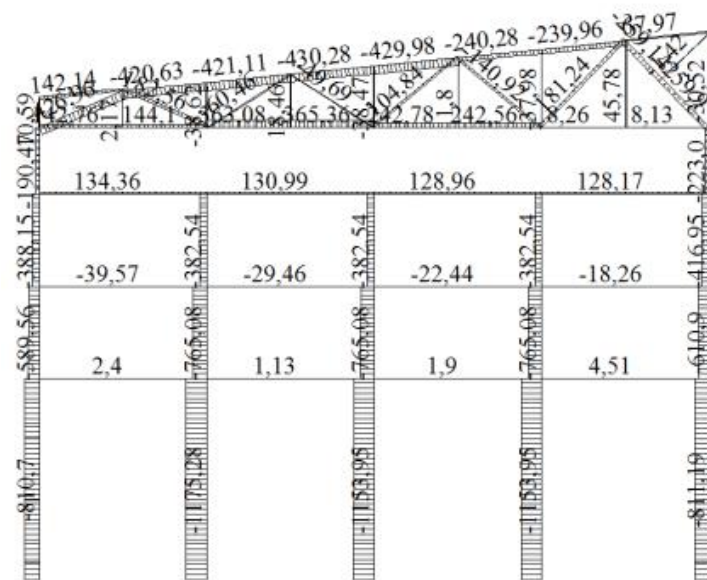


Рисунок 3.14 – Значення поздовжньої сили N у елементах рами, кН

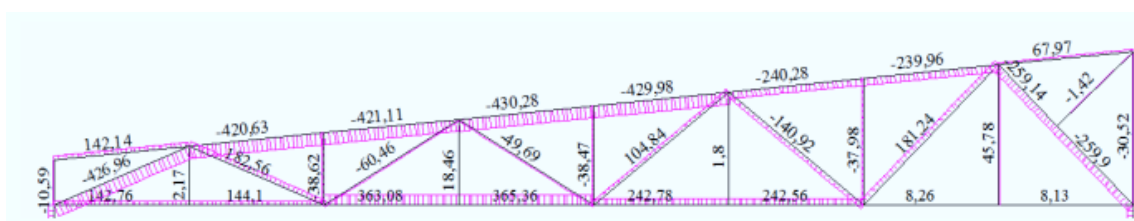


Рисунок 3.15 – Значення поздовжньої сили N у елементах ферми, кН

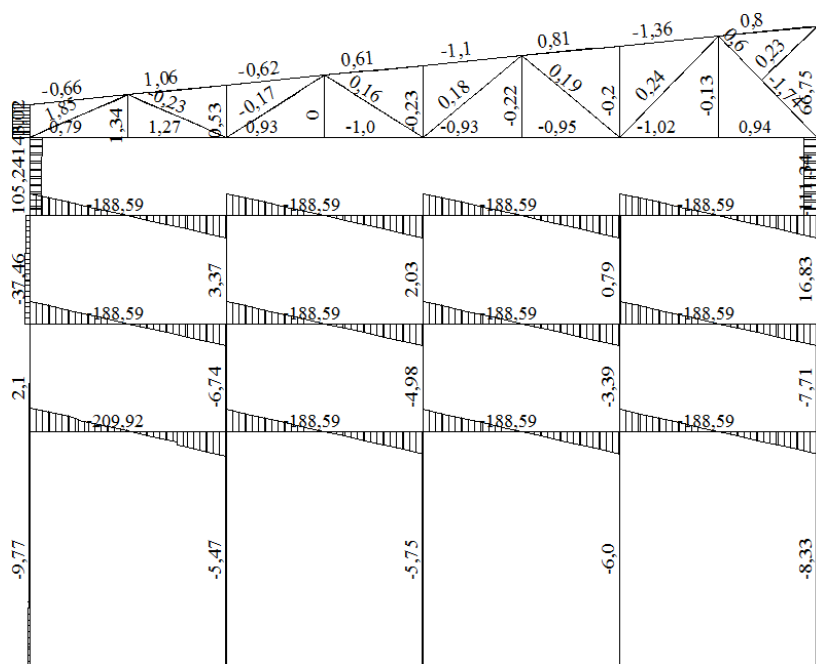


Рисунок 3.16 – Значення поперечної сили Q в елементах рами, кН

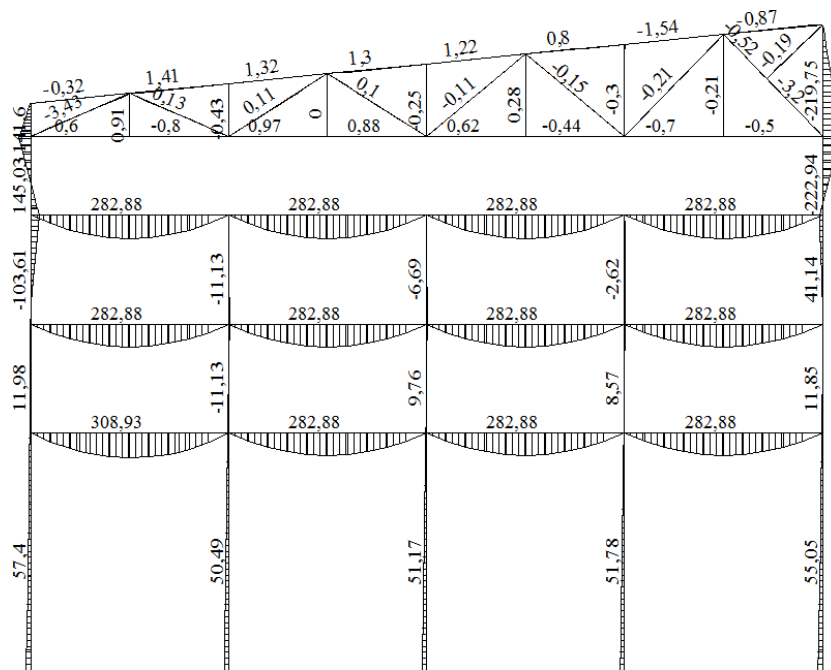


Рисунок 3.17 – Значення згинального моменту M_u в елементах рами, кНм

3.2.3 Результат розрахунку у програмі SCAD «Підбір перерізів металопрокату»

Призначаємо остаточні перерізи елементів рами після уточнення геометричних характеристик елементів.

Перетини в поясах приймаємо постійними по всій довжині та призначаємо з найбільших результативних профілів, підібраних програмою SCAD. Переріз елементів решітки призначаємо по зусиллям, що виникають у цих елементах. Колони також призначаємо з найбільших результативних профілів підібраних програмою та приймаємо постійним по довжині переріз. Підбір профілів у програмі залежить від величини внутрішніх зусиль, умов підбору профілю, розрахункової довжини і гнучкості елементів.

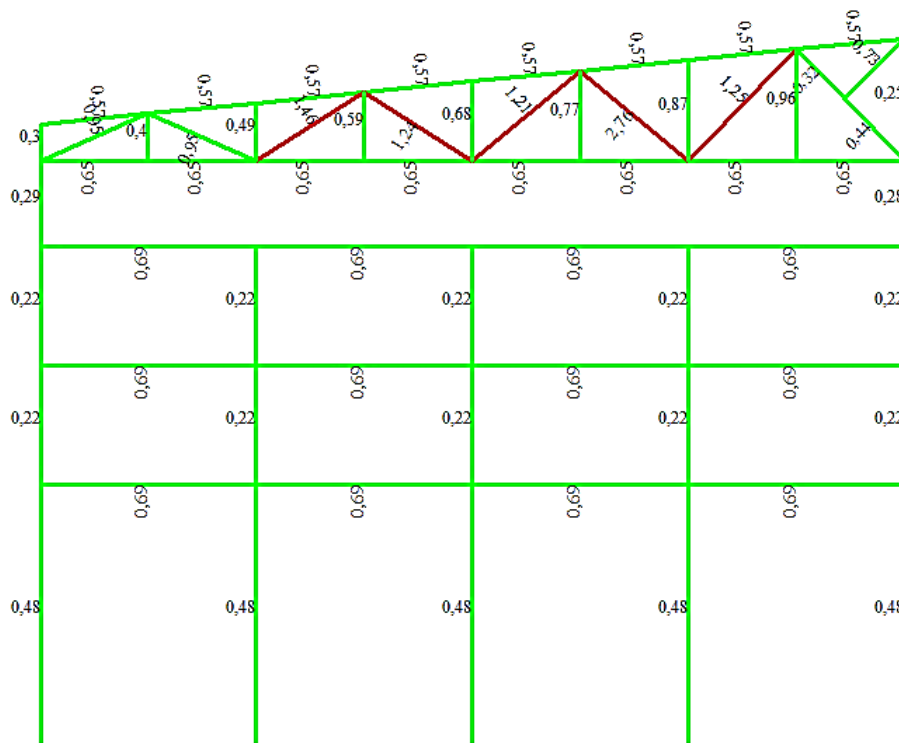


Рисунок 3.18 – Візуалізація результатів перевірки спочатку заданих перерізів елементів рами на міцність, стійкість та жорсткість

Як видно за схемою на рисунку 3.18, проекції міцності не проходять розкоси з перетином 2L70x6. Тому виконаємо підбір перерізів за допомогою програми SCAD. Результат підбору наведено у таблиці 3.5, номери конструктивних елементів наведено на рисунку 3.19.

Таблиця 3.5 – Результат підбору елементів

Крайня колона		
Констр. ел	Початковий переріз	Результат підбору
1	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 30К1
2	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К2
3	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 26К1
4	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 26К3
5	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 26К2
6	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 26К2
7	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К1
8	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 26К2
9	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 30К1
10	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 26К1

Продовження таблиці 3.5

Група Середня колона		
Констр. ел	Початковий переріз	Результат підбору
56	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 30К1
57	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К1
58	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К1
59	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 30К1
60	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К1
61	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К1
62	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 30К1
63	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К1
64	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К1
Група Балка перекриття		
Констр. ел	Початковий переріз	Результат підбору
44	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
45	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
46	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
47	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
48	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
49	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
50	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
51	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
52	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б2
53	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
54	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
55	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
Група Верхній пояс		
Констр. ел	Початковий переріз	Результат підбору
19	Кутник нерівнополичний L200x125x14	Кутник нерівнополичний L125x80x7
20	Кутник нерівнополичний	Кутник нерівнополичний
Констр. ел	Початковий переріз	Результат підбору
	L200x125x14	L160x100x9
21	Кутник нерівнополичний·L200x125x14	Кутник нерівнополичний·L160x100x9
22	Кутник нерівнополичний L200x125x14	Кутник нерівнополичний·L160x100x9
23	Кутник нерівнополичний L200x125x14	Кутник нерівнополичний·L160x100x9

Продовження таблиці 3.5

24	Кутник нерівнополичний·L200x125x14	Кутник нерівнополичний·L125x80x10
25	Кутник нерівнополичний·L200x125x14	Кутник нерівнополичний·L125x80x10
26	Кутник нерівнополичний·L200x125x14	Кутник нерівнополичний·L125x80x7
Група Нижній пояс		
Констр. ел	Початковий переріз	Результат підбору
11	Кутник нерівнополичний·L180x110x12	Кутник нерівнополичний·L125x80x7
12	Кутник нерівнополичний L180x110x12	Кутник нерівнополичний·L125x80x7
13	Кутник нерівнополичний L180x110x12	Кутник нерівнополичний·L125x80x7
14	Кутник нерівнополичний L180x110x12	Кутник нерівнополичний·L125x80x7
15	Кутник нерівнополичний L180x110x12	Кутник нерівнополичний·L125x80x7
16	Кутник нерівнополичний L180x110x12	Кутник нерівнополичний L125x80x7
17	Кутник нерівнополичний L180x110x12	Кутник нерівнополичний L125x80x7
18	Кутник нерівнополичний L180x110x12	Кутник нерівнополичний L125x80x7
Група Опірний розкіс		
Констр. ел.	Початковий переріз	Результат підбору
34	Кутник рівнопол. L125x8	Кутник рівнопол. L120x10
41	Кутник рівнопол. L125x8	Кутник рівнопол. L75x6
42	Кутник рівнопол. L125x8	Кутник рівнопол. L90x7
Група Розкіс		
Констр. ел.	Початковий переріз	Результат підбору
35	Кутник рівнопол. L75x6	Кутник рівнопол. L75x5
36	Кутник рівнопол. L70x5	Кутник рівнопол. L80x5
37	Кутник рівнопол. L70x5	Кутник рівнопол. L80x5
38	Кутник рівнопол. L70x5	Кутник рівнопол. L80x5
Група Середня колона		
Констр. ел	Початковий переріз	Результат підбору
56	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 30К1
57	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К1
58	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К1
59	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 30К1

Продовження таблиці 3.5

60	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К1
61	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К1
62	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 30К1
63	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К1
64	Двотавр колонний (К) 40К2	Двотавр колонний (К) 20К1
Група Балка перекриття		
Констр. ел	Початковий переріз	Результат підбору
44	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
45	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
46	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
47	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
48	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
49	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
50	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
51	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
52	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б2
53	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
54	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
55	Двотавр нормальний (Б) 90Б1	Двотавр нормальний (Б) 55Б1
Група Верхній пояс		
Констр. ел	Початковий переріз	Результат підбору
19	Кутник нерівнополічний L200x125x14	Кутник нерівнополічний L125x80x7
20	Кутник нерівнополічний	Кутник нерівнополічний

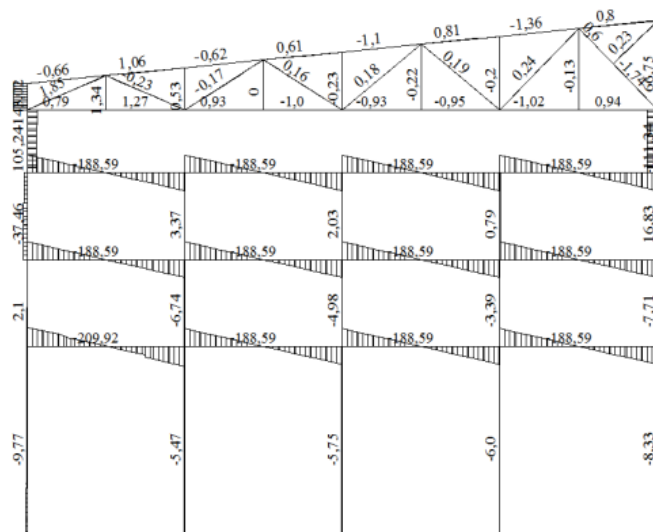


Рисунок 3.19 – Номери конструктивних елементів

Таблиця 3.6 - Остаточний підбір профілів

Назва елемента	Профіль
Колони крайні	Двотавр 30К1
Колонні середні	Двотавр 30К1
Верхній пояс ферми	2L 160x100x9
Нижній пояс ферми	2L 125x80x7
Опорні розкоси	2L 120x10
Розкоси	2L 80x5
Стійки	2L 70x4
Балки перекриття	Двотавр 55Б2
Підвіси	2L 70x4

Примітка: з метою уніфікації прийнято 5 типорозмірів перерізів ферми, що не суперечить вимогам економії металу та підвищує технологічність виробництва ферм на заводі. Для колони прийнято постійне перетин.

Перерізи конструктивних елементів вимагають перевірки на стійкість за граничною гнучкістю.

3.3 Розрахунок та конструювання кроквяної ферми

Внутрішні зусилля (поздовжня сила N , кН; поперечною силою Q і згинальним моментом M нехтуємо через їх малості) у стрижневих елементах кроквяної ферми були визначені в програмному комплексі SCAD. Також було виконано розрахунок та перевірка поперечних перерізів елементів ферми.

Верхній та нижній пояси запроектовані з двох нерівнополичних кутників, поставлених короткими полицями один до одного. Елементи решітки – зі спарених рівнополичних кутників. Результати підбору перерізів, внутрішні зусилля зведено в таблицю 3.7.

Таблиця 3.7 - Переріз стрижнів ферми

Елемент ферми	Стрижень	Розрахункове зусилля, кН		Переріз
		розтягування	стиск	
Нижній пояс	11	142,76		2L 125x80x7
	12	144,1		
	13	362,1		
	14	365,36		
	15	242,78		
	16	242,56		
	17	143,38		
	18	142,21		
Верхній пояс	19	142,14		2L 160x100x9
	20		-420,63	
	21		-421,11	
	22		-430,28	
	23		-429,98	
	24		-240,28	
	25		-239,96	
	26	67,97		
	27	2,17		
	28		-38,62	
	29	18,46		
	30		-38,47	
	31	1,8		
	32		-37,98	
	33	45,78		
	34		-426,96	
	35	182,56		
	36		-60,46	
	37		-49,49	
	38	104,84		
	39		-140,66	
	40	181,24		
	41/42		-259,37	
	43		-1,42	

Примітка: нумерація елементів ферми наведена на рис. 3.20.



Рисунок 3.20 – Геометрична схема ферми

Розрахунок вузлів кроквяної ферми полягає у визначенні розмірів зварних швів, необхідних для прикріплення стрижнів, що сходяться в них, і вузлових фасонки.

Розрахунок та конструювання опорного вузла

Кутники опорного розкосу (2L 120x10) із зусиллям $N_{42} = -259,37$ кН прикріплюємо до фасонки $t=14$ мм двосторонніми кутовими швами з катетом $k_{f1}=5$ мм з боку обушка та $k_{f2}=4$ мм з боку пера.

- матеріал елементів ферми - сталь С345;
- розрахункові характеристики сталі за таблицею В.5 [3]: $R_y = 310$ Н/мм² за товщини прокату від 2 до 20 мм; $R_{un} = 470$ Н/мм²;
- шви виконуються напівавтоматичним зварюванням у середовищі вуглекислого газу; марка зварювального дроту Св-08Г2С; $\beta_f = 0,9$ і $\beta_z = 1,05$; розрахунковий опір зварного шва зрізу $R_{wf} = 215$ Н/мм²; розрахунковий опір зрізу металу межі сплавлення $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5$ Н/мм².

Розрахунок зварного шва ведемо за металом шва.

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 0,45 \cdot 470} = 0,87 < 1,$$

$$l_w^{ob} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{42}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,75 \cdot \frac{259,37}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 11,05 \text{ см};$$

$$l_w^n = \alpha_2 \cdot \frac{N_{42}}{2\beta_f k_{f2} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,25 \cdot \frac{259,37}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 5,2 \text{ см},$$

де $\alpha_1 = 0,75$; $\alpha_2 = 0,25$ – коефіцієнти розподілу зусилля між обушком та пером.

$$l_{w,max1} = 85 \cdot \beta_f k_{f1} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,5 = 38,25 \text{ см};$$

$$l_{w,max2} = 85 \cdot \beta_f k_{f2} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,4 = 30,6 \text{ см};$$

Приймаємо $l_{ob} = 110$ мм; $l_n = 60$ мм.

Визначаємо розміри швів для прикріплення нижнього поясу $N_{18} = 142,21$ кН.

$$l_w^{ob} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{42}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,75 \cdot \frac{142,21}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 7,9 \text{ см};$$

$$l_w^{\text{II}} = \alpha_1 \cdot \frac{N_{42}}{2\beta_f k_{f1} R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} + 1 = 0,25 \cdot \frac{142,21}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,4 \cdot 215 \cdot 10^{-1} \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 3,3 \text{ см};$$

Приймаємо $l_{o6} = 80 \text{ мм}$; $l_{\text{II}} = 40 \text{ мм}$.

Прикріплення опорного фланця до вузлової фасонки:

$$\sqrt{\left(\frac{A}{2\beta_f k_{f1} l_w}\right)^2 + \left(\frac{H}{2\beta_f k_{f1} l_w} + \frac{6H \cdot e}{2\beta_f k_{f1} l_w^2}\right)^2}$$

$$= \sqrt{\left(\frac{223,0 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 38,25}\right)^2 + \left(\frac{142,21 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 38,25} + \frac{6 \cdot 142,21 \cdot 15 \cdot 10}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 38,25^2}\right)^2}$$

$$= 152,91 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c = 215 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

$H = 142,21 \text{ кН}$ - горизонтальне стискаюче зусилля;

$l_w = l_{w,max1} = 38,25 \text{ см}$.

За отриманими довжинами швів кріплення опорного розкосу та нижнього поясу графічно визначаємо розміри фасонки. Опорний розкіс не доводимо до поясу на відстань $a = 6t_{\phi} - 20 = 6 \cdot 14 - 20 = 64 \text{ мм}$, приймаємо $a = 70 \text{ мм}$.

Нижній опорний вузол представлений рисунку 3.21.

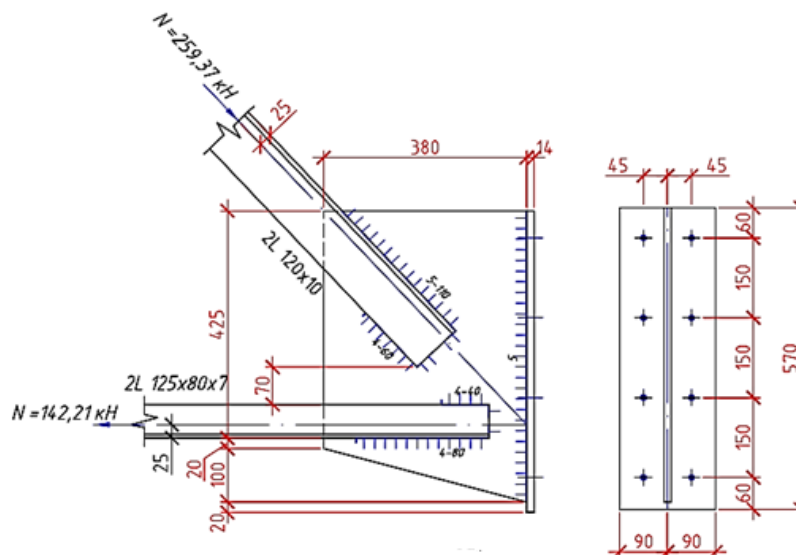


Рисунок 3.21 – Нижній опорний вузол

Проміжний вузол верхнього поясу

Катет швів кріплення розкосу 39 приймаємо 4 мм. Розрахунок виконуємо по металу шва (див. розрахунок опорного вузла). Необхідна довжина швів кріплення

розкошу 39 за $N_{39}=140,66 \text{ кН}$, $\alpha_1= 0,7$; $\alpha_2= 0,3$:

Приймаємо $o = 80 \text{ мм}$; $l_{\text{п}} = 40 \text{ мм}$.

Необхідна довжина швів кріплення розкошу 38 при $N_{38}=104,84 \text{ кН}$

$\alpha_1= 0,7$; $\alpha_2 = 0,3$, $k_f = 4 \text{ мм}$:

Приймаємо $o = 60 \text{ мм}$; $l_{\text{п}} = 40 \text{ мм}$.

Для підвісу 31 з огляду на тріщини розтягуючого зусилля, що виникає в ньому. $N_{31} = 1,8 \text{ кН}$, приймемо конструктивно мінімальні довжини швів

$l_{об} = 40 \text{ мм}$; $l_{\text{п}} = 40 \text{ мм}$.

Міцність швів, що прикріплюють фасонку до поясу, розраховуємо на спільна дія поздовжнього зусилля $N = N_{23} + N_{24} = 429,98 + 240,28 = 670,26 \text{ кН}$ та зосередженого вузлового навантаження $F = 44,82 \text{ кН}$. $\sum l_w = (30,6 + (14 - 1) + (14 - 1)) \cdot 2 = 113,2 \text{ см}$, де $30,6 \text{ см}$ - гранична довжина зварного флангового шва, що кріпить перо поясу з одного боку фасонки, при $k_f = 4 \text{ мм}$.

Міцність зварних швів забезпечена. Вузол представлений на рис.3.22.

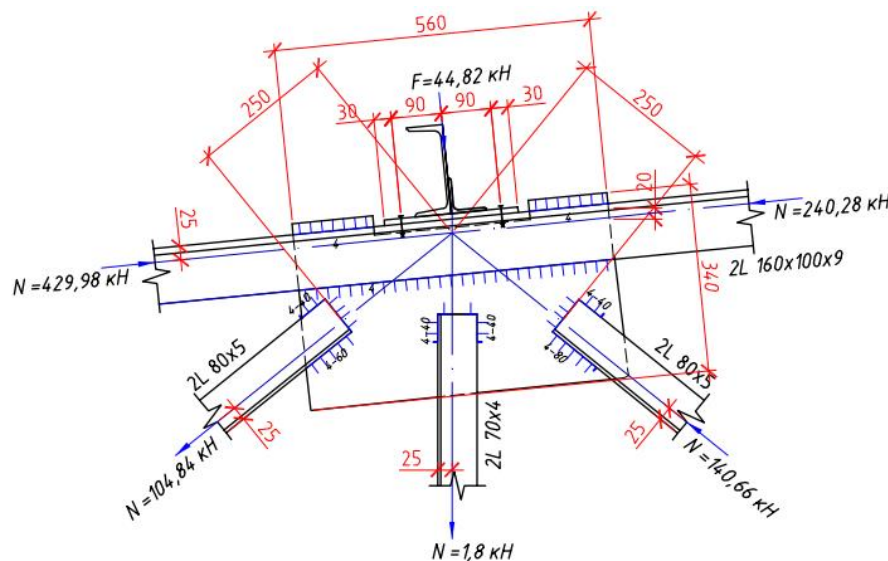


Рисунок 3.22 – Вузол верхнього поясу. Проміжний вузол нижнього поясу

Довжини швів, кріплення розкіс 39, були визначено при конструюванні проміжного вузла верхнього поясу і складають Довжини швів, що прикріплюють розкіс 40 і стійку 32, визначаємо аналогічно попереднім стрижням.

Необхідна довжина швів кріплення розкошу 40 при $N_{40} = 181,24 \text{ кН}$

$\alpha_1 = 0,7$; $\alpha_2 = 0,3$, $k_f = 4\text{мм}$:

Приймаємо $l_{об} = 95\text{ мм}$; $l_{п} = 50\text{ мм}$.

Необхідна довжина швів кріплення стійки 32 за $N_{32} = 37,98\text{ кН}$,

$\alpha_1 = 0,7$; $\alpha_2 = 0,3$, $k_f = 4\text{мм}$:

Приймаємо $l_{об} = 40\text{ мм}$; $l_{п} = 40\text{ мм}$.

Міцність швів, що прикріплюють фасонку до пояса, розраховуємо на дію поздовжнього зусилля $N = N_{16} + N_{17} = 242,56 + 143,38 = 385,94\text{ кН}$. Міцність швів забезпечена. Вузол представлений на рис. 3.23.

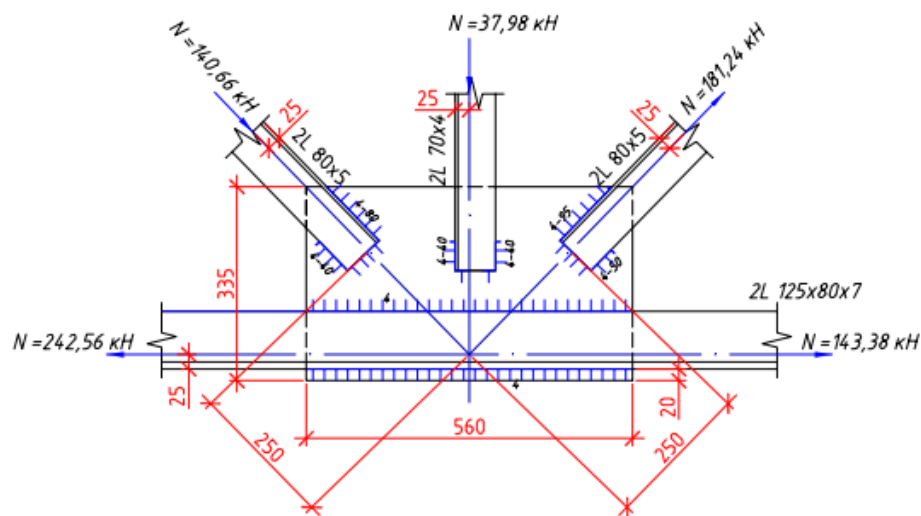


Рисунок 3.23 – Нижній проміжний вузол Розрахунок сполучних прокладок

Сполучні прокладки необхідні для забезпечення спільної роботи кутників у перерізі елементів ферми. Відстань між ними має бути не більше $40i$ для стиснених елементів і $80i$ для розтягнутих, де i – радіус інерції одного кутника щодо осі паралельної прокладки. При цьому між вузлами у стислих елементах має бути не менше двох прокладок.

Прокладки роблять шириною 60-80 мм, довжиною на 20-50 мм більшою за ширину кутників.

Дані щодо визначення кількості з'єднувальних прокладок наведені в таблиці 3.8.

Таблиця 3.8

Показник	Елемент та знак зусилля								
	верхній пояс, -	Нижній пояс, +	41 -	33 +	40 +	32 -	39 -	31 +	38 +
Відстань між фасонками, см	~300	~300	340/2	260	360	230	320	200	320
Радіус інерції i_y , см	5,15	4,01	3,85	2,16	2,45	2,16	2,45	2,16	2,45
Гранична відстань між прокладками, см	206	320,8	154	172,8	196	86,4	98	172,8	196
Число прокладок	2	1	2+2	1	2	3	3	1	2
Розміри прокладок	-80x200	-80x140	-60x140	-60x90	-60x100	-60x90	-60x100	-60x90	-60x100

3.4 Розрахунок та конструювання колони рами

Вихідні дані

Перетин елементів колони підібрано програмою SCAD за результатами статичного розрахунку. Остаточного прийнято колону постійного перерізу з двотавра колонного І30К1.

- коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,9$ таблиця 1 [2];
- довжина колони 172 м;
- розрахункові зусилля у колоні, одержані за результатами статичного розрахунку, $M = 57,4$ кН·м; $N = 810,7$ кН, $Q = 9,77$ кН.
- матеріал елементів рами – сталь С345-3;
- розрахункові характеристики сталі С345 за таблицею В.5 [14]: $R_y = 320$ Н/мм² при товщині прокату від 2 до 20 мм; $R_{un} = 470$ Н/мм²;
- шви виконуються напівавтоматичним зварюванням у вуглекислому середовищі; марка зварювального дроту Св-08Г2С; $\beta_f = 0,9$ у $\beta_z = 1$; розрахунковий опір зварного шва зрізу $R_{wf} = 215$ Н/мм²; розрахунковий опір зрізу металу межі сплавлення $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 470 = 211,5$ Н/мм².

3.5 Конструктивний розрахунок стрижня колони

Розрахункова довжина колони в площині рами $l_{ef, x} = 7,2 \cdot 0,7 = 5,04$ м, де $\mu = 0,7$ – коефіцієнт розрахункової довжини колони; $l = 7,2$ м – довжина колони до закріплення балкою перекриття 1-го поверху.

Розрахункова довжина колони з площини рами $l_{ef, y} = 1 \cdot 1 = 7,2$ м.

Перевіримо стійкість стрижня колони з I 30 К1, прийнятого під час komponування поперечної рами каркаса та за даними підбору у програмному комплексі SCAD.

Геометричні характеристики перерізу за сортаментом металопрокату та стрижня колони:

$A = 108 \text{ см}^2$; $I_x = 18110 \text{ см}^4$; $W_x = 1223 \text{ см}^3$; $i_x = 12,95 \text{ см}$; $i_y = 7,50 \text{ см}$; $h = 296$ мм; $b_f = 300$ мм; $t_f = 13,5$ мм; $t_w = 9$ мм.

$$\lambda_x = l_{ef, x} / i_x = 5,04 \cdot 102 / 12,95 = 38,92;$$

$$\lambda_y = l_{ef, y} / i_y = 7,2 \cdot 102 / 7,5 = 96;$$

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{R_y / E} = 38,92 \cdot \sqrt{320 / (2,06 \cdot 10^5)} = 1,53.$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{R_y / E} = 96 \cdot \sqrt{320 / (2,06 \cdot 10^5)} = 3,78.$$

Перевіримо стійкість стрижня колони з площини рами, оскільки умовна гнучкість у цьому напрямі вища, ніж у площині рами, навіщо обчислимо коефіцієнт.

$$\alpha = \frac{N}{\phi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{810,7}{0,350 \cdot 108 \cdot 320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,67 < 1.$$

Тут коефіцієнт $\phi_e = 0,350$ обчислено залежно від

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{300 \cdot 13,5}{(296 - 2 \cdot 13,5) \cdot 9} = 1,67; m = \frac{e \cdot A}{W_c} = \frac{7,1 \cdot 108}{1223} = 0,63;$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{57,4 \cdot 100}{810,7} = 7,1 \text{ см};$$

$$\eta = (1,90 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (6 - m) \cdot \bar{\lambda}_x = \\ = (1,90 - 0,1 \cdot 0,63) - 0,02 \cdot (6 - 0,63) \cdot 2,19 = 1,67.$$

Оскільки коефіцієнт $\alpha < 1$ то стійкість стрижня колони забезпечена з площини рами, так і в площині рами.

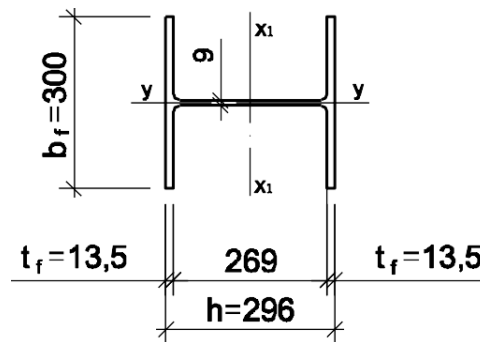


Рисунок 3.24 – Перетин крайньої колони по осі Ж (I30K1)

Гранична гнучкість колони

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,67 = 139,8.$$

Фактична гнучкість $\lambda_x = 96 < [\lambda] = 139,8$.

Перевірка стійкості стрижня колони із площини рами

$$\frac{N}{\phi_c \cdot A} = \frac{810,7 \cdot 10}{0,350 \cdot 108} = 214,47 \text{ Н/мм}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 320 \text{ Н/мм}^2.$$

Умова виконується.

Перевірка місцевої стійкості елементів стрижня з прокатного профілю не потрібна, оскільки розміри елементів прокатних профілів у сортаменті підібрані попередньо задовольняючи умовам місцевої стійкості загалом.

3.6 Розрахунок та конструювання бази колони

Вихідні дані

- матеріал фундаменту - бетон класу С15 з розрахунковим опором стиску $R_{bp} = \xi \cdot R_b = 1,4 \cdot 0,85 = 1,19 \text{ кН/см}^2$, де $\xi = 1,2 \div 1,5$ за таблицею 6.8 [4];
- опорна плита із сталі товстолистової; сталь С 345;
- розрахункові характеристики сталі за таблицею В.5 [4]: $R_y = 320 \text{ Н/мм}^2$ при товщині прокату від 2 до 20 мм; $R_{un} = 470 \text{ Н/мм}^2$;

- шви виконуються напівавтоматичним зварюванням у середовищі вуглекислого газу; марка зварювального дроту Св-08Г2С за; $\beta_f = 0,9$ и $\beta_z = 1,05$ за таблицею 39 [3]; розрахунковий опір зварного шва зрізу $R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2$ за додатком Г.2 [3]; розрахунковий опір зрізу металу межі сплавлення $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ Н/мм}^2$.

Визначення розмірів опорної плити у плані. Конструктивно призначаємо ширину опорної плити

$B = b_f + 2 \cdot t_{tr} + 2 \cdot c = 300 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 65 = 450 \text{ мм}$, де $b_f = 300 \text{ мм}$ – ширина полиці колони; $t_{tr} = 10 \text{ мм}$ – товщина траверси; $c = 65 \text{ мм}$ – виліт консолі плити.

Довжина плити

$$L = \frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b,loc}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B \cdot R_{b,loc}}\right)^2 + \frac{6 \cdot M}{B \cdot R_{b,loc}}} =$$

$$= \frac{810,7}{2 \cdot 45 \cdot 1,19} + \sqrt{\left(\frac{810,7}{2 \cdot 45 \cdot 1,19}\right)^2 + \frac{6 \cdot 57,4 \cdot 10^2}{45 \cdot 1,19}} = 52,31 \text{ см.}$$

Приймаємо опорну плиту розміром 450x530 мм; розміри верхнього обрізу фундаменту 650x1010 мм. Необхідна площа $A_f = 6544,4 \text{ см}^2$.

Визначення товщини опорної плити

Крайова напруга в бетоні фундаменту під опорною плитою

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M}{B \cdot L^2} = \frac{-810,7 \cdot 10}{45 \cdot 53} - \frac{6 \cdot 57,4 \cdot 10^2 \cdot 10}{45 \cdot 53^2} =$$

$$= -3,4 - 2,72 = -6,12 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_{\min} = -3,4 + 2,72 = -0,68 \text{ Н/мм}^2.$$

Напруга на ділянці епюри стиснення

$$\sigma_1 = 0,68 + (6,12 - 0,68) \cdot (53 - 11,7) / 53 = 4,92 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_2 = 0,68 + (6,12 - 0,68) \cdot (53 - 11,7 - 1,35) / 53 = 4,78 \text{ Н/мм}^2.$$

Визначимо згинальні моменти на розрахункових ділянках плити:

- ділянка 1 (консольний зв'яз = 65 мм):

$$M_1 = \frac{\sigma_{\max} \cdot c^2}{2} = \frac{6,12 \cdot 10^{-1} \cdot 6,5^2}{2} = 12,93 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

– ділянка 2 (плита, оперта на 3 сторони); відношення закріпленої сторони плити до вільної за відсутності ребра $117/296 = 0,4 < 0,5$, тому момент визначаємо як для консольної ділянки з вильотом консолі 117 мм:

$$M_2 = \frac{6,12 \cdot 10^{-1} \cdot 11,7^2}{2} = 41,88 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

– ділянка 3 (плита, оперта на 4 сторони); відношення довгої сторони до більш короткої $b/a = 269/145,5 = 1,85$; момент підраховуємо за формулою

$$M_3 = a_1 \cdot \sigma_f \cdot a_2 = 0,096 \cdot 4,78 \cdot 10^{-1} \cdot 14,552 = 9,71 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$\sigma_f = 4,78 \text{ Н/мм}^2$ – максимальна напруга на ділянці плити, що розраховується;
 $a = 145,5 \text{ мм}$ – коротка сторона ділянки.

Так як момент на ділянці 2 кілька разів відрізняється від моментів на ділянках 1 і 3 і вимагає значної товщини опорної плити, можна змінити розміри цієї ділянки за допомогою ребра товщиною 10 мм; при цьому відношення закріпленої сторони до вільної $117/145 = 0,81$;

$M_2 = \alpha_3 \cdot \sigma_{\max} d_1^2 = 0,097 \cdot 6,12 \cdot 10^{-1} \cdot 14,32 = 12,14 \text{ кН} \cdot \text{см}$; тут α_3 по таблиці І.4, $d_1 = 296/2 - 10/2 = 143 \text{ мм}$ - довжина вільної сторони ділянки; $a_1 = 117 \text{ мм}$ – довжина сторони, перпендикулярної до вільної.

Товщину опорної плити знаходимо за максимальним моментом M_1

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 12,93}{320 \cdot 10^{-1} \cdot 1,2}} = 1,45 \text{ см}.$$

Приймаємо товщину опорної плити 16 мм.

Розрахунок траверси.

Призначаємо висоту траверси $h_{tr} = 300 \text{ мм}$ і перевіряємо її міцність на вигин та зріз, як міцність однопрогонової балки з консолями, що спираються на полиці колони.

Міцність траверси та міцність зварних швів, що кріплять траверсу до полиць колони забезпечена.

Торець колони (після приварювання траверс) та плиту фрезеруємо. В цьому випадку шви приварювання до плити приймаємо конструктивно мінімальної товщини. Для зменшення типорозмірів зварних швів, катет всіх швів, що кріплять стрижень колони до елементів бази, приймаємо 8 мм.

Розрахунок анкерних болтів

Для розрахунку анкерних болтів у нижньому перерізі колони складаємо додаткову комбінацію зусиль, здатних створити розтяг у фундаментних болтах.

Анкерна комбінація зусиль:

$$N_{\min} = \frac{-543,88 \cdot 0,9}{1,1} = -445 \text{ кН}; \quad M_s = -9,34 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Визначаємо крайові напруги у бетоні фундаменту при анкерній комбінації зусиль

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N_{\min}}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M_s}{B \cdot L^2} = \frac{-445,0 \cdot 10}{45 \cdot 53} + \frac{-6 \cdot 9,34 \cdot 10^2 \cdot 10}{45 \cdot 53^2} = -1,87 - 0,44 = \\ &= -2,31 \text{ Н/мм}^2; \\ \sigma_{\min} &= -1,87 + 0,44 = -1,43 \text{ Н/мм}^2. \end{aligned}$$

Положення нульової точки

$$x = \frac{\sigma_{\min} L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} = \frac{1,43 \cdot 53}{1,43 + 2,31} = 20,26 \text{ см}.$$

Зусилля, що розтягує в анкерних болтах

$$Z = \frac{M_s - N_{\min} \cdot a}{y} = \frac{-9,34 \cdot 10^2 - 445 \cdot 20,26}{49,9} = 199,4 \text{ кН},$$

де $a = 184 = 530/2 - 1/3 \cdot 243$ мм - відстань від центру тяжкості епюри стиснутої зони до геометричної осі колони; $y = 315 + 184 = 499$ мм – відстань від осі анкерних болтів до центру тяжкості стиснутої зони епюри напруги.

Необхідна площа перерізу нетто одного анкерного болта

$$A_{bn} = \frac{Z}{n \cdot R_{ba}} = \frac{199,4}{2 \cdot 185 \cdot 10^{-1}} = 5,39 \text{ см}^2.$$

Тут $R_{ba} = 185 \text{ Н/мм}^2$ – розрахунковий опір розтягуванню анкерних болтів із сталі марки ВСт3 кп2; $n = 2$ – кількість анкерних болтів у розтягнутій зоні.

Приймаємо болти діаметром 30 мм із площею перерізу нетто одного болта 5,61 см².

3.7 Розрахунок основ та фундаментів

При проектуванні на пальових фундаментах розрахунковий опір під нижнім кінцем палі та на бічній поверхні визначається відповідно до вказівок [4].

У проекті мають бути передбачені відповідні заходи, що не допускають або виключають зниження несучої здатності ґрунтів основи, а за необхідності заходи, спрямовані на перетворення будівельних властивостей ґрунтів.

3.7.1 Характеристики ґрунтових умов

Несучу здатність та заглиблення фундаментів визначено відповідно до вказівок [4] та даних технічного звіту з інженерних досліджень.

За даними технічного звіту про інженерно-геологічні дослідження, ґрунтові умови щодо просадності віднесені до II типу.

Природні умови місця будівництва:

-будівельний кліматичний район I;

-вітровий район 4;

-сніговий район 4;

-глибина сезонного промерзання згідно для суглинків прийнята рівною – 1,1м, супісків –1,3м.

Гідрогеологічні умови характеризуються розвитком водоносного горизонту підземних вод.

Специфічні ґрунти та інженерно-геологічні процеси. У межах майданчика вишукувань розкрито ґрунти, що мають просадні властивості: суглинки твердої та напівтвердої, рідше тугопластичної консистенції та супіски твердої консистенції. Загалом у межах майданчика ґрунтові умови щодо просадності відносяться до II типу.

У розрізі ґрунтової основи майданчика виділено 8 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ). Виділення інженерно-геологічних елементів проводилося на основі якісної оцінки характеру просторової мінливості приватних значень характеристик у плані та за глибиною інженерно-геологічного елемента, з урахуванням віку, генези, геолого-літологічних особливостей, складу, стану та номенклатурного виду ґрунтів. Номенклатурний вид ґрунтів ІГЕ встановлювався відповідно до класифікації[5].

ІГЕ-3. Насипний галичниково-гравійний ґрунт із суглинним заповнювачем близько 20% включеннями будівельного сміття.

ІГЕ-9. Суглинок корчагового кольору твердої, напівтвердої консистенції, з коефіцієнтом пористості $0,8 < e < 0,9$.

ІГЕ-4. Суглинок коричневого кольору м'якої пластичної консистенції. ІГЕ-8 Суглинок коричневого кольору м'якопластичної консистенції. ІГЕ-5 Супесь сіро-коричневого кольору текучої консистенції.

ІГЕ-4. Суглинок коричневого кольору м'якої пластичної консистенції.

ІГЕ-8. Суглинок коричневого кольору м'якої пластичної консистенції.

ІГЕ-11. Суглинок від світло-коричневого до коричневого, сірого кольору тугопластичної консистенції.

ІГЕ-7. Суглинок темно-коричневого кольору текучої консистенції.

ІГЕ-10. Суглинок від червонувато-коричневого до коричневого кольору текучепластичної консистенції.

ІГЕ-11. Суглинок від світло-коричневого до коричневого, сірого кольору тугопластичної консистенції.

ІГЕ-8. Суглинок коричневого кольору твердої, м'якопластичної консистенції.

ІГЕ-13. Суглинок коричневого кольору твердої напівтвердої консистенції.

Нижні кінці палей повинні бути заглиблені в несучі ґрунти відповідно до вимог [5].

Таблиця 3.9 - Інженерно-геологічний розріз

ПЕ	Товщина шару, м	Умовне позначення	Опис
ПЕ-3	1,6		Насипний гравійний суглинистим заповнювачем галичничково-грунт із
ПЕ-9	1,6		Суглинок кольору напівтвердої консистенції корчагового твердої,
ПЕ-4	8,3		Суглинок коричневого кольору м'якопластичної консистенції
ПЕ-8	0,7		Супісок кольору консистенції. сіро-коричневого поточної
ПЕ-	3,1		Супісок коричневого кольору пластичної консистенції
ПЕ-4	1,6		Супісок кольору консистенції. сіро-коричневого поточної
ПЕ-8	2,2		Суглинок коричневого кольору м'якопластичної консистенції
ПЕ-11	3,8		Суглинок від світло-коричневого до коричневого, сірого кольору тугопластичної консистенції.
ПЕ-7	2		Суглинок темно-коричневого кольору текучої консистенції.
ПЕ-10	2		Суглинок від червонувато-коричневого до коричневого кольору текучепластичної консистенції.

Продовження таблиці 3.9

ПЕ-11	2,5		Суглинок від світло-коричневого до коричневого, сірого кольору тугопластичної консистенції.
ПЕ-8	1		Суглинок коричневого кольору м'якопластичної консистенції
ПЕ-13	2,5		Суглинок коричневого кольору твердої напівтвердої консистенції.

Будівля зводиться на природній основі.

Розглянуто два варіанти заглиблення палей:

- 1) Висячі забивні палі довжиною 15 м;
- 2) Бурунабивні палі довжиною 15,5 м, з розширенням 0,7 м.

3.7.2 Збір навантажень

Розрахунок ведемо для колони Д-6. Вантажна площа: $6 \cdot 6 = 36 \text{ м}^2$

Таблиця 3.10 - Навантаження на вантажну площу від перекриття

Найменування та вид навантаження	Норм., кН	γ_f	Розр., кН
1	2	3	4
Постійне: Плита монолітна залізобетонна $\delta = 0,2 \text{ м}$, $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$	720	1,1	792
Стяжка з цементно-піщаного розчину М150; $\delta = 0,03 \text{ м}$, $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$	38,88	1,3	50,54
Лінолеум Tarkett; $\delta = 0,002 \text{ м}$, $\rho = 15 \text{ кН/м}^3$	1,08	1,2	1,44
Тимчасове: Експлуатаційне	108	1,2	129,6
Разом	867,96		973,58

Таблиця 3.11 - Навантаження на вантажну площу від покриття

Найменування та вид навантаження	Норм., кН	γ_f	Розр., кН
1	2	3	4
Постійне: Плита монолітна залізобетонна $\delta = 0,2$ м, $\rho = 25$ кН/м ³	720	1,1	792
Утеплювач плити, $\delta = 0,16$ м, $\rho = 2,35$ кН/м ³	13,54	1,2	16,24
Лінолеум Tarkett; $\delta = 0,002$ м, $\rho = 15$ кН/м ³	1,08	1,2	1,44
Стяжка з цементно-піщаного розчину М150; $\delta = 0,03$ м, $\rho = 18$ кН/м ³	19,44	1,3	25,2
Тимчасове: Експлуатаційне	18	1,3	23,4
Разом	772,06		868,28

Таблиця 3.12 - Навантаження на вантажну площу від колони

Найменування та вид навантаження	Норм., кН	γ_f	Розр., кН
1	2	3	4
Постійне: Колона металева, двотаврого перерізу №40, 0,4 м × 0,4 м, $\rho = 25$ кН/м ³ , h = 6,4 м	102,4	1,1	132,44
Разом	102,4		132,44

Навантаження на фундамент під колону Д-6: $973,58 + 868,28 + 132,44 = 1974,3$ кН

3.7.3 Проектування забивних паль

3.7.3.1 Вибір палі

До бетонування ростверка виконується бетонна підготовка з бетону класу С20/25 товщиною 100мм. Позначка підшви-0,3

Паля:

- позначка голови -0,750 м;
- відмітка нижнього кінця - 15,300 м;
- довжина палі $L = 15,300 - 0,3 = 15,00$ м.

Таблиця 3.13 - Визначення опору з бокової поверхні

№ шару	Товщина, м	Відстань від поверхні до середини шару	f_i , м	h_i , м
1	1,6	3,5	35	56
3	8,3	4,65	38	315,4
5	3,1	10,35	47	145,7
6	1,6	11,15	48	76,8
7	2,2	12,25	49	107,8
8	3,8	14,15	49	186,2
9	2,0	15,15	51	102
10	2,0	16,15	52	104
11	2,5	17,4	53	132,5
12	1,0	17,9	53	53
13	2,5	19,5	56	140
Підсумок:				1419,4

3.7.3.2 Несуча здатність палі по ґрунту

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{Cf} \cdot f_i \cdot h_i), \text{ кН} \quad (3.1)$$

де γ_c -коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

γ_{CR} -коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі;

γ_{Cf} -коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі;

R -розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі; A -площа поперечного перерізу палі;

u -периметр поперечного перерізу палі

Приймаємо: $\gamma_{CR} = 1,0$; $\gamma_{Cf} = 0,5$; $R = 5600$ кПа; $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09$ м²; $u = 4 \cdot 0,33 = 1,2$ м.

Розрахунковий опір по бічній поверхні в просадній товщі приймаємо

$$F_d = 1 (1 \cdot 3863 \cdot 0,09 + 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1419,4) = 1495,77 \text{ кН.}$$

Це більше ніж приймають у практиці проектування та будівництва, і тому обмежуємо значення навантаження, що допускається на палю, приймаючи її 700 кН.

Кількість палей визначаємо за формулою:

$$n = N_{0I} / (F_d / \gamma_k - A \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}); \quad (3.2)$$

де N_{01} - навантаження на фундамент;

γ_k – коефіцієнт надійності, щодо несучої здатності розрахунком приймається рівним 1,4;

F_d – максимально допустиме навантаження на палю;

γ_{cp} – усереднена питома вага ростверку;

d_p – максимальна глибина занурення ростверку;

$n = 1974,3 / (1495,77 / 1,14 - 0,09 \cdot 4,55 \cdot 20) = 3,19 = 4$ шт.

3.7.3.3 Розрахунок ростверку на продавлювання колоною

Перевірка на продавлювання проводиться за умови:

$$F \leq \frac{2R_{bt}}{\alpha} \left[\frac{h_{op}}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_c + c_1) \right], \quad (3.3)$$

де F - розрахункова сила, що продавлює, кН.

R_{bt} – розрахунковий опір бетону розтягуванню, для бетону класу В25 приймається рівним 1050 кПа;

c_1, c_2 – відстань від граней колони до граней основи піраміди продавлювання, м.

Виконаємо перевірку:

$$F \leq \frac{2 \cdot 1050}{0,85} \left[\frac{0,85}{0,75} (0,4 + 0,36) + \frac{0,9}{0,36} (0,4 + 0,75) \right] = 9190,55 \text{ кН,}$$

$2669 \text{ кН} \leq 9190,55 \text{ кН} \Rightarrow$ умова виконується. Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею.

Перевірка проводиться за такою формулою:

$$N_{cb} < R_{bt} \cdot h_{o1} [\beta_1 (b_{o2} + 0,5c_{o2}) + \beta_1 (b_{o1} + 0,5c_{o1})], \quad (3.4)$$

де $N_{пл}$ – найбільше зусилля у кутовій палі, приймаємо рівним 1340 кН;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону розтягуванню, для бетону класу В25 приймається рівним 1050 кПа;

h_{o1} - робоча висота ступеня ростверку;

b_{o1}, b_{o2} – відстані від внутрішніх граней паль до зовнішніх граней ростверку, м;

c_{o1}, c_{o2} - Відстань від внутрішньої грані паль до колони, м.м.

Виконаємо перевірку:

$N_{пл} < 1050 \cdot 0,85 [1,0 (0,645 + 0,5 \cdot 0,605) + 1,0 (1,425 + 0,5 \cdot 0,615) = 1718,06 \text{ кН},$
 $964,7 \text{ кН} \leq 1718,06 \text{ кН} \Rightarrow$ умова виконується.

3.7.4 Проектування буронабивних паль

Використовуємо як несучий шар суглинок тугопластичної консистенції. Проектуємо палі Ø300 мм із розширенням Ø 0,7 м.

Складова паля стійка С150.30-Св.

Відмітка голів – 750 м;

Позначка подошви ростверку -0.3 м;

Відмітка низу палі складе – 15,8 м. Довжина палі – 15,5м.

3.7.4.1 Визначення несучої здатності палі

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{Cf} \cdot f_i \cdot h_i), \text{ кН} \quad (3.6)$$

де γ_c -коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; = 1,0;

γ_{CR} -коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі;

γ_{Cf} -коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі;

R -розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі; A -площа поперечного перерізу палі;

Периметр поперечного перерізу палі

Приймаємо: $\gamma_{CR} = 0,9$; $\gamma_{Cf} = 0,9$; $R = 5600 \text{ кПа}$; $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$; $u = 4 \cdot 0,33$

= 1,2 м.

Розрахунковий опір по бічній поверхні в просадній товщі приймаємо

$$F_d = 1 (0,9 \cdot 3863 \cdot 0,12 + 1,4 \cdot 0,9 \cdot 1419,4) = 2205,64 \text{ кН.}$$

Це більше ніж приймають у практиці проектування та будівництва, і тому обмежуємо значення навантаження, що допускається на палю, приймаючи її 700 кН.

Кількість палей визначаємо за формулою:

$$n = N_{01} / (F_d / \gamma_k - A \cdot d_p \cdot \gamma_{mt}) \quad (3.7)$$

де N_{01} - навантаження на фундамент;

γ_k – коефіцієнт надійності, щодо несучої здатності розрахунком приймається рівним 1,4;

F_d – максимально допустиме навантаження на палю;

γ_{cp} – усереднена питома вага ростверку;

d_p - максимальна глибина занурення ростверку; $n = 2205,64 / (700 - 0,9 \cdot 4,55 \cdot 20) = 3,56 = 4$ шт.

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЕДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Організація охорони праці працівників на підприємстві

З метою забезпечення сприятливих для здоров'я умов праці, високого рівня працездатності, профілактики травматизму і професійних захворювань, отруєнь та відвернення іншої можливої шкоди для здоров'я на підприємствах, в установах і організаціях різних форм власності повинні встановлюватися єдині санітарно-гігієнічні вимоги до організації виробничих процесів, пов'язаних з діяльністю людей, а також до якості машин, обладнання, будівель та інших об'єктів, які можуть мати шкідливий вплив на здоров'я. Всі державні стандарти, технічні умови і промислові зразки обов'язково погоджуються з органами охорони здоров'я в порядку, встановленому законодавством. Власники і керівники підприємств, установ та організацій зобов'язані забезпечити в їхній діяльності виконання правил техніки безпеки, виробничої санітарії та інших вимог щодо охорони здоров'я, передбачених законодавством, не допускати шкідливого впливу на здоров'я людей (ст. 28 Основ законодавства України про охорону здоров'я).

Власник зобов'язаний створити в кожному структурному підрозділі й на робочому місці умови праці відповідно до вимог нормативних актів, а також забезпечити дотримання прав працівників, гарантованих чинним законодавством.

З цією метою власник забезпечує функціонування системи управління охороною здоров'я, для чого створює на підприємстві підрозділи, які традиційно іменуються службою охорони праці. Типове положення про службу охорони праці затверджене наказом Державного комітету України з нагляду за охороною праці від 15 листопада 2004 р. № 255. Служба охорони праці створюється на підприємствах з кількістю працюючих 50 і більше осіб. На підприємстві з кількістю працюючих менше 50 осіб функції служби охорони праці можуть виконувати у порядку сумісництва (суміщення) особи, які мають відповідну підготовку. На підприємстві з кількістю працюючих менше 20 осіб для виконання функцій служби охорони праці можуть залучатися сторонні спеціалісти на договірних засадах, які

мають виробничий стаж роботи не менше трьох років і пройшли навчання з охорони праці. Служба охорони праці підпорядковується безпосередньо роботодавцю. Ліквідація служби охорони праці допускається тільки у разі ліквідації підприємства чи припинення використання найманої праці фізичною особою.[13]

На службу охорони праці покладено виконання таких завдань. У разі відсутності впровадженої системи якості відповідно до ISO 9001, опрацювання ефективної системи управління охороною праці на підприємстві та сприяння удосконаленню діяльності у цьому напрямку кожного структурного підрозділу і кожного працівника; забезпечення фахової підтримки рішень роботодавця з цих питань; організація проведення профілактичних заходів, спрямованих на усунення шкідливих і небезпечних виробничих факторів, запобігання нещасним випадкам на виробництві, професійним захворюванням та іншим випадкам загрози життю або здоров'ю працівників; вивчення та сприяння впровадженню у виробництво досягнень науки і техніки, прогресивних і безпечних технологій, сучасних засобів колективного та індивідуального захисту працівників; контроль за дотриманням працівниками вимог законів та інших нормативно-правових актів з охорони праці, положень (у разі наявності) галузевої угоди, розділу "Охорона праці", колективного договору та актів з охорони праці, що діють у межах підприємства; інформування та надання роз'яснень працівникам підприємства з питань охорони праці.

4.1.2 Заходи з охорони праці

При влаштуванні фундаментів необхідно дотримуватись вимог ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві , НАПБ А.01.001-2004 «Правил пожежної безпеки під час виконання будівельно-монтажних робіт», НПАОП 0.00-1.01-07. Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів.

Безпека виконання робіт має бути забезпечена:

- вибором раціонального відповідного технологічного оснащення;

- підготовкою та організацією робочих місць виконання робіт;
- застосуванням засобів захисту працюючих;
- проведення медичного огляду осіб, допущених до роботи;
- своєчасним навчанням та перевіркою знань робочого персоналу та ІТП з техніки безпеки при виробництві будівельно-монтажних робіт.

Особливу увагу слід звертати на таке:

- способи стропування елементів конструкцій повинні забезпечувати їх подачу до місця встановлення в положенні близькому проектному;
- елементи конструкцій, що монтуються, під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування та обертання гнучкими відтяжками;
- не допускати знаходження людей під монтованими елементами конструкцій до встановлення їх у проектне положення та закріплення;
- при переміщенні краном вантажів відстань між зовнішніми габаритами вантажів, що проносяться, і виступаючими частинами конструкцій і перешкод по ходу переміщення повинна бути по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі не менше 0,5 м; монтаж та демонтаж опалубки може бути розпочато з дозволу технічного керівника будівництва та повинен проводитись під безпосереднім наглядом спеціально призначеної особи технічного персоналу;
- переміщення завантаженого або порожнього бункера дозволяється лише за закритому затворі;
- не допускається торкання вібратором арматури та знаходження робітника в зоні можливого падіння бункера;
- до управління автобетонозмішувачем допускаються лише особи, які мають посвідчення на право роботи на даному типі машин.

Працюючи на висоті понад 1,5 м всі робітники повинні користуватися запобіжними поясами з карабінами.

Розбирання опалубки допускається після набору бетоном розпалубної міцності та з дозволу виробника робіт.

Відрив опалубки від бетону провадиться за допомогою домкратів. У процесі відриву бетонна поверхня повинна пошкоджуватися.

Робочі місця електрозварювальників мають бути огорожені спеціальними переносними огороженнями. Перед початком зварювання необхідно перевірити справність ізоляції зварювальних проводів та електродотримачів, а також густину з'єднання всіх контактів.

При перервах у роботі електрозварювальні установки необхідно відключати від мережі.

Вантажно-розвантажувальні роботи, складування і монтаж арматурних каркасів повинні виконуватися інвентарними вантажозахоплювальними пристроями і з дотриманням заходів, що виключають можливість падіння, сковзання і втрати.

Очищення лотка автобетонозмішувача та завантажувального отвору від залишків бетонної суміші роблять тільки при нерухомому барабані.

4.2 Безпека життєдіяльності

4.2.1 Оцінка стійкості об'єкту (цеху) до впливу ударної хвилі ядерного (техногенного) вибуху і заходи щодо підвищення стійкості

Шляхи та методи підвищення стійкості функціонування об'єкту (цеху) в умовах надзвичайної ситуації в мирний та воєнний час, доволі різноманітні і визначаються конкретними специфічними особливостями кожного окремого підприємства.

Вибір найбільш ефективних (в тому числі і з економічної точки зору) шляхів і способів підвищення стійкості функціонування об'єкту, можливий тільки на основі всебічної ретельної оцінки кожного підприємства, як об'єкту громадянської оборони.

За критерій стійкості об'єктів до впливу ударної хвилі ,беруть максимальне значення надлишкового тиску, при якому будинки, споруди й устаткування зберігаються, або одержують слабкі руйнування (ушкодження). При оцінці стійкості визначають наступне:

- максимальний можливий надлишковий тиск ударної хвилі $\Delta P_{\Phi \max}$ очікуване на об'єкті;
- виділяють основні елементи на об'єкті, від яких залежить його працездатність;
- визначають надлишковий тиск, при яких будинки, споруди, устаткування одержують слабкі, середні, сильні і повні руйнування;
- визначають межі стійкості кожного виділеного елемента до ударної хвилі щодо надлишковому тиску $\Delta P_{\Phi \lim}$, при якому елементи одержують слабкі руйнування;
- визначають межі стійкості об'єкту в цілому до ударної хвилі по мінімальній межі стійкості його складових елементів.

Все це буде залежати від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції й розмірів елементів об'єкта, орієнтації відносно вибуху, розміщення будівель і споруд, рельєфу місцевості, характеру аварії, сили землетрусу чи бурі.

Врахувати їх разом для кожного об'єкта неможливо. Тому опір конструкцій дії вибухової хвилі прийнято характеризувати надмірним тиском у фронті ударної хвилі який призводить до слабких, середніх і сильних руйнувань.

Послідовність проведення оцінювання:

- визначення максимального надмірного тиску ударної хвилі, сейсмічної хвилі чи сили бурі, яка очікується на об'єкті;
- виділення основних елементів на об'єкті (тваринницькі ферми, склади, майстерні, комбикормовий цех, цехи переробки та ін.), від яких залежатиме функціонування об'єкта і виробництво продукції;
 - оцінка стійкості кожного елемента об'єкта;
 - порівняння розрахованої межі стійкості об'єкта з очікуваним максимальним надмірним тиском ударної хвилі сейсмічної хвилі чи сили бурі.
- визначення ступеня можливих руйнувань за таблицею результатів оцінки для елементів об'єкта при можливому і максимальному значенні надмірного тиску, тиску сейсмічної хвилі чи сили бурі і можливі при цьому втрати (відсотки).

На основі результатів оцінки стійкості об'єкта роблять висновки і пропозиції по кожному елементу і об'єкту в цілому: межа стійкості об'єкта, найбільш вразливі його елементи, характер і ступінь руйнувань при максимальному надмірному тиску, сильному землетрусі і урагані, можливі збитки; межа доцільного підвищення стійкості найбільш вразливих елементів об'єкта і пропозиції (заходи) для підвищення межі стійкості об'єкта.

Такими заходами можуть бути:

- укріплення несучих конструкцій та перекрить будівель установкою додаткових колон, ферм, контрфорсів або підкосів;
- розміщення обладнання на нижніх поверхах будівель або в підвалах, надійне закріплення на фундаменті.

4.2.2. Розробка заходів щодо підвищення стійкості промислового об'єкту

Оцінювання стійкості роботи об'єкту – це всебічне вивчення підприємства з погляду здатності його протистояти впливу вражаючих факторів ядерного вибуху, відновлення виробництва при одержанні середніх і слабких руйнувань.

Мета дослідження складається в тому, щоб виявити уразливі місця в роботі об'єкту у воєнний час і виробити найбільш ефективні пропозиції і рекомендації, спрямовані на підвищення його стійкості. Надалі ці рекомендації включаються в план заходів щодо підвищення стійкості роботи об'єкту, що і реалізується.

Дослідження стійкості підприємств проводиться силами інженерно-технічного персоналу із залученням фахівців науково-дослідних і проектних організацій, пов'язаних із даним підприємством. Організатором і керівником дослідження є керівник підприємства – начальник ЦО об'єкту.

Весь процес планування і проведення дослідження можна розділити на три етапи: перший – підготовчий, другий – оцінка стійкості роботи об'єкту в умовах воєнного часу, третій – розробка заходів, що підвищують стійкість роботи об'єкту.

На першому етапі розробляються керівні документи, визначається склад учасників дослідження й організується їхня підготовка.

Основними документами для організації дослідження стійкості роботи об'єкту є: наказ керівника підприємства; календарний план основних заходів щодо підготовки до проведення дослідження; план проведення дослідження.

Наказ директора підприємства (керівника дослідження) розробляється на підставі вказівок старшого начальника з урахуванням особливостей і конкретних умов, пов'язаних із виробничою діяльністю об'єкту. У наказі вказуються: мета і задачі майбутнього дослідження, час проведення робіт, склад учасників і задачі дослідницьких груп, терміни готовності звітної документації.

Календарний план підготовки до проведення дослідження визначає основні заходи і терміни їхнього проведення, відповідальних виконавців, сили і засоби, які беруть участь у поставлених задачах.

План проведення дослідження стійкості роботи об'єкту є основним документом, що визначає зміст роботи керівника дослідження і дослідницьких груп головних фахівців. У плані вказуються: тема, мета і тривалість дослідження, склад слідчих груп і зміст їхньої роботи, порядок дослідження. Тривалість дослідження встановлюється в залежності від обсягу робіт і підготовленості учасників, залучених до виконання задач, і може складати два – три місяці.

Залежно від складу основних виробничо-технічних служб на об'єкті можуть створюватися такі дослідницькі групи:

- начальника відділу капітального будівництва;
- головного енергетика;
- головного технолога;
- головного механіка;
- відділу матеріально-технічного постачання та ін.

Крім того, створюється група штабу ЦО об'єкту, в яку входять начальники служб оповіщення і зв'язку, протирадіаційного і протихімічного захисту сховищ і ПРУ, медична, охорони суспільного порядку, матеріально-технічного постачання.

Для узагальнення отриманих результатів і подання загальних пропозицій створюється група керівника дослідження на чолі з головним інженером чи начальником виробничого відділу. Чисельність дослідницьких груп залежить від

обсягу розв'язуваних задач, специфіки виробництва і може складати 5 – 10 чоловік. Притягнуті до досліджень представники зовнішніх організацій беруть участь у роботі відповідних груп. Підвищення стійкості об'єкта досягається посиленням найбільш слабких (вражаючих) елементів і ділянок об'єкту. Для цього на кожному ОНГ завчасно на основі досліджень планують і проводять відповідні організаційні й інженерно-технічні заходи. Досягнення науки і техніки дозволяють реалізувати такі рішення, при яких підприємство буде стійке до впливу дуже значних надлишкових тисків, однак це пов'язано з великими витратами засобів і матеріалів і може бути виправдано лише при захисті унікальних, особливо важливих елементів об'єкту. Заходи будуть економічно обґрунтовані, якщо вони максимально узгоджені із завданнями, які розв'язуються в мирний час для забезпечення безаварійної роботи, поліпшення умов праці, удосконалювання виробничого процесу. Особливо велике значення має розробка інженерно-технічних заходів при новому будівництві, бо у процесі проектування, як відзначалося раніше, у багатьох випадках можна домогтися логічного поєднання загальних інженерних рішень із захисними заходами ЦО, що знизить витрати на їх реалізацію.

4.2.3 Висновки до підрозділу

Будівельна галузь як структурна ланка сучасної економіки України характеризується комплексом чинників, які зумовлюють колективну і індивідуальну безпеку людей як на етапі спорудження об'єктів будівництва, так і на етапі їх експлуатації. Визначальним чинником для дотримання необхідних умов безпеки є Державні будівельні норми, які охоплюють вимоги до конструкцій, матеріалів, технології спорудження будівельної продукції. Поряд з цим в країні існує мережа контролюючих інстанцій, які призначені для вчасного попередження і виявлення відхилень, які можуть негативно вплинути на експлуатаційні параметри будівель і споруд, стати причиною аварії, зумовити матеріальні витрати і людські жертви. Дотримання встановлених вимог з безпеки життєдіяльності є одним з вузлових питань будівельної галузі.

ВИСНОВКИ

Розроблено проект котельні на вугільному паливі в Червонограді.

Як несучі конструкції будівлі прийняті сталеві рами, що складаються з колон, ригелів і балок прольотом 6 м.

За розрахунком підбрано оптимальні розміри перерізів рами. Прийнято монолітні перекриття.

Як огорожувальні конструкції стін і покриття прийняті сендвіч-панелі, товщина яких призначена на основі виконаних теплотехнічних розрахунків.

Виходячи зі складних інженерно-геологічних умов, фундамент прийнятий пальовий на забивних палях.

Площа забудови складає 1571,23 м², загальна площа будівлі 4249,62 м², будівельний об'єм 32745,6 м³.

Будівництво котельні дозволить створити сприятливі умови населеного пункту, заощаджені кошти можна буде витратити на інші потреби міста, а також знизити ціни на тарифний план на опалення.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Конончук О.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / О. П. Конончук, В. П. Ясній, О. М. Мещерякова, І. В. Коваль. – Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2023. – 78 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіонбуд України, 2014
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДСТУ Б В.2.1-12:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Метод лабораторного визначення максимальної щільності. К. Мінрегіонбуд України, 2010.
6. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
7. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. К. Мінрегіонбуд України, 2011.
8. ДБН В.2.5-77:2014. Котельні. К. Мінрегіонбуд України, 2014.
9. Котельні установки: навчальний посібник / С. Й. Ткаченко, Д. В. Степанов, Л. А. Боднар. – Вінниця : ВНТУ, 2016. – 185 с.
10. 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.
11. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.
12. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі» / В. Б. Каспрук. - Тернопіль: ТНТУ, 2017. - 14 с.
13. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві.

14. НАПБ А.01.001-2004 «Правил пожежної безпеки під час виконання будівельно-монтажних робіт».

15. Технологія конструкційних матеріалів та матеріалознавство, розділ Матеріалознавство: Навчальний посібник / Л.Г. Бодрова, Г.М. Крамар, Я.О. Ковальчук, І.В. Коваль - Тернопіль: ФОП Паляниця В.А., 2023. - 157 с.

16. Ігнат'єва В.Б. Віконна система / В.Б. Ігнат'єва. Патент на корисну модель № 136285, Україна, МПК (2020) E06B 3/00, МПК (2006) E06B 3/68. Заявка № u 201902231; заявл. 05.03.2019; опубл. 12.08.2019, Бюл. № 15.

17. Ігнат'єва В.Б. Кришка люка / В.Б. Ігнат'єва. Патент на корисну модель № 153170, Україна, МПК (2006) E02D 29/14. Заявка № u 202202582; заявл. 15.07.2022; опубл. 31.05.2023, Бюл. № 22/2023.

18. Підгурський М.І. Проектування металевих конструкцій. Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Теоретичні основи проектування з прикладами розрахунку / М.І. Підгурський, І.М. Підгурський. – Тернопіль: ФОП Паляниця В.М, 2021. – 236 с.

19. Ігнат'єва В.Б. Методичні вказівки до самостійної роботи з дисципліни «Будівельні конструкції, будівлі і споруди» (для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання) / Укл.: В.Б. Ігнат'єва. – Тернопіль: вид-во ТНТУ ім. І. Пулюя, 2021 – 23 с.

20. Програмне забезпечення інженерних розрахунків : конспект лекцій для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / Укладач: Сорочак А.П. – Тернопіль : Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2018. – 128 с.

21. Ясній П.В. «Механіка руйнування будівельних конструкцій» : консп. лекц. для студентів денної форми навчання за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / укладачі : П.В. Ясній , В. П. Ясній. – Тернопіль : Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2018. – 72 с.