

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

Кафедра будівельних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

**ПРОЄКТУВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ ЦЕХУ З
ВИГОТОВЛЕННЯ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ В М. ЗАПОРІЖЖЯ**

Розробив: студент IV курсу, групи БтаЦІ 2022-3

Спеціальності 192 - Будівництво та цивільна інженерія

ОПП «Промислове та цивільне будівництво»



КУКЛЕНКО Сергій Володимирович

Керівник: канд. техн. наук, доц.



ЧЕРЕДНІК Димитрій Леонідович

Рецензент: канд. техн. наук, доц.



РЮМІН Володимир Володимирович

2026 рік

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

ЗАТВЕРДЖУЮ:

В.о. завідувача кафедри
будівельних конструкцій



к.т.н., доц. Спіранде К.В.

«01» червня 2026 року

**З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА**

Кукленку Сергію Володимировичу

Спеціальність: 192 - Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма: *Промислове та цивільне будівництво*

Тема кваліфікаційної роботи: *Проектування елементів металевого каркасу цеху з виготовлення металевих конструкцій у м. Запоріжжя* затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О. М. Бекетова від «26» травня 2026 р. № 447-03

Термін подання завершеної роботи на кафедру «15» червня 2026 р.

Вихідні дані до кваліфікаційної роботи: *інженерно-геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальне рішення об'єкту.*

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): *архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна частина, розділ технології та організації будівельного виробництва, розділ охорони праці.*

Перелік графічного матеріалу (з чітким зазначенням обов'язкових креслень):

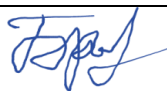
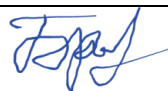
- архітектурно-будівельна частина: *генеральний план, ситуаційний план, план на відмітці 0.000, фасад в осях 1 – 28, розріз 1 – 1, розріз 2 – 2, план покрівлі;*

- розрахунково-конструктивна частина:

план колон на відм. 0.000, колона К1, вузли (база, траверса); план в'язей по верхнім поясам; план в'язей по нижнім поясам; схема розташування елементів фундаменту, фундамент Ф-1, Ф-2, Ф-3

- технологічні рішення та організація будівництва: *технологічна карта на монтаж колон*

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		Завальний О.В., професор		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	Александрович В.А., доцент		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	Череднік Д.Л., доцент		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		Братішко С.М., доцент		
4. Охорона праці		Косенко Н.О., доцент		
Нормоконтроль		Пустовойтова О.М., доцент		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Назва етапів роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1. Архітектурно-будівельна частина	02.06-04.06.2026	виконано
2. Розрахунково-конструктивна частина	05.06-10.06.2026	виконано
3. Технологічні рішення та організація будівництва	11.06-12.06.2026	виконано
4. Охорона праці	13.06-15.06.2026	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи  канд. техн. наук, доц. Череднік Д. Л.

Завдання прийняв до виконання  Кукленко С.В.

Дата видачі завдання « 01 » червня 2026 р.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1 Архітектурно-будівельна частина.....	7
1.1 Вихідні дані	8
1.2 Об'ємно – планувальне рішення будівлі.....	8
1.3 Технологічні процеси.....	9
1.4 Ситуаційне розташування та генеральне планування	11
1.5 Визначення опору теплопередачі огорожувальної конструкції	12
1.6 Опис основних несучих та огорожувальних елементів будівлі.....	16
1.7 Санітарно – технічне обладнання будівлі	17
РОЗДІЛ 2 Розрахунково – конструктивна частина	19
2.1 Розрахунок підземної частини об'єкта.....	20
2.1.1 Аналіз інженерно – геологічних умов ділянки будівництва.....	20
2.1.2 Проектування фундаментів середнього ряду.....	24
2.1.3 Проектування фундаментів крайнього ряду	27
2.2 Розрахунок надземної частини промислового підприємства	32
2.2.1 Компонування поперечної рами	32
2.2.2 Збір навантажень	33
2.2.3 Статичний розрахунок	41
2.2.4 Визначення розрахункових довжин	42
2.2.5 Підбір перерізу надкранової частини колони	44
2.2.6 Розрахунок нижньої частини колони	47
2.2.7 Розрахунок вузлів колони	52
2.3 Розрахунок ферми	64
2.3.1 Компоновка геометричної схеми ферми	64
2.3.2 Збір навантажень та приведення до вузлів	65
2.3.3 Статичний розрахунок	65
2.3.4 Визначення розрахункових довжин	66
2.3.5 Підбір перерізів елементів ферми.....	66
РОЗДІЛ 3 Технологічні рішення та організація будівництва	76
3.1 Монтажні характеристики елементів	77
3.2 Вибір монтажного крану.....	77
3.3 Технологія проведення монтажних робіт	82

3.4 Складання технологічної карти на монтаж колон та покриття	89
РОЗДІЛ 4 Охорона праці.....	92
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	93
4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на промисловому підприємстві з виготовлення металоконструкцій в місті Запоріжжя.....	94
4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування	96
4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проектування	98
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	102

ВСТУП

Метою кваліфікаційної бакалаврської роботи є проєктування елементів металевого каркасу цеху з виготовлення металевих конструкцій у місті Запоріжжя з врахуванням кліматичних, експлуатаційних та технологічних особливостей регіону.

Металеві конструкції є однією з основних складових сучасного промислового будівництва, які займають провідне місце завдяки своїй високій міцності, довговічності та надійності.

Актуальність теми кваліфікаційної роботи пояснюється швидким зростанням попиту на металеві конструкції. Особливо широко їх застосовують у виробничих цехах, які забезпечують елементи конструкцій мостів, складів та інших споруд, що критично важливо в умовах післявоєнного відновлення інфраструктури.

Для досягнення поставленої мети було поставлено наступні завдання:

- визначити геологічні, атмосферні явища та навантаження ділянки забудови у м. Запоріжжя;
- обрати конструктивну схему будівлі та розрахувати основні несучі елементи металевого каркасу колони та ферми;
- перевірити несучу здатність елементів за міцністю, жорсткістю та стійкістю за допомогою програмних комплексів (ЛІРА-САПР та SCAD Office);
- оцінити ключові підходи до створення безпечних та комфортних умов праці на виробництві.

Металоконструкції мають ключове значення в сучасному будівництві завдяки своїм позитивним характеристикам, зокрема високій міцності та надійності, легкій вазі та здатності зберігати форму без деформацій протягом тривалого часу. Ці якості забезпечують їх широку популярність і широке застосування.

РОЗДІЛ 1
Архітектурно-будівельна частина

1.1 Вихідні дані

В даному проєкті запроєктовано трьохпролітну одноповерхову виробничу будівлю з виробництва металоконструкцій в м. Запоріжжя. Відповідно до діючих нормативних документів України [1] місто розташоване в III сніговому районі. Характеристичне снігове навантаження становить 1.11 кПа. Натомість за вітровим навантаженням місто знаходиться в III районі. Характеристичне значення вітрового тиску складає 0.46 кПа.

Місто Запоріжжя належить до Південно – східного кліматичного регіону України. Усереднений річний показник температури в регіоні +9.6 °С. У холодну пору року температура опускається до –24 °С. Натомість в теплу пору року температура піднімається до +30 °С. Кількість опадів за рік становить 528 мм. Найбільша кількість опадів становить 63 мм. Швидкість вітру в області становить приблизно 3 м/с.

Відповідно до державних будівельних норм [2] глибина промерзання ґрунту становить 1 м. Виходячи з цього значення можна дійти висновку, що при закладенні глибини фундаменту потрібно врахувати морозостійкість конструкцій. Будівля цеху належить до II ступеня вогнестійкості. Даний ступінь зобов'язує використовувати вогнестійкі конструкції та матеріали, щоб забезпечити надійну експлуатацію в умовах високих температур.

За класифікацією наслідків відповідальності будівля належить до класу СС2, що відповідає середньому їх рівню наслідків. Все це повинно бути враховано під час проєктування та вибору конструктивних рішень, для гарантування надійності та тривалої експлуатації будівлі.

1.2 Об'ємно – планувальне рішення будівлі

Будівля цеху з виготовлення металоконструкцій має форму прямокутника довжиною 156 м, шириною 84 м. Конструктивна схема складається з трьох прольотів центральний 36 м два бічних по 24 м. Крок колон складає 6 м. Висота основного 36 - ти метрового прольоту складає 26 м, а висота бічних 24 - х метрових прольотів 13 м.

Всередині цеху розміщено декілька ділянок, наприклад: складування, лінії різання металу (лазерні верстати або плазморізи), механічної обробки, гнуття та вальцювання металопрокату, зварювання та збирання конструкцій та гарячого цинкування. Крайній лівий проліт будівлі буде обладнаний під складські приміщення до якого буде прибувати сировина. Крайній правий проліт відводиться під складування готової продукції та майбутнє її транспортування.

Всі приміщення будівлі мають доволі достатнє природне та штучне освітлення. Організовано простір для ефективного технічного обслуговування обладнання і раціонального руху транспортних засобів.

Таке об'ємно – планувальне рішення дає змогу забезпечити продуктивну роботу виробництва, зменшити транспортні витрати. Комплексний поділ площі будівлі підвищує ефективність праці та створює комфортні умови для обслуговування виробництва.

1.3 Технологічні процеси

Розглянемо цикл виробництва на прикладі ферми. Процес починається з заготівельних робіт основного матеріалу – металу (кутиків, трубчастих профілів круглого або квадратного перерізів, швелерів, двотаврів). Обирається відповідний переріз елементів конструкції відповідно до технічного завдання. Після чого розмічують основні розміри деталей конструкції. Наступним кроком є нарізування на відповідному обладнанні всіх деталей, за потреби виконують отвори під болтове з'єднання.

Наступним етапом є складання деталей. На спеціальному столі (за допомогою кондукторів або стапелів) розкладають деталі, виставляють геометрію відповідно до їх розмірів та тимчасово фіксують елементи для подальшого зварювання.

Зварювання починається з центральних вузлів поступово переміщуючись до країв. Натомість зварювання по елементах починається з поясів, так як вони задають основну геометрію конструкції. Після зварювання поясів, до них фіксують елементи решітки (розкоси та стійки), які забезпечують геометричну незмінність ферми.

Після зварювання елементів ферми перевіряють якість внутрішніх і зовнішніх зварних швів, та усувають виявлені можливі дефекти. Одним із найбільш часто зустрічаючих дефектів є наплив або ж надлишки металу які виступають за межі зварного шва. Напливи видаляють за допомогою шліфувальних машин або ручних інструментів. Також до дефектів можна віднести пори які утворюються через затримку газів в металі, представляють собою пустоти всередині шва. Для усунення цього дефекту проблемну ділянку зачищають та повторно зварюють тільки з корегуванням відповідних параметрів. До серйозних дефектів відносяться тріщини, які частіше викликані внутрішніми напруженнями при виконанні зварних робіт, неправильним охолодженням або перегрівом металу. Пошкоджену ділянку вирізають, краї зачищають та виконують повторне зварювання. Щоб запобігти виникненню нових тріщин метал попередньо нагрівають. Не провари виникають через недостатнє проплавлення металу. Даний дефект виправляють шляхом видалення дефектного шва та виконанням нового зі збільшенням глибини його проплавлення за допомогою регулювання режимів роботи зварки.

Після завершення основних етапів виготовлення ферми настає процес кінцевої її обробки та антикорозійного захисту, що включає декілька операцій, спрямованих на підвищення її довговічності та експлуатаційної надійності. На етапі кінцевої обробки особлива увага приділяється зварним швам та з'єднанням, на предмет можливої потреби їх додаткової шліфовки для усунення нерівностей та дефектів поверхні. Шліфовка покращує не тільки естетичний вигляд швів, але й запобігає можливим накопиченням корозійних процесів у елементах конструкції.

Щоб запобігти руйнуванню сталевих елементів ферми під впливом вологи, повітря та інших агресивних середовищ, необхідно покрити конструкцію антикорозійними засобами. Це може бути ґрунтовка, фарба або спеціалізовані засоби, які створюють у сталі надійний захисний бар'єр від корозії. Застосування лакофарбових покриттів значно збільшує термін служби ферми, допомагає зберегти її експлуатаційний ресурс.

1.4 Ситуаційне розташування та генеральне планування

Територію ділянки будівництва та самого цеху поділено на чотири зони: виробничу, дві складські та вхідну. В даному проєкті також враховано розташування комплексу будівель і споруд для виготовлення металевих конструкцій:

- головний корпус;
- парова котельня;
- складські приміщення (для сировини);
- складські приміщення (для готової продукції);
- компресорна;
- адміністративно побутовий корпус;
- прохідна з пунктом охорони;
- пожежні резервуари;
- господарсько-питні резервуари;
- склади (балонів пропану, матеріалів для антикорозійного захисту конструкцій);
- трансформаторна станція.

Всі будівлі та споруди розташовано згідно з технологічним процесом та вимогами безпечної їх експлуатації. Навколо цеху встановлено паркан, планується озеленення та впорядкування прилеглої території. До всіх будівель прокладено автомобільні шляхи шириною 8-9 метрів, покриття - бетонне. Доставка сировини та матеріалів здійснюється за допомогою козлових кранів та фронтальних виделкових навантажувачів.

Таблиця 1.1 Техніко-економічні показники генплану

№ п/п	Найменування	Одиниці виміру	Кількість
			В межах існуючих землеволодінь
1	Площа ділянки	Га	2.8
2	Площа забудови	м ²	15726
3	Площа покриття	м ²	11008.2
4	Площа озеленення	м ²	1365.03
5	Відсоток забудови	%	56
6	Відсоток озеленення	%	5
7	Коефіцієнт використання території		0.95

1.5 Визначення опору теплопередачі огорожувальної конструкції

Розрахунок тришарової огорожувальної конструкції виконується відповідно до ДСТУ 9191:2022 Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель [3]. Її загальна товщина становить 152 мм. Багатошарова огорожувальна конструкція складається з трьох шарів (рис. 1.1):

- 1 шар – зовнішній, арматурна сталь товщиною 1 мм.
- 2 шар – теплоізоляція, мінеральна вата з густиною 150 кг/м³
- 3 шар – внутрішній, арматурна сталь товщиною 1 мм.

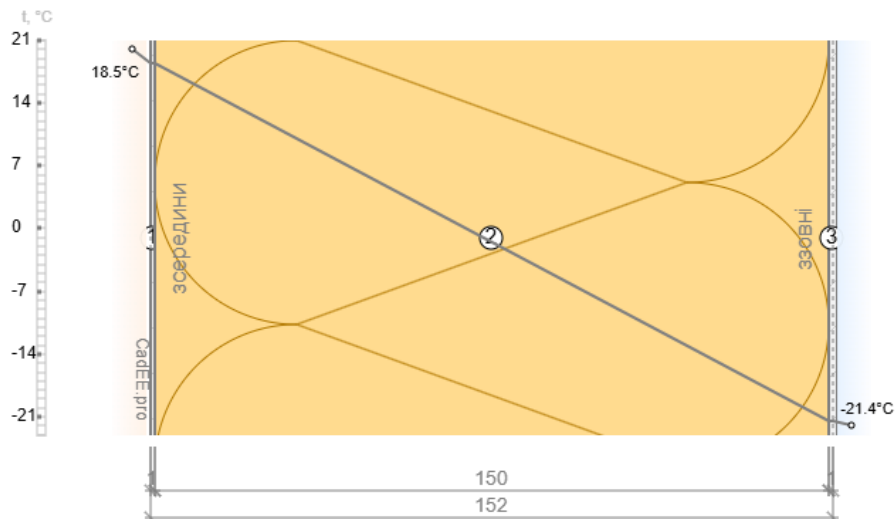


Рисунок 1.1 – Розрахункова огорожувальна конструкція

Відповідно до ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель [4] визначаємо умови використання матеріалів зовнішніх огорожувальних конструкцій з урахуванням нормативних значень вологих характеристик. Згідно з додатком Б.2 [4] визначається призначення будівлі. Оскільки будівля є промисловою, то обирається інший тип конструкції тобто:

- розрахункова температура повітря $\theta_{int} = +20^\circ\text{C}$
- розрахункова відносна вологість повітря $\varphi_{int} = 50\%$

Таким чином визначаємо вологісний режим будівлі і, виходячи з отриманих значень, приймаємо його як нормальний. Згідно з таблицею додатку Б.3 [4] конструкція є зовнішньою і відноситься до умов експлуатації категорії Б, може зазнавати зволоження, проте волога тривалий час у матеріалі не затримується.

Коефіцієнти тепловіддачі:

$$h_{si} = 8.7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}} \quad h_{se} = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$$

Опір теплопередачі відповідно до ДСТУ 9191:2022 [3]:

$$R_s = \frac{1}{h_{si}} + \frac{d_1}{\lambda_{p_1}} + \frac{d_2}{\lambda_{p_2}} + \frac{d_3}{\lambda_{p_3}} + \frac{1}{h_{se}} = \frac{1}{8.7} + \frac{0.001}{58} + \frac{0.15}{0.050} + \frac{0.001}{58} + \frac{1}{23} = 3.16 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \quad (1.1)$$

Приведений опір теплопередачі:

$$R_{\Sigma \text{ пр}} = \frac{A_{\Sigma}}{\frac{A_1}{R_s}} = \frac{1}{\frac{1}{3.16}} = 3.16 \frac{\text{м}^2 * K}{Bm} \quad (1.2)$$

Згідно з ДБН В.2.6-31:2021 [4] додатку А, місто Запоріжжя розташоване в II температурній зоні. Відповідно до таблиці 1 нормативного документа мінімальне допустиме значення приведенного опору теплопередачі встановлюється залежно від типу огорожувальної конструкції (стіни) та функціонального призначення будівлі (промислова).

Нормативне значення для зовнішніх стін будівель промислового призначення, розташованих у II температурній зоні, становить:

$$R_{qmim} = 2.0 \frac{\text{м}^2 * K}{Bm}$$

$$R_{\Sigma \text{ пр}} = 3.16 \frac{\text{м}^2 * K}{Bm} > R_{qmim} = 2.0 \frac{\text{м}^2 * K}{Bm}$$

Висновок: умови вимог виконуються.

Розрахунок ґрунтується на припущенні сталого теплового стану, за якого передача тепла відбувається лише в одному напрямку — перпендикулярно до площини конструкції.

$$R_1 = \frac{d_1}{\lambda_{p_1}} = \frac{0.001}{58} = 1.72 * 10^{-5} \frac{\text{м}^2 * K}{Bm} \quad (1.3)$$

$$R_2 = \frac{d_1}{\lambda_{p_1}} + \frac{d_2}{\lambda_{p_2}} = \frac{0.001}{58} + \frac{0.15}{0.050} = 3.00 \frac{\text{м}^2 * K}{Bm} \quad (1.4)$$

$$R_2 = \frac{d_1}{\lambda_{p_1}} + \frac{d_2}{\lambda_{p_2}} + \frac{d_3}{\lambda_{p_3}} = \frac{0.001}{58} + \frac{0.15}{0.050} + \frac{0.001}{58} = 3.00 \frac{\text{м}^2 * K}{Bm} \quad (1.5)$$

$$\theta_{ext} = -22^{\circ}\text{C}$$

Температура в площинах:

$$\theta_0 = \theta_{int} - \frac{\theta_{int} - \theta_{ext}}{R_s} * \frac{1}{h_{si}} = 20 - \frac{20 - (-22)}{3.16} * \frac{1}{8.7} = 18.472^{\circ}\text{C} \quad (1.6)$$

$$\theta_1 = \theta_{int} - \frac{\theta_{int} - \theta_{ext}}{R_s} * \left(\frac{1}{h_{si}} + R_1 \right) = 20 - \frac{20 - (-22)}{3.16} * \left(\frac{1}{8.7} + 1.72 * 10^{-5} \right) = 18.472^{\circ}\text{C} \quad (1.7)$$

$$\theta_2 = \theta_{int} - \frac{\theta_{int} - \theta_{ext}}{R_s} * \left(\frac{1}{h_{si}} + R_2 \right) = 20 - \frac{20 - (-22)}{3.16} * \left(\frac{1}{8.7} + 3.00 \right) = -21.401^\circ\text{C} \quad (1.8)$$

$$\theta_3 = \theta_{int} - \frac{\theta_{int} - \theta_{ext}}{R_s} * \left(\frac{1}{h_{si}} + R_3 \right) = 20 - \frac{20 - (-22)}{3.16} * \left(\frac{1}{8.7} + 3.00 \right) = -21.401^\circ\text{C} \quad (1.9)$$

$$\Delta\theta_{int_{si}} = \theta_{int} - \theta_0 = 20 - 18.472 = 1.258^\circ\text{C} \quad (1.10)$$

Точка роси:

$$\theta_D = \frac{237.7 * \left(\frac{17.27 * \theta_{int}}{237.7 + \theta_{int}} + \ln \frac{\varphi_{int}}{100} \right)}{17.27 - \left(\frac{\theta_{int}}{237.7 + \theta_{int}} + \ln \frac{\varphi_{int}}{100} \right)} = 8.6^\circ\text{C} \quad (1.11)$$

Допустима різниця температур

$$\Delta\theta_{int_{si_{max}}} = 5^\circ\text{C}$$

$$\Delta\theta_{int_{si}} = 1.258^\circ\text{C} < \Delta\theta_{int_{si_{max}}} = 5^\circ\text{C}$$

Відповідно до ДБН В.2.6-31:2021 [4] умови виконуються.

Опір теплопередачі розраховують за формулою:

$$x_1 = 0 \text{ м}; \quad \lambda_{p_1} = 58 \frac{\text{Вт}}{\text{м} * \text{К}}$$

$$R_1 = \frac{d_1}{\lambda_{p_1}} = \frac{0.001}{58} = 1.72 * 10^{-5} \frac{\text{м}^2 * \text{К}}{\text{Вт}} \quad (1.12)$$

$$x_2 = 0.15 \text{ м}; \quad \lambda_{p_2} = 0.050 \frac{\text{Вт}}{\text{м} * \text{К}}$$

$$R_2 = \frac{d_1}{\lambda_{p_1}} + \frac{d_2}{\lambda_{p_2}} = \frac{0.001}{58} + \frac{0.15}{0.050} = 3.00 \frac{\text{м}^2 * \text{К}}{\text{Вт}} \quad (1.13)$$

$$x_3 = 0.1 \text{ м}; \quad \lambda_{p_3} = 58 \frac{\text{Вт}}{\text{м} * \text{К}}$$

$$R_2 = \frac{d_1}{\lambda_{p_1}} + \frac{d_2}{\lambda_{p_2}} + \frac{d_3}{\lambda_{p_3}} = \frac{0.001}{58} + \frac{0.15}{0.050} + \frac{0.001}{58} = 3.00 \frac{\text{м}^2 * \text{К}}{\text{Вт}} \quad (1.14)$$

Опір паропроникненню:

$$\text{при } x_1 = 0 \text{ м}$$

$$R_{e_1} = \frac{d_1}{\delta_1} = \frac{0.001}{2.2 * 10^{-5}} = 45.45 \frac{\text{м}^2 * \text{год} * \text{Па}}{\text{мг}} \quad (1.15)$$

при $x_2 = 0.15 \text{ м}$

$$R_{e_2} = \frac{d_1}{\delta_1} + \frac{d_2}{\delta_2} = \frac{0.001}{2.2 * 10^{-5}} + \frac{0.15}{0.38} = 45.85 \frac{\text{м}^2 * \text{год} * \text{Па}}{\text{мг}} \quad (1.16)$$

при $x_3 = 0.1 \text{ м}$

$$R_{e_3} = \frac{d_1}{\delta_1} + \frac{d_2}{\delta_2} + \frac{d_3}{\delta_3} = \frac{0.001}{2.2 * 10^{-5}} + \frac{0.15}{0.38} + \frac{0.001}{2.2 * 10^{-5}} = 91.30 \frac{\text{м}^2 * \text{год} * \text{Па}}{\text{мг}} \quad (1.17)$$

Висновок: За результатами виконаного теплотехнічного розрахунку встановлено, що огорожувальна конструкція відповідає вимогам ДБН В.2.6-31:2021 [4]. Приведений опір теплопередачі конструкції перевищує нормативне допустиме значення для II температурної зони (м. Запоріжжя), що підтверджує достатній рівень її теплозахисних властивостей.

1.6 Опис основних несучих та огорожувальних елементів будівлі

Конструктивна схема будівлі прийнята рамно-в'язевою. Несучий каркас виконано з металевих конструкцій, що включають колони, підкранові балки та елементи покриття. У поперечному напрямку просторова жорсткість забезпечується поперечними рамами, розташованими з кроком 6 м, із прольотами 36 та 24 м, а також системою в'язей у зоні встановлення мостових кранів. Жорсткість покриття забезпечується утворенням жорсткого диска за рахунок спільної роботи сталевих ферм, горизонтальних в'язей і профільованого настилу.

Розміри будівлі становлять 156 х 84 м. Задля забезпечення жорсткості від можливих температурних переміщень будівля поділена на 2 температурних блоки довжиною 78 м і 78 м за допомогою поперечних швів, передбачених для забезпечення сейсмостійкості. По осях колон розміщено зв'язки. Підкранові балки виготовлено із сталі, прольотом 6 м та висотою 1 м. Несуча система покриття представлена індивідуальними сталевими фермами, виготовленими з

парних кутиків. Покрівельна конструкція прийнята багат шаровою: з гідроізоляції, мінераловатних плит, пароізоляції та профнастилу розташованих між листами по системі прогонів. Конструкція стельового перекриття прийнята з профнастилу з полімерним покриттям.

У якості стінових огорожувальних конструкцій прийняті сендвіч – панелі типу «Термобуд». Підлога – монолітна бетонна. Освітлення здійснюється комбінованим способом, тобто використовується одночасно природне і штучне освітлення (вікна виготовлено з полікарбонату та металу, лампи з алюмінію та полікарбонату). Водовідведення зовнішнє. Цоколь облицьовано кlinkерною плиткою.

Будівля відноситься до II ступеня вогнестійкості. Відповідно до ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги основні конструктивні елементи характеризуються такими межами вогнестійкості:

- Зовнішні несучі стіни – EI=15 хв
- внутрішні несучі стіни – EI=15 хв
- колони – R=120 хв
- ферми – R=30 хв

1.7 Санітарно – технічне обладнання будівлі

На території підприємства встановлено декілька інженерних систем – електрощитова, компресорна, трансформаторна підстанція. Виробничі й допоміжні зони об'єднані розгалуженою системою внутрішніх і міжцехових проходів, що забезпечують зручне сполучення між ними.

Будівля оснащена повним комплексом інженерних мереж, до складу яких входять системи опалення, вентиляції, водопостачання, водовідведення, електропостачання, а також системи паро та повітропостачання. Теплопостачання, включаючи опалення, гаряче водопостачання та подачу пари, здійснюється від котельні, розміщеної поруч.

Система електропостачання живиться від трансформаторної підстанції, що забезпечує надійність і стабільність роботи обладнання.

РОЗДІЛ 2

Розрахунково – конструктивна частина

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкта

2.1.1 Аналіз інженерно – геологічних умов ділянки будівництва

На рисунку 2.1 зображено інженерно – геологічний розріз майданчика, на якому відображено основні геологічні шари із зазначенням їхньої потужності, фізико-механічних характеристик та глибини залягання.

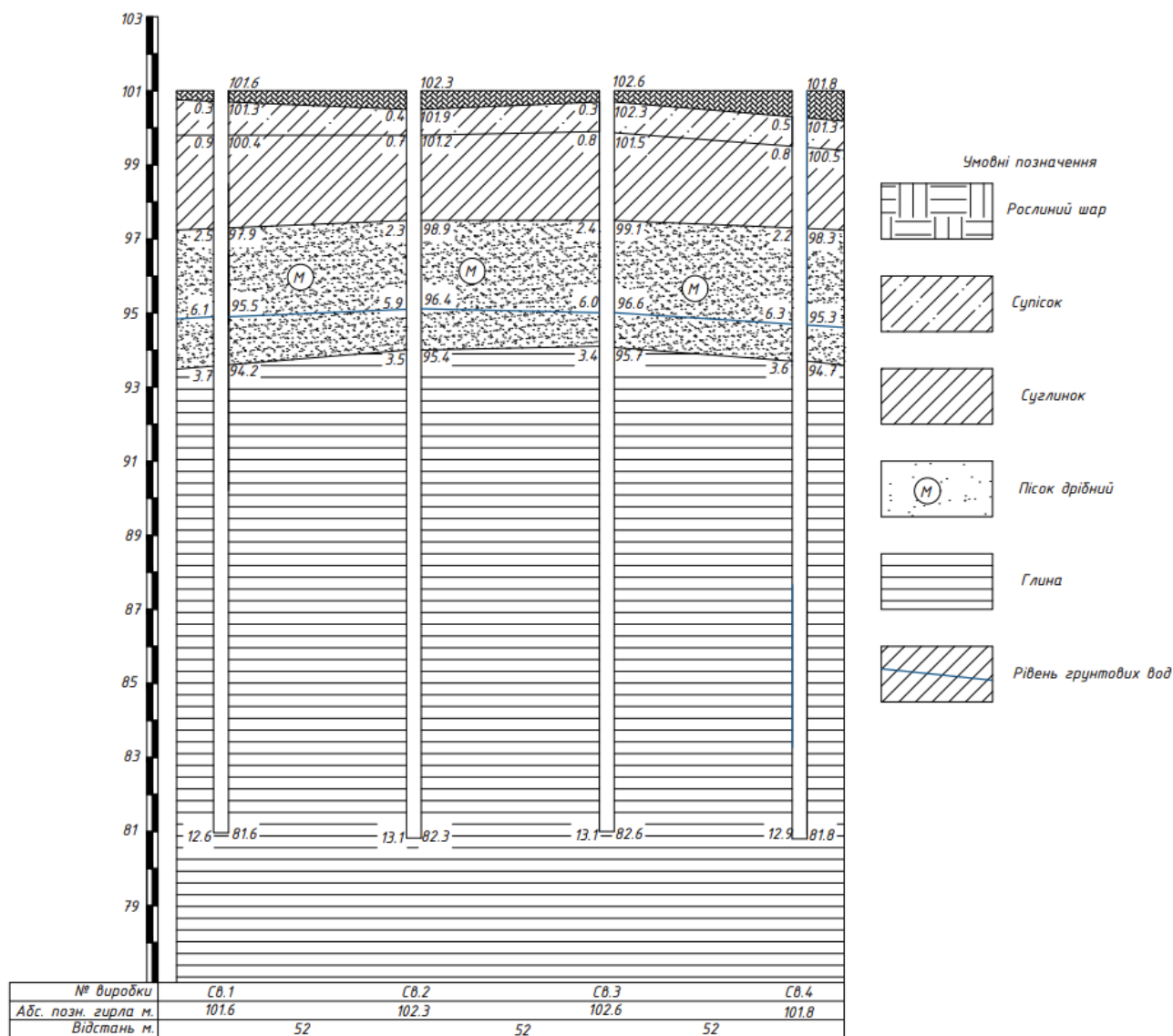


Рисунок 2.1 – Інженерно геологічний розділ ділянки будівництва

Для складання інженерно-геологічного розрізу були використані дані чотирьох свердловин, місце розташування яких визначено на основі плану будівлі з урахуванням їхньої прив'язки до ключових конструктивних елементів

проектованого об'єкта. Відстань між свердловинами встановлена відповідно до запланованого розміщення об'єкта на території досліджуваної ділянки.

Глибину свердловини рахуємо за формулою:

$$H_{CB} = 0.3 + 2.5 + 4.2 + 4.6 + 8.4 = 20 \text{ м} \quad (2.1)$$

У таблиці 2.1 зведено фізико – механічні показники ґрунтів.

Таблиця 2.1 - Фізико – механічні показники ґрунтів

№ шару	Найменування ґрунтів	Номер свердловини і потужностей шару, м					
		1	2	3	4		
1	Рослинний шар	0.3	0.4	0.3	0.5		
2	Супісок	0.9	0.7	0.8	0.8		
3	Суглинок	2.5	2.3	2.4	2.2		
4	Пісок дрібний	3.7	3.5	3.4	3.6		
5	Глина	12.6	13.1	13.1	12.9		
	Глибина залягання ґрунтових вод, м	4.8	4.6	4.5	4.7		
	Відмітка гирла свердловини, м	101.6	102.3	102.6	101.8		
Характеристики властивостей ґрунтів							
Найменування	Ум. позн.	Од. виміру	Номер шару				
			1	2	3	4	5
Щільність	ρ_{II}	т/м ³	1.65	1.92	2.01	1.94	2.05
Щільність частинок	ρ_s	т/м ³	2.60	2.66	2.70	2.68	2.72
Природна вологість	w	-	0.32	0.24	0.22	0.19	0.28
Вологість на межі текучості	w_L	-	-	0.21	0.34	-	0.42
Вологість на межі пластичності	w_p	-	-	0.16	0.18	-	0.21
Кут внутрішнього тертя	φ_{II}	град.	18	26	24	30	14
Питоме зчеплення	c_{II}	кПа	8	12	24	2	78
Модуль деформації	E	МПа	8	16	22	28	48

Оцінка інженерно – геологічних умов майданчика

Перший шар – рослинний

Рослинний шар ґрунту характеризується низькою придатністю для будівництва, що обумовлює необхідність його видалення перед початком робіт з підготовки території.

Другий шар – супісок

Число пластичності рахуємо за формулою:

$$I_p = W_L - W_P = 0.21 - 0.16 = 0.05 \quad (2.2)$$

Маємо $0.01 \leq 0.05 \leq 0.07$ тобто ґрунт відповідає супіску

Рахуємо показник текучості за відповідною формулою:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0.24 - 0.16}{0.05} = 1.6 \quad (2.3)$$

За різновидом пилувато – глинистих ґрунтів маємо $1.6 > 1$ тобто ґрунт текучий.

Попередньо рахуємо коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{p_s}{p}(1 + w) - 1 = \frac{2.66}{1.92}(1 + 0.24) - 1 = 0.72 \quad (2.4)$$

Відповідно $0.6 \leq 0.72 \leq 0.75$

За ступенем вологості маємо наступне:

$$S_r = \frac{w * p_s}{e * p} = \frac{0.24 * 2.66}{0.72 * 1.92} = 0.46 \quad (2.4)$$

За ступенем вологості ґрунт $0.46 \leq 0.5$ відповідає маловологому

Висновок: другий шар є непридатною основою для будівництва, оскільки ґрунт в текучому стані має низьку несучу здатність і схильний до непередбачених наслідків.

Третій шар – суглинок

Число пластичності рахуємо за формулою:

$$I_p = W_L - W_P = 0.34 - 0.18 = 0.16 \quad (2.5)$$

Маємо $0.07 \leq 0.16 \leq 0.17$ тобто ґрунт відповідає суглинку

Рахуємо показник текучості за відповідною формулою:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0.22 - 0.18}{0.16} = 0.25 \quad (2.6)$$

За різновидом пилувато – глинистих ґрунтів маємо $0 \leq 0.25 \leq 0.25$ тобто ґрунт напівтвердий.

Попередньо рахуємо коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{p_s}{p}(1 + w) - 1 = \frac{2.70}{2.01}(1 + 0.22) - 1 = 0.64 \quad (2.7)$$

Відповідно $0.6 \leq 0.64 \leq 0.75$

За ступенем вологості маємо наступне:

$$S_r = \frac{w * p_s}{e * p} = \frac{0.22 * 2.70}{0.64 * 2.01} = 0.46 \quad (2.8)$$

За ступенем вологості ґрунт відповідає маловологому $0.46 \leq 0.5$

Висновок: третій шар є гарною природною основою для будівництва, напівтвердий стан забезпечує високу міцність під навантаженням.

Четвертий шар – дрібний пісок

Рахуємо коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{p_s}{p}(1 + w) - 1 = \frac{2.68}{1.94}(1 + 0.19) - 1 = 0.64 \quad (2.8)$$

Відповідно $0.6 \leq 0.64 \leq 0.75$

За ступенем вологості маємо наступне:

$$S_r = \frac{w * p_s}{e * p} = \frac{0.19 * 2.68}{0.64 * 1.94} = 0.41 \quad (2.9)$$

За ступенем вологості ґрунт відповідає маловологому $0.41 \leq 0.5$

Висновок: четвертий шар є гарною природною основою для будівництва, середня щільність забезпечує стійкість, а низька вологість мінімізує ризик просідання.

П'ятий шар – глина

Число пластичності рахуємо за формулою:

$$I_p = W_L - W_P = 0.42 - 0.21 = 0.21 \quad (2.10)$$

Маємо $0.21 > 0.25$ тобто ґрунт відповідає глині

Рахуємо показник текучості за відповідною формулою:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0.28 - 0.21}{0.21} = 0.3 \quad (2.11)$$

За різновидом пилувато – глинистих ґрунтів маємо $0.25 \leq 0.3 \leq 0.5$ тобто ґрунт тугопластичний.

Висновок: п'ятий шар глини туго пластичні має добрі пластичні та міцнісні властивості, тому є приданою для будівництва.

2.1.2 Проектування фундаментів середнього ряду

Навантаження на колону $N = 941.1$ кН; $M = 207.4$ кН з умов промерзання $d = 1$ м конструктивно глибина закладання становить $d = 2.2$ м.

Приблизну ширину підшви фундаменту рахуємо за формулою:

Попередньо приймаємо $R = 250$

$$b_0 = \sqrt{\frac{N}{R_0 - \gamma_{mt} * d}} = \sqrt{\frac{941.1}{250 - 20 * 2.2}} = 2.2 \text{ м} \quad (2.12)$$

Розрахунковий ексцентриситет $e = \frac{M}{N} = 0.22$

$$b_0 = \sqrt{\frac{1}{\eta} * \frac{N * k_e}{R_0 - \gamma_{mt} * d}} = \sqrt{\frac{1}{1.2} * \frac{941.1 * 1.3}{250 - 20 * 2.2}} = 2.2 \text{ м} \quad (2.13)$$

Визначимо розрахунковий опір:

Для $\varphi_2 = 24$ знаходимо $M_\gamma = 0.72$; $M_q = 3.87$; $M_c = 6.45$

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} * \left(M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + M_c * c_{II} \right) \\ &= \frac{1.25 * 1}{1.1} * \left(0.72 * 1 * 2.2 * 20.1 + 3.87 * 2.2 * 19.7 + 6.45 * 24 \right) \\ &= 402.7 \text{ кН/м}^2 \end{aligned} \quad (2.14)$$

$$\gamma_{II} = 20.1 \text{ кН/м}^3 \quad (2.15)$$

$$\gamma'_{II} = \frac{20.1 * 1.3 + 19.2 * 0.9}{2.2} = 19.7 \text{ кН/м}^3 \quad (2.16)$$

Уточнюємо ширину підшви фундаменту за новим розрахунковим опором:

$$b_1 = \sqrt{\frac{1}{\eta} * \frac{N * k_e}{R_0 - \gamma_{mt} * d}} = \sqrt{\frac{1}{1.2} * \frac{941.1 * 1.3}{402.7 - 20 * 2.2}} = 1.68 \text{ м} \quad (2.17)$$

$$\begin{aligned}
R &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} * \left(\frac{M_{\gamma} * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II}}{+ M_c * c_{II}} \right) \\
&= \frac{1,25 * 1}{1.1} * \left(\frac{0.72 * 1 * 1.68 * 20.1 + 3.87 * 2.2 * 19.9}{+ 6.45 * 24} \right) \quad (2.18) \\
&= 396.1 \text{ кН/м}^2
\end{aligned}$$

Уточнюємо ширину підшви фундаменту за новим розрахунковим опором:

$$b_2 = \sqrt{\frac{1}{\eta} * \frac{N * k_e}{R_0 - \gamma_{mt} * d}} = \sqrt{\frac{1}{1.2} * \frac{941.1 * 1.3}{396.1 - 20 * 2.2}} = 1.7 \text{ м} \quad (2.19)$$

$$\begin{aligned}
R &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} * \left(\frac{M_{\gamma} * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II}}{+ M_c * c_{II}} \right) \\
&= \frac{1,25 * 1}{1.1} * \left(\frac{0.72 * 1 * 1.7 * 20.1 + 3.87 * 2.2 * 19.9}{+ 6.45 * 24} \right) \quad (2.20) \\
&= 396.4 \text{ кН/м}^2
\end{aligned}$$

Величина b_2 змінилась відносно величини b_1 :

$$\left| \frac{b_2 - b_1}{b_2} \right| * 100 = \left| \frac{1.7 - 1.68}{1.7} \right| * 100 = 1.17\% \leq 5\% \quad (2.21)$$

Приймаємо $b = 1.8 \text{ м}$; $l = 2.6 \text{ м}$; $d = 2.2 \text{ м}$

Відповідно довжина фундаменту $l = 1.4 * 1.8 = 2.52 \text{ м}$

Перевіряємо тиск під підшвою фундаменту:

$$P_{\text{сер}} = \frac{\sum N}{A} = \frac{1148.1}{4.68} = 245.3 \text{ кН/м}^2 \leq R = 396.4 \text{ кН/м}^2 \quad (2.22)$$

$$\begin{aligned}
P_{\text{max}} &= \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M}{W} = \frac{1148.1}{4.68} + \frac{425.17}{2} = \\
&= 457.9 \text{ кН/м}^2 \leq 1.2R = 475.68 \text{ кН/м}^2
\end{aligned} \quad (2.23)$$

$$\begin{aligned}
P_{\text{min}} &= \frac{\sum N}{A} - \frac{\sum M}{W} = \frac{1147.02}{4.68} - \frac{425.17}{2} = \\
&= 32.7 \text{ кН/м}^2 \geq R = 0
\end{aligned} \quad (2.24)$$

$$\sum N = N + G_{\phi} + G_{\text{гр}} = 941.1 + 206.95 = 1148.1 \text{ кН} \quad (2.25)$$

$$G_{\phi} + G_{\text{гр}} = A * \gamma * d = 4.68 * 20.1 * 2.2 = 206.95 \text{ кН} \quad (2.26)$$

$$\sum M = M(d - 0.15) = 425.17 \quad (2.27)$$

$$W = \frac{b * l^2}{6} = 2 \quad (2.28)$$

Умова виконується

Розрахунок осідань фундаменту методом пошарового підсумування:

$$\gamma = \rho * 10 \text{ кН/м}^2 \quad (2.29)$$

$$\sigma_{zg,i} = \gamma_i * h_i \quad (2.30)$$

$$\sigma_{zg,i+1} = \gamma_i * h_i + \gamma_{i+1} * h_{i+1} \quad (2.31)$$

$$\sigma_{zg,1} = \gamma_1 * h_1 = 1.65 * 10 * 0.3 = 4.95 \text{ кН/м}^2 \quad (2.32)$$

$$\sigma_{zg,2} = \gamma_1 * h_1 + \gamma_2 * h_2 = 1.65 * 10 * 0.3 + 1.92 * 10 * 0.9 = 22.23 \text{ кН/м}^2 \quad (2.33)$$

$$\sigma_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_3 * h_3 = 22.23 + 2.01 * 10 * 2.5 = 72.48 \text{ кН/м}^2 \quad (2.34)$$

$$\sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,3} + \gamma_4 * h_4 = 72.48 + 10 * 3.7 = 109.5 \text{ кН/м}^2 \quad (2.35)$$

$$\gamma_{sb4} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27 - 10}{1 + 0.64} = 10.4 \text{ кН/м}^2 \quad (2.36)$$

$$\gamma_{sb5} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26.8 - 10}{1 + 0.64} = 10.24 \text{ кН/м}^2 \quad (2.37)$$

$$\gamma_{sb4} = \sigma_{zg,4} + \gamma_{sb4} * h_4 = 109.5 + 10.4 * 1.1 = 120.7 \text{ кН/м}^2 \quad (2.38)$$

$$\sigma_{zg,5} = \sigma_{zg,4} + \gamma_5 * h_5 = 120.7 + 2.05 * 10 * 12.6 = 379 \text{ кН/м}^2 \quad (2.39)$$

$$\gamma_{sb5} = \sigma_{zg,5} + \gamma_{sb5} * h_5 = 379 + 10.24 * 13.7 = 519.3 \text{ кН/м}^2 \quad (2.40)$$

Напруга від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = \sigma_{zg,3} + \gamma_3 * h_b = 72.48 + 20.1 * 2.2 = 116.7 \text{ кН/м}^2 \quad (2.41)$$

$$P_{\text{сеп}} = \frac{N}{A} + \gamma_{mf} * d + q = \frac{1148.1}{4.68} + 20 * 2.2 + 20 = 309.3 \text{ кН/м}^2 \quad (2.42)$$

Таблиця 2.2 - Розрахунок осадки колони середнього ряду

№ точки	$h, \text{м}$	$z, \text{м}$	$\frac{2 * z}{b}$	a	$\sigma_{zp} = a * p_{cep}$	$\sigma_{zp, cep}$	$\frac{2 * z}{b_k}$	a_k	$\sigma_{zy, cep} = a_k * \sigma_{zg, 0}$	$\sigma_{zy, cep}$	E_i	$\beta * \frac{(\sigma_{zp, cep} - \sigma_{zy, cep}) * h_i}{E_i}$	S_i
1	0	0	0	1	309.3		0	1	116.7				
2	0.72	0.72	0.8	0.848	262.3	285.8	0.6	0.91	106.2	111.45	16000	0.0063	
3	0.72	1.44	1.6	0.532	164.5	213.4	1.2	0.682	80	93.1	16000	0.0086	
4	0.72	2.16	2.4	0.325	100.5	132.5	1.8	0.473	55.2	67.6	16000	0.0070	
5	0.72	2.88	3.2	0.210	65	82.8	2.4	0.325	38	46.6	16000	0.0052	
6	0.72	3.6	4.0	0.145	45	55	3.0	0.235	27.4	32.7	28000	0.0022	
7	0.72	4.32	4.8	0.105	32.5	38.8	3.6	0.173	20.2	23.8	28000	0.0018	
8	0.72	5.04	5.6	0.079	24.4	28.5	4.2	0.134	15.6	17.9	28000	0.0015	
10	0.72	5.76	6.4	0.062	19.1	21.8	4.8	0.105	12.2	13.9	48000	0.00076	

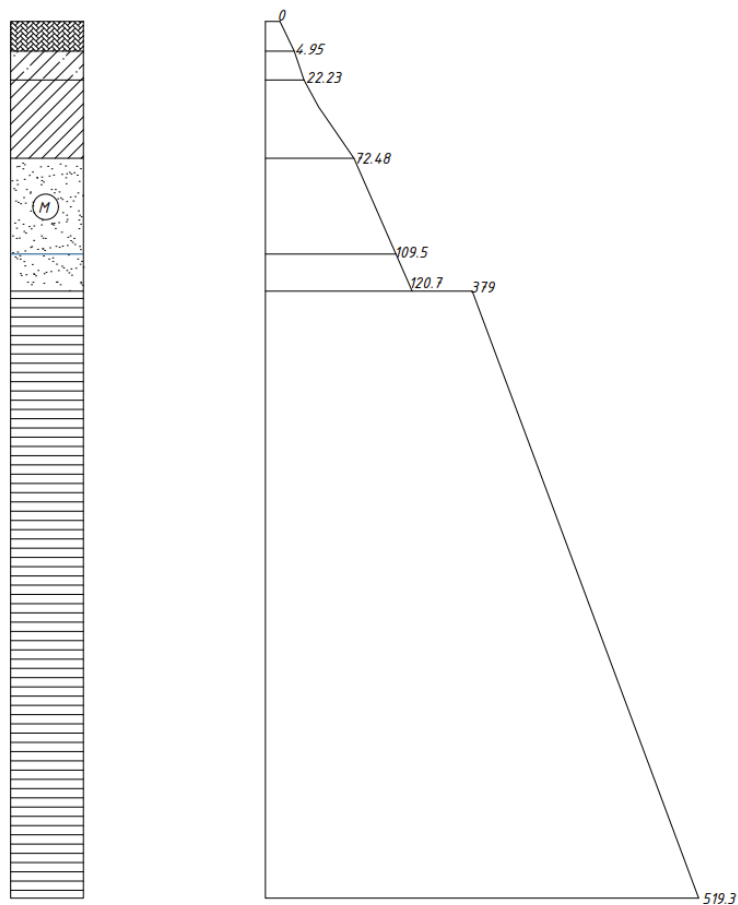


Рисунок 2.2 – Епюра навантажень від власної ваги ґрунту

2.1.3 Проектування фундаментів крайнього ряду

Навантаження на колону $N = 752.88 \text{ кН}$; $M = 176.3 \text{ кН з}$ умов промерзання $d = 1 \text{ м}$ конструктивно глибина закладання становить $d = 2.2 \text{ м}$.

Приблизну ширину підшви фундаменту рахуємо за формулою:

Попередньо приймаємо $R = 250$

$$b_0 = \sqrt{\frac{N}{R_0 - \gamma_{mt} * d}} = \sqrt{\frac{752.88}{250 - 20 * 2.2}} = 1.9 \text{ м} \quad (2.43)$$

Розрахунковий ексцентриситет $e = \frac{M}{N} = 0.23$

$$b_0 = \sqrt{\frac{1}{\eta} * \frac{N * k_e}{R_0 - \gamma_{mt} * d}} = \sqrt{\frac{1}{1.4} * \frac{752.88 * 1.4}{250 - 20 * 2.2}} = 1.9 \text{ м} \quad (2.44)$$

Визначимо розрахунковий опір:

Для $\varphi_2 = 24$ знаходимо $M_\gamma = 0.72$; $M_q = 3.87$; $M_c = 6.45$

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} * \left(\frac{M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} +}{+ M_c * c_{II}} \right) \\ &= \frac{1,25 * 1}{1.1} * \left(\frac{0.72 * 1 * 1.9 * 20.1 + 3.87 * 2.2 * 19.7 +}{+ 6.45 * 24} \right) \\ &= 397.7 \text{ кН/м}^2 \end{aligned} \quad (2.45)$$

$$\gamma_{II} = 20.1 \text{ кН/м}^3 \quad (2.46)$$

$$\gamma'_{II} = \frac{20.1 * 1.3 + 19.2 * 0.9}{2.2} = 19.7 \text{ кН/м}^3 \quad (2.47)$$

Уточнюємо ширину підшви фундаменту за новим розрахунковим опором:

$$b_1 = \sqrt{\frac{1}{\eta} * \frac{N * k_e}{R_0 - \gamma_{mt} * d}} = \sqrt{\frac{1}{1.4} * \frac{752.88 * 1.4}{397.7 - 20 * 2.2}} = 1.46 \text{ м} \quad (2.48)$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} * \left(\frac{M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} +}{+ M_c * c_{II}} \right) \\ &= \frac{1,25 * 1}{1.1} * \left(\frac{0.72 * 1 * 1.46 * 20.1 + 3.87 * 2.2 * 19.9 +}{+ 6.45 * 24} \right) \\ &= 392.5 \text{ кН/м}^2 \end{aligned} \quad (2.49)$$

Уточнюємо ширину підшви фундаменту за новим розрахунковим опором:

$$b_2 = \sqrt{\frac{1}{\eta} * \frac{N * k_e}{R_0 - \gamma_{mt} * d}} = \sqrt{\frac{1}{1.4} * \frac{752.88 * 1.4}{392.5 - 20 * 2.2}} = 1.5 \text{ м} \quad (2.50)$$

$$\begin{aligned}
R &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} * \left(M_{\gamma} * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + \right. \\
&\quad \left. + M_c * c_{II} \right) \\
&= \frac{1,25 * 1}{1.1} * \left(0.72 * 1 * 1.5 * 20.1 + 3.87 * 2.2 * 19.9 + \right. \\
&\quad \left. + 6.45 * 24 \right) \\
&= 393.1 \text{ кН/м}^2
\end{aligned} \tag{2.51}$$

Величина b_2 змінилась відносно величини b_1 :

$$\left| \frac{b_2 - b_1}{b_2} \right| * 100 = \left| \frac{1.5 - 1.46}{1.5} \right| * 100 = 2.6\% \leq 5\% \tag{2.52}$$

Конструктивно приймаємо $b = 1.6 \text{ м}$; $l = 2.2 \text{ м}$; $d = 2.2 \text{ м}$

Відповідно довжина фундаменту $l = 1.4 * 1.5 = 2.1 \text{ м}$

Перевіряємо тиск під подошвою фундаменту:

$$P_{\text{сер}} = \frac{\sum N}{A} = \frac{908.33}{3.52} = 258.1 \text{ кН/м}^2 \leq R = 393.1 \text{ кН/м}^2 \tag{2.53}$$

$$\begin{aligned}
P_{\text{max}} &= \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M}{W} = \frac{908.33}{3.52} + \frac{361.4}{1.2} = \\
&= 559.21 \text{ кН/м}^2 \geq 1.2R = 471.72 \text{ кН/м}^2
\end{aligned} \tag{2.54}$$

$$\begin{aligned}
P_{\text{min}} &= \frac{\sum N}{A} - \frac{\sum M}{W} = \frac{908.33}{3.52} - \frac{361.4}{1.2} = \\
&= -43.11 \text{ кН/м}^2 \geq R = 0
\end{aligned} \tag{2.55}$$

Оскільки результати перевірки виявилися незадовільними, запропоновано суттєво збільшити фундамент, прийнявши нові параметри: $b = 2.4 \text{ м}$; $l = 3.4 \text{ м}$. Після цього необхідно повторно здійснити розрахунки.

Визначимо розрахунковий опір для нових розмірів фундаменту:

$$\begin{aligned}
R &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} * \left(M_{\gamma} * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + \right. \\
&\quad \left. + M_c * c_{II} \right) \\
&= \frac{1,25 * 1}{1.1} * \left(0.72 * 1 * 2.4 * 20.1 + 3.87 * 2.2 * 19.9 + \right. \\
&\quad \left. + 6.45 * 24 \right) \\
&= 407.9 \text{ кН/м}^2
\end{aligned} \tag{2.56}$$

$$P_{\text{сер}} = \frac{\sum N}{A} = \frac{908.33}{8.16} = 111.3 \text{ кН/м}^2 \leq R = 407.9 \text{ кН/м}^2 \tag{2.57}$$

$$\begin{aligned}
P_{\text{max}} &= \frac{\sum N}{A} + \frac{\sum M}{W} = \frac{908.33}{8.16} + \frac{361.4}{4.6} = \\
&= 189.9 \text{ кН/м}^2 \leq 1.2R = 489.48 \text{ кН/м}^2
\end{aligned} \tag{2.58}$$

$$P_{\min} = \frac{\sum N}{A} - \frac{\sum M}{W} = \frac{908.33}{3.52} - \frac{361.4}{1.2} = 32.8 \text{ кН/м}^2 \geq R = 0 \quad (2.59)$$

$$\sum N = N + G_{\phi} + G_{\text{rp}} = 752.88 + 155.65 = 908.33 \text{ кН} \quad (2.60)$$

$$G_{\phi} + G_{\text{rp}} = A * \gamma * d = 3.52 * 20.1 * 2.2 = 155.65 \text{ кН} \quad (2.61)$$

$$\sum M = M(d - 0.15) = 361.4 \quad (2.62)$$

$$W = \frac{b * l^2}{6} = 4.6 \quad (2.63)$$

Умова виконується

Розрахунок осідань фундаменту методом пошарового підсумування:

$$\gamma = \rho * 10 \text{ кН/м}^2 \quad (2.64)$$

$$\sigma_{zg,i} = \gamma_i * h_i \quad (2.65)$$

$$\sigma_{zg,i+1} = \gamma_i * h_i + \gamma_{i+1} * h_{i+1} \quad (2.66)$$

$$\sigma_{zg,1} = \gamma_1 * h_1 = 1.65 * 10 * 0.3 = 4.95 \text{ кН/м}^2 \quad (2.67)$$

$$\sigma_{zg,2} = \gamma_1 * h_1 + \gamma_2 * h_2 = 1.65 * 10 * 0.3 + 1.92 * 10 * 0.9 = 22.23 \text{ кН/м}^2 \quad (2.68)$$

$$\sigma_{zg,3} = \sigma_{zg,2} + \gamma_3 * h_3 = 22.23 + 2.01 * 10 * 2.5 = 72.48 \text{ кН/м}^2 \quad (2.69)$$

$$\sigma_{zg,4} = \sigma_{zg,3} + \gamma_4 * h_4 = 72.48 + 10 * 3.7 = 109.5 \text{ кН/м}^2 \quad (2.70)$$

$$\gamma_{sb4} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27 - 10}{1 + 0.64} = 10.4 \text{ кН/м}^2 \quad (2.71)$$

$$\gamma_{sb5} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26.8 - 10}{1 + 0.64} = 10.24 \text{ кН/м}^2 \quad (2.72)$$

$$\gamma_{sb4}^{\cdot} = \sigma_{zg,4} + \gamma_{sb4} * h_4^{\cdot} = 109.5 + 10.4 * 1.1 = 120.7 \text{ кН/м}^2 \quad (2.73)$$

$$\sigma_{zg,5} = \sigma_{zg,4} + \gamma_5 * h_5 = 120.7 + 2.05 * 10 * 12.6 = 379 \text{ кН/м}^2 \quad (2.74)$$

$$\gamma_{sb5}^{\cdot} = \sigma_{zg,5} + \gamma_{sb5} * h_5^{\cdot} = 379 + 10.24 * 13.7 = 519.3 \text{ кН/м}^2 \quad (2.75)$$

Напруга від власної ваги ґрунту на рівні підосви фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = \sigma_{zg,3} + \gamma_3 * h_b = 72.48 + 20.1 * 2.2 = 116.7 \text{ кН/м}^2 \quad (2.76)$$

$$P_{cep} = \frac{N}{A} + \gamma_{mf} * d + q = \frac{908.33}{8.16} + 20 * 2.2 + 20 = 175.3 \quad (2.77)$$

Таблиця 2.3 - Розрахунок осадки крайнього ряду

№ точки	h, м	z, м	$\frac{2 * z}{b}$	a	σ_{zp} = a * p _{cep}	$\sigma_{zp,cep}$	$\frac{2 * z}{b_k}$	a _k	$\sigma_{zy,cep}$ = a _k * $\sigma_{zg,0}$	$\sigma_{zy,cep}$	E _i	$\beta * \frac{(\sigma_{zp,cep} - \sigma_{zy,cep}) * h_i}{E_i}$	S _i
1	0	0	0	1	175.3		0	1	116.7				Σ = 0.018 м
2	0.96	0.96	0.8	0.848	148.6	161.8	0.62	0.904	105.5	111.1	16000	0.0024	
3	0.96	1.92	1.6	0.532	93.3	120.8	1.2	0.682	79.6	92.6	22000	0.0019	
4	0.96	2.88	2.4	0.325	56.9	75.1	1.8	0.473	55.2	67.4	22000	0.0080	
5	0.96	3.84	3.2	0.210	36.8	45.8	2.5	0.276	32.2	43.7	28000	0.0023	
6	0.96	4.8	4.0	0.145	24.4	30.6	3	0.268	31.3	31.8	28000	0.0016	
7	0.96	5.76	4.8	0.105	18.4	21.4	3.7	0.234	27.3	29.3	28000	0.0010	
8	0.69	6.72	5.6	0.079	13.8	16.1	4.3	0.129	15.1	21.2	48000	0.0005	
10	0.96	7.68	6.4	0.062	10.8	12.3	4.9	0.102	12	13.6	48000	0.0002	

2.2 Розрахунок надземної частини промислового підприємства

2.2.1 Компонування поперечної рами

Металевий каркас будівлі, що проектується являє собою просторову систему, що складається з поперечних плоских однопролітних рам, з'єднаних між собою в поздовжньому напрямку будівлі системою в'язей, підкрановими балками та диском покриття. Основними несучими елементами каркаса є плоскі поперечні рами з колонами, з'єднаними між собою ригелями, виконаними у вигляді кроквяних ферм. Рами сприймають навантаження від власної ваги покриття, стінового огородження, крану, вітру, снігу.

Будівля оснащена мостовим краном, який спирається на підкранові балки. Каркас скомпоновано відповідно до архітектурних та технологічних вимог, експлуатаційних умов споруди, кліматичних факторів, а також з урахуванням видів та матеріалів огорожувальних і несучих конструкцій.

В даному проєкті виконано розрахунок поперечної рами будівлі в поздовжньому напрямку осей 1 – 13, а в поперечному Б – В:

$$L = 36 \text{ м} \quad (2.78)$$

Характеристика кранів:

В осях Б – В передбачено встановлення крану з наступними характеристиками:

- вантажопідйомність:
 - головного гака – 80 т;
 - додаткового гака – 20 т;
- вага крана – 127.4 т;
- проліт моста крана – 34.5 м;
- режим роботи – 5К;
- підвіс вантажу – гнучкий;
- висота крана – 4000 мм;
- база крана – 4350 мм;
- ширина крана – 9100 мм;

– максимальне вертикальне навантаження від колеса – 420 кН.

2.2.2 Збір навантажень

2.2.2.1 Постійні навантаження

Навантаження від покриття наведено у таблиці 2.4

Таблиця 2.4 - Підрахунок навантажень на покриття

Елемент покрівлі	Характеристичне навантаження кН/м ²	Коеф. надійності за навантаженням γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження кН/м ²
Гідроізоляційний килим: ПВХ – мембрана	0.15	1.2	0.18
Утеплювач мінеральна вата ($t = 100$)	0.05	1.2	0.06
Пароізоляція: поліетиленова плівка	0.01	1.2	0.012
Сталевий профнастил	0.11	1.05	0.116
Власна вага покриття: -прогони; -кроквяні ферми; -в'язі	0.1 0.4 0.1	1.05 1.05 1.05	0.11 0.42 0.11
Разом постійне навантаження			1.008

Розраховуємо погоне граничне навантаження вздовж горизонтальної осі ригеля рами:

$$q_m = \frac{g_m * B}{\cos \alpha} * \gamma_n = \frac{1.008 * 6}{0.999} * 1.1 = 6.66 \text{ кН/м} \quad (2.79)$$

де В – крок ферм.

Вертикальна опорна реакція ферми, спричинена постійним навантаженням, яке діє на колону:

$$V_{qm} = \frac{q_m * L}{2} = \frac{6.66 * 36}{2} = 119.88 \text{ кН} \quad (2.80)$$

Згинальний момент від ексцентричної передачі реакції ферми на колону:

$$M_{qm} = V_{qm} * e = 119.88 * \frac{b_B}{2} = 119.88 * \frac{0.8}{2} = 47.95 \text{ кН} * \text{м} \quad (2.81)$$

Сендвіч-панелі, які використовуються для стінового огороження, не включаються до розрахункової моделі. Таким чином, необхідно додатково визначити постійне навантаження від їхньої ваги і врахувати його в розрахунках. Для цього проводиться обчислення навантаження на 1 м² стінової конструкції (табл.2.2).

Таблиця 2.5 – Навантаження від стінового огороження

Елемент стінового огороження	Характеристичне навантаження кН/м ²	Коеф. надійності за навантаженням γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження кН/м ²
Тришарова стінова панель: -два профільованих листа; -мінераловатні плити (t=100 мм, $\gamma = 150 \text{ кг/м}^3$)	0.166	1.05	0.174
	0.15	1.2	0.18
Ригелі	0.04	1.05	0.042
Всього з урахуванням $\gamma_n = 0.95$	0.376		0.396

Навантаження від стінового огороження приймаємо як рівномірно розподілене навантаження у вертикальному напрямі:

$$q_w = g_m * B = 0.396 * 6 = 2.4 \text{ кН/м} \quad (2.82)$$

2.2.2.2 Вітрове навантаження

Розрахунок виконано відповідно умов нормативного документа [1].

Визначаємо граничне розрахункове значення інтенсивності поверхневого вітрового навантаження за формулою:

$$W_m = W_0 * \gamma_{fm} * C = 0.46 * 1 * 1.27 = 0.58 \text{ кН/м}^2 \quad (2.83)$$

Активна складова вітрового тиску визначається за формулою:

$$q_m^a = W_0 * \gamma_{fm} * c_{aer}^a * c_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.8 * 1.59 * 6 * 1.1 = 3.86 \text{ кН/м} \quad (2.84)$$

Пасивна складова вітрового тиску визначається за формулою:

$$q_m^п = W_0 * \gamma_{fm} * c_{aer}^п * c_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.6 * 1.59 * 6 * 1.1 = 2.89 \text{ кН/м} \quad (2.85)$$

Для побудови епюри вітрового навантаження на раму першочергово необхідно провести розрахунок значень вітрового тиску на характерних висотах, які становлять 5, 10, 20 та 40 метрів;

Активна складова:

$$q_{m,5}^a = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.8 * 0.90 * 6 * 1.1 = 2.19 \text{ кН/м} \quad (2.86)$$

$$q_{m,10}^a = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.8 * 1.20 * 6 * 1.1 = 2.91 \text{ кН/м} \quad (2.87)$$

$$q_{m,20}^a = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.8 * 1.55 * 6 * 1.1 = 3.76 \text{ кН/м} \quad (2.88)$$

$$q_{m,40}^a = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.8 * 2.00 * 6 * 1.1 = 4.85 \text{ кН/м} \quad (2.89)$$

Пасивна складова:

$$q_{m,5}^n = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.6 * 0.90 * 6 * 1.1 = 1.63 \text{ кН/м} \quad (2.90)$$

$$q_{m,10}^n = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.6 * 1.20 * 6 * 1.1 = 2.18 \text{ кН/м} \quad (2.91)$$

$$q_{m,20}^n = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.6 * 1.55 * 6 * 1.1 = 2.82 \text{ кН/м} \quad (2.92)$$

$$q_{m,40}^n = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.6 * 2.00 * 6 * 1.1 = 3.66 \text{ кН/м} \quad (2.93)$$

За методом лінійної інтерполяції для трапецієподібних ділянок епюр вітрового тиску визначаємо потрібні проміжні ординати цих епюр:

Активна складова:

$$q_{m,16.25}^a = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.8 * 1.47 * 6 * 1.1 = 3.57 \text{ кН/м} \quad (2.94)$$

$$q_{m,21.9}^a = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.8 * 1.59 * 6 * 1.1 = 3.86 \text{ кН/м} \quad (2.95)$$

$$q_{m,25.05}^a = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.8 * 1,66 * 6 * 1.1 = 4.03 \text{ кН/м} \quad (2.96)$$

Пасивна складова:

$$q_{m,16.25}^n = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.6 * 1,47 * 6 * 1.1 = 2.67 \text{ кН/м} \quad (2.97)$$

$$q_{m,21.9}^n = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.6 * 1,59 * 6 * 1.1 = 2.89 \text{ кН/м} \quad (2.98)$$

$$q_{m,25.05}^n = W_0 * \gamma_{fm} * C_{aer}^a * C_h * B * \gamma_n = 0.46 * 1 * 0.6 * 1,66 * 6 * 1.1 = 3.02 \text{ кН/м} \quad (2.99)$$

Зберемо навантаження від вітру на площу у зосереджені сили:

Для активної складової:

$$W_m^a = \frac{(q_{m(21.9)}^a + q_{m(25.05)}^a)}{2} * h_0 = \frac{3.86 + 4.03}{2} * 3.15 = 12.43 \text{ кН} \quad (2.100)$$

Для пасивної складової:

$$W_m^n = \frac{(q_{m(21.9)}^n + q_{m(25.05)}^n)}{2} * h_0 = \frac{2.89 + 3.02}{2} * 3.15 = 9.31 \text{ кН} \quad (2.101)$$

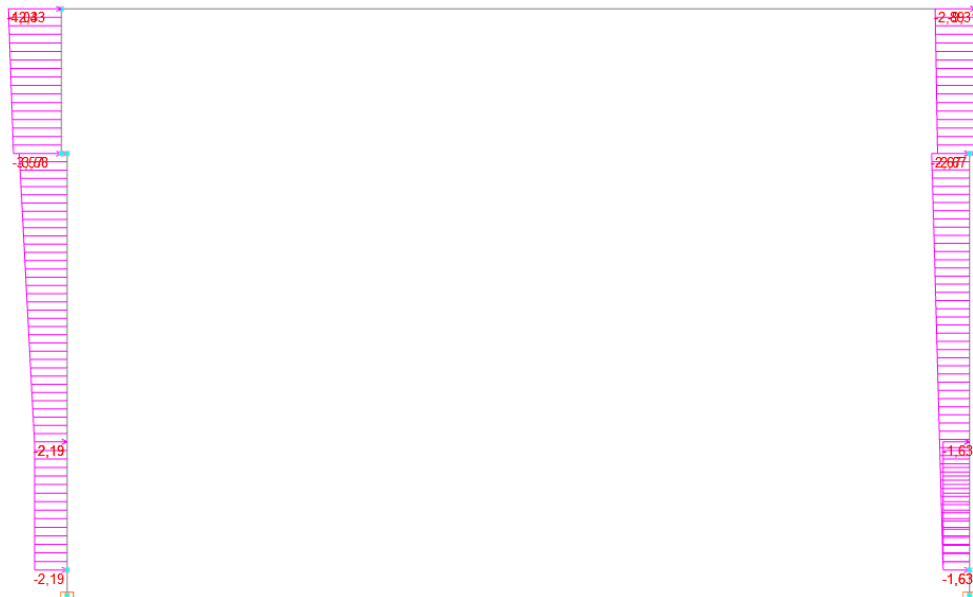


Рисунок 2.3 – Епюра вітрового навантаження на ліву стіну (активна складова)

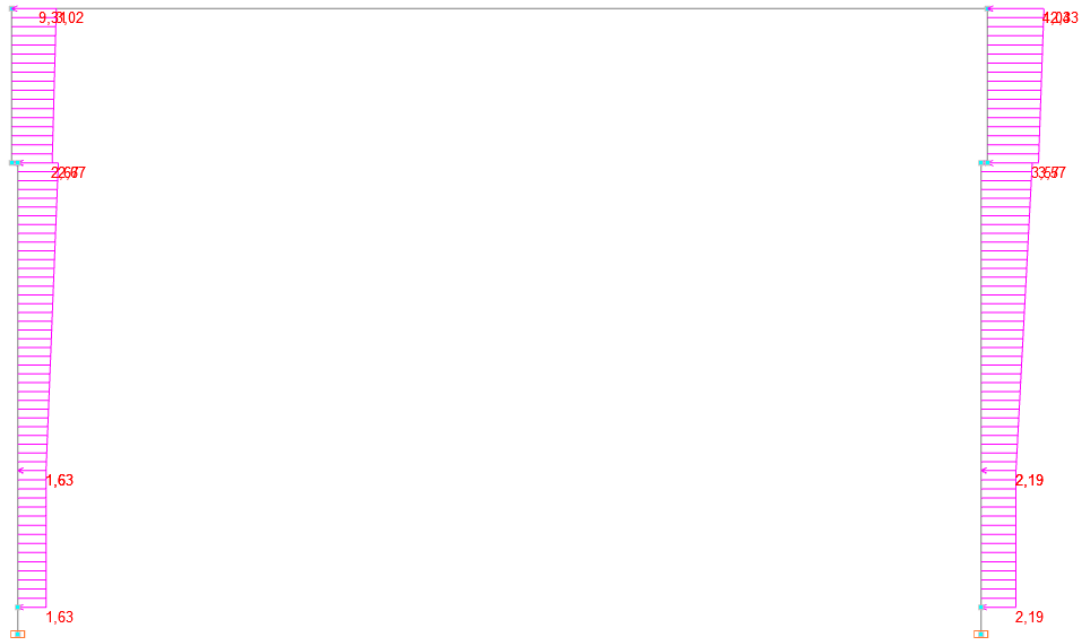


Рисунок 2.4 – Епюра вітрового навантаження на праву стіну (пасивна складова)

2.2.2.3 Навантаження на покриття від снігу

Відповідно до нормативного документа [1] п.8.2 та п.8.3 розраховуємо граничне та експлуатаційне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття.

Граничне розрахункове значення розраховуємо за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} * S_0 * C = 1 * 1.11 * 1 = 1.11 \text{ кН/м}^2 \quad (2.102)$$

Експлуатаційне розрахункове значення розраховуємо за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} * S_0 * C = 0.49 * 1.11 * 1 = 0.544 \text{ кН/м}^2 \quad (2.103)$$

Перетворення поверхневого граничного розрахункового снігового навантаження у погонне граничне розрахункове навантаження, яке прикладається до ригеля рами, здійснюється за тим самим підходом, що й у випадку постійного навантаження від покриття:

$$q_m^{CH} = S_m * B * \gamma_n = 1.11 * 6 * 1.1 = 7.33 \text{ кН/м} \quad (2.104)$$

Експлуатаційне значення:

$$q_e^{CH} = S_e * B * \gamma_n = 0.544 * 6 * 1.1 = 3.59 \text{ кН/м} \quad (2.105)$$

Вертикальна опорна реакція ферми від снігового навантаження, що діє на колону визначається за формулою:

$$V_{CH} = \frac{q_m^{CH} * L}{2} = \frac{7.33 * 36}{2} = 133.94 \text{ кН} \quad (2.106)$$

Згинальний момент від ексцентричної передачі реакції ферми на колону розраховуємо за формулою:

$$M_{CH} = V_{CH} * e = V_{CH} * \frac{b_B}{2} = 133.94 * \frac{0.8}{2} = 53.58 \text{ кН * м} \quad (2.107)$$



Рисунок 2.5 – Епюра снігового навантаження на покриття

2.2.2.3 Навантаження від мостових кранів

Параметри крана було внесено до таблиці 2.6

Таблиця 2.6 – Характеристика крана

Q, т		L, м	B, мм	K, мм	$F_{n.max}$, кН	G, т
80	20	34.5	9100	4350	420	127.4

Розрахунок тиску, що створюється колесами крана, здійснюється з урахуванням лінії впливу опорних реакцій підкранових балок в найменш сприятливому положенні крана.

Визначимо граничне розрахункове значення для вертикального навантаження:

$$F_m = \gamma_{fm} * \psi * F_{k,max}^n = 1.1 * 0.85 * 420 = 392.7 \text{ кН} \quad (2.108)$$

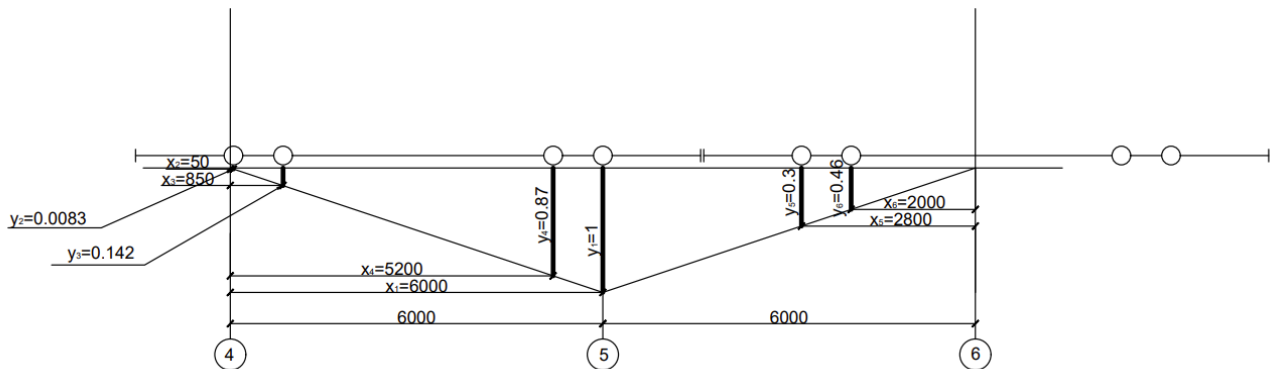


Рисунок 2.6 – Лінія впливу

На рисунку 2.6 представлено схему розміщення коліс зближених кранів, яка використовується для визначення ординат ліній впливу, що формуються під дією зосереджених навантажень крана.

З рисунка 2.4 маємо:

$$x_1 = 6000 \text{ мм} = 6 \text{ м}; y_1 = 1 \quad (2.109)$$

$$x_2 = 50 \text{ мм} = 0.05 \text{ м}; y_2 = \frac{y_1 * x_2}{x_1} = \frac{1 * 0.05}{6} = 0.0083 \quad (2.110)$$

$$x_3 = 850 \text{ мм} = 0.85 \text{ м}; y_3 = \frac{y_1 * x_3}{x_1} = \frac{1 * 0.85}{6} = 0.142 \quad (2.111)$$

$$x_4 = 5200 \text{ мм} = 5.2 \text{ м}; y_4 = \frac{y_1 * x_4}{x_1} = \frac{1 * 5.2}{6} = 0.87 \quad (2.112)$$

$$x_5 = 2000 \text{ мм} = 2 \text{ м}; y_5 = \frac{y_1 * x_5}{x_1} = \frac{1 * 2}{6} = 0.3 \quad (2.113)$$

$$x_6 = 2800 \text{ мм} = 2.8 \text{ м}; y_6 = \frac{y_1 * x_6}{x_1} = \frac{1 * 2.8}{6} = 0.46 \quad (2.114)$$

Визначимо вертикальний тиск на протилежну колону максимально віддалений від візка з вантажем:

$$F_{k,min}^n = \frac{G_k + Q}{n_0} - F_{k,max}^n = \frac{1274 + 800}{4} - 420 = 99 \text{ кН} \quad (2.115)$$

Обчислюємо величину V_{max} :

$$V_{max} = \gamma_n * \gamma_{fm} * \psi * F_{k,max}^n * \sum y_i = 1.1 * 1.1 * 0.85 * 420 * 2.78 = 1201 \text{ кН} \quad (2.116)$$

На колонну, окрім впливу тиску від коліс крана, передається також власна вага двох підкранових балок, яка розраховується за наступною формулою:

$$G_{п.б} = 0.03 * V_{max} = 0.03 * 1201 = 36.03 \text{ кН} \quad (2.117)$$

Загальне навантаження на колонну з урахуванням власної ваги підкранової балки визначається за формулою:

$$D_{max} = V_{max} + \frac{2G_{пб}}{2} = V_{max} + G_{п.б} = 1201 + 36.03 = 1237.03 \text{ кН} \quad (2.118)$$

Визначаємо ексцентриситет від дії кранового навантаження:

$$e_k = \frac{b_n}{2} = \frac{1250}{2} = 625 \text{ мм} = 0.625 \text{ м} \quad (2.119)$$

Обчислимо згинальний момент, що виникає через позацентрове прикладання вертикального навантаження до колони, враховуючи центральну вісь її перерізу:

$$M_{max} = D_{max} * e_k = 1237.03 * 0.625 = 773.14 \text{ кН * м} \quad (2.120)$$

Обчислюємо величину V_{min} :

$$V_{min} = \gamma_n * \gamma_{fm} * \psi * F_{k,min}^n * \sum y_i = 1.1 * 1.1 * 0.85 * 99 * 2.78 = 283.1 \text{ кН} \quad (2.121)$$

Додаючи власну вагу 2-х підкранових балок, остаточно отримаємо:

$$D_{min} = V_{min} + \frac{2G_{пб}}{2} = V_{min} + G_{п.б} = 283.1 + 36.03 = 319.13 \text{ кН} \quad (2.123)$$

Визначимо згинальний момент:

$$M_{min} = D_{min} * e_k = 319.13 * 0.625 = 119.46 \text{ кН * м} \quad (2.124)$$

Визначаємо граничне розрахункове значення сумарної горизонтальної реакції:

$$H_{m,max} = \gamma_n * \gamma_{fm} * \psi * H_k^n * \sum y_i = 1.1 * 1.1 * 0.85 * 420 * 2.78 = 120.1 \text{ кН} \quad (2.125)$$

$$H_k^n = 0.1 * F_{k,max}^n = 0.1 * 420 = 42 \text{ кН} \quad (2.126)$$

$$H_{m,min} = 0.5 H_{m,max} = 0.5 * 120.1 = 60.05 \text{ кН} \quad (2.127)$$

2.2.3 Статичний розрахунок

Статичний розрахунок рами виконано в програмному комплексі SCAD.

Результати розрахунку зведено до таблиці 2.7

Обчислимо необхідні геометричні характеристики ригеля:

$$I_p = \frac{M_{max} * h_{\phi}}{2 * R_y} * 1.15 * \mu = \frac{2266.39 * 3.15}{2 * 24 * 10^4} * 1.15 * 0.9 = 0.0153 \text{ м}^4 \quad (2.128)$$

$$\text{де } M_{max} = \frac{(q_m + q_{CH,m}) * L^2}{8} = \frac{(6.66 + 7.33) * 36^2}{8} = 2266.39 \text{ кН} * \text{м} \quad (2.129)$$

$$A_p = \frac{4 * I_p}{h_{\phi}^2} = \frac{4 * 0.0153}{3.15^2} = 0.0061 \text{ м}^2 \quad (2.130)$$

Розраховуємо необхідні геометричні характеристики нижньої частини

колонн:

$$I_1 = \frac{(N + 2 * D_{max}) * b_H^2}{K_1 * R_y} = \frac{(253.82 + 2 * 1237.03) * 1.25^2}{2.8 * 21 * 10^4} = 0.0072 \text{ м}^4 \quad (2.131)$$

$$N = V_{qm} + V_{qCH,m} = 119.88 + 133.94 = 253.82 \text{ кН} \quad (2.132)$$

$$A_1 = \frac{4 * I_1}{b_H^2} = \frac{4 * 0.0072}{1.25^2} = 0.018 \text{ м}^2 \quad (2.133)$$

Розраховуємо необхідні геометричні характеристики верхньої частини

колонн:

$$I_2 = \frac{I_1}{K_2} * \left(\frac{b_B}{b_H} \right)^2 = \frac{0.0072}{1.6} * \left(\frac{0.8}{1.25} \right)^2 = 0,002 \text{ м}^4 \quad (2.134)$$

$$A_2 = \frac{4 * I_2}{b_B^2} = \frac{4 * 0,002}{0,8^2} = 0,0125 \text{ м}^2 \quad (2.135)$$

Обчислюємо жорсткість на розтяг – стиск всіх елементів рами:

$$E = 2.06 * 10^8 \text{ кН/м}^2 \quad (2.136)$$

$$E * I_p = 206000000 * 0.0153 = 3151800 = 0.0315 * 10^8 \quad (2.137)$$

$$E * A_p = 206000000 * 0.0061 = 1256600 = 0.0125 * 10^8 \quad (2.138)$$

$$E * I_1 = 206000000 * 0.0072 = 1483200 = 0.0148 * 10^8 \quad (2.139)$$

$$E * A_1 = 206000000 * 0.018 = 3708000 = 0.0370 * 10^8 \quad (2.140)$$

$$E * I_2 = 206000000 * 0.002 = 412000 = 0.00412 * 10^8 \quad (2.141)$$

$$E * A_2 = 206000000 * 0.0125 = 2575000 = 0.0257 * 10^8 \quad (2.142)$$

Таблиця 2.7 – Результати статичного розрахунку

№ перерізу	Позначення зусиль	Розрахункові зусилля в колоні від комбінацій навантажень			
		$+M_{max}$ $N_{відп}$	$-M_{max}$ $N_{відп}$	N_{max} $+M_{відп}$	N_{max} $-M_{відп}$
1 - 1	N	-248.335	-79.273	-89.742	-79.723
	M	1022.442	-378.171	86.234	-378.171
2 - 2	N	-235.993	-89.724	-248.335	-79.273
	M	416.174	-440.412	288.385	-206.771
3 - 3	N	-1346.598	-91.647	-118.208	-91.647
	M	959.87	-29.369	207.375	-29.369
4 - 4	N	-1310.349	-1346.598	-91.647	-1346.598
	M	935.123	-1516.097	673.111	-1516.097
4 - 4	Q_{max}	Максимальна поперечна сила			
		155.733			

2.2.4 Визначення розрахункових довжин

Розрахункова довжина розраховується відповідно до ДБН.2.6 – 198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування [6]:

$$l_{ef} = \mu_{1.x} * l \quad (2.143)$$

$$l_{ef} = \mu_{2.x} * l \quad (2.144)$$

Відповідно до пункту С.1 [6], передбачається сценарій, за якого нижній кінець колони є защемленим, а її верхній кінець закріплений у спосіб, що запобігає поворотам, але дозволяє вільне переміщення. За даних умов значення коефіцієнта $\mu_{1.x}$ визначається за таблицею С.2, залежно від параметрів α_1 , n та β .

$$\alpha_1 = \frac{l_2}{l_1} * \sqrt{\frac{I_1}{\beta * I_2}} \quad (2.145)$$

$$n = \frac{I_2 * l_1}{l_2 * I_1} \quad (2.146)$$

$$\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} \quad (2.147)$$

Коефіцієнт n визначається як відношення погонної жорсткості верхньої частини колони $\frac{l_2}{l_1}$ до погонної жорсткості нижньої частини $\frac{l_1}{l_2}$.

$$F_2 = \frac{(q_m + q_m^{CH}) * 36}{2} = 251.82 \text{ кН} \quad (2.148)$$

$$F_1 = D_{max} = 1237.03 \text{ кН} \quad (2.149)$$

$$l_1 = h_H = 17.25 \text{ м} = 1725 \text{ см} \quad (2.150)$$

$$l_2 = h_B = 5.65 \text{ м} = 565 \text{ см} \quad (2.151)$$

$$\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{1237.03 + 251.82}{251.82} = 5.9 \quad (2.152)$$

$$a_1 = \frac{l_2}{l_1} * \sqrt{\frac{I_1}{\beta * I_2}} = \frac{5.65}{17.25} * \sqrt{\frac{0.0072}{5.9 * 0.002}} = 0.25 \quad (2.153)$$

$$n = \frac{l_2 * l_1}{I_1 * l_2} = \frac{0.002 * 17.25}{0.0072 * 5.65} = 0.84 \quad (2.154)$$

Відповідно до табл. С.2 [6] для $a_1 = 0.25$ та $n = 0.84$ знаходимо значення $\mu_{1.x} = 1.62$. Коефіцієнт розрахункової довжини для верхньої частини колони розраховуємо наступним чином:

$$\mu_{2.x} = \frac{\mu_{1.x}}{a_1} \leq 3$$

Підставивши відповідні значення отримаємо:

$$\mu_{2.x} = \frac{1.62}{0.25} = 6.48 \geq 3 \quad (2.155)$$

Приймаємо $\mu_{2.x} = 3$

$$l_{lef,y}^H = \mu_{1.x} * l_1 = 1.62 * 17.25 = 27.95 \text{ м} \quad (2.156)$$

$$l_{lef,x}^B = \mu_{2.x} * l_2 = 3 * 5.65 = 16.95 \text{ м} \quad (2.157)$$

2.2.5 Підбір перерізу надкранової частини колони

Верхню частину колони прийнято у вигляді складеного симетричного двотавра. Переріз висотою 800 мм. Розрахункові зусилля для розрахунку приймаємо з таблиці 2.7 переріз 1 – 1:

$$M = 1022.44 \quad N = -248.35$$

Розраховуємо радіус інерції:

$$i_x = 0.42 * 80 = 33.6 \text{ см} \quad (2.158)$$

Гнучкість верхньої частини колони рахуємо за формулою:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef.x}}{i_x} = \frac{1695}{33.6} = 58.5 \quad (2.159)$$

$$\lambda_{гран} = 180 - 60\alpha \quad (2.160)$$

Рахуємо умовну гнучкість:

$$\overline{\lambda}_x = \lambda_x * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 58.5 * \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2 \quad (2.161)$$

Визначаємо ядрову відстань перерізу:

$$\rho_x = \frac{W_x}{A} = 0.35 * h = 0.35 * 80 = 28 \text{ см} \quad (2.162)$$

Визначимо відносний ексцентриситет:

$$e_x = \frac{M}{N_{відп}} = \frac{1022.44}{248.35} = 4.11 \text{ м} = 411 \text{ см} \quad (2.163)$$

$$m_x = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{411}{28} = 14.6 \quad (2.164)$$

Коефіцієнт впливу форми перерізу попередньо приймаємо $\eta = 1.25$

Знаходимо приведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta * m_x = 1.25 * 14.6 = 18.25 \sim 18 \quad (2.165)$$

Коефіцієнт стійкості визначаємо за додатком Ж табл. Ж. 3[6]:

$$\varphi_e = 0.075$$

Визначаємо площу перерізу:

$$A^{\text{необх}} = \frac{N}{\varphi_e R_y \gamma_c} = \frac{248.35}{0.075 * 24 * 1} = 137.97 \text{ см}^2 \quad (2.166)$$

Визначаємо товщину стінки та висоту. Товщину стінки визначаємо з умови:

$$\frac{h_w}{t_w} = 80$$

При цьому вважаємо що $h_w = h$.

$$t_w = \frac{78}{80} = 0.97 \text{ см} \quad (2.167)$$

Відповідно до сортаменту приймаємо $t_w = 10 \text{ мм}$ та висоту стінки $h_w = 70$.

Визначаємо площу та ширину полицки:

$$A_f = \frac{A - A_w}{2} = \frac{137.97 - 70}{2} = 31.49 \text{ см}^2 \quad (2.168)$$

$$b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{31.49}{3} = 10.5 \text{ см} \quad (2.169)$$

Приймаємо не менше 250 мм та відповідно до сортаменту $b_f = 25 \text{ см}$

Геометричні характеристики підбраного перерізу

Визначимо основні геометричні характеристики поперечного перерізу:

$$A = A_w + 2 * A_f = 70 + 2 * 25 * 3 = 220 \text{ см}^2 \quad (2.170)$$

$$J_y = \frac{2 * t_f * b_f^3}{12} + \frac{h_w * t_w^3}{12} = \frac{2 * 3 * 25^3}{12} * \frac{70 * 1}{12} = 7818 \text{ см}^4 \quad (2.171)$$

$$W_x = \frac{J_x}{0.5h_w + t_f} = \frac{228533}{0.5 * 70 + 3} = 6014 \text{ см}^3 \quad (2.172)$$

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \sqrt{\frac{228533}{220}} = 32.23 \text{ см} \quad (2.173)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{1718}{220}} = 5.96 \text{ см} \quad (2.174)$$

$$J_x = \frac{t_\omega * h_\omega^3}{12} + 2\left(\frac{b_f * t_f^3}{12} + A_f * \left(\frac{h_\omega}{2} + \frac{t_f}{2}\right)^2\right) =$$

$$= \frac{1 * 70^3}{12} + 2\left(\frac{25 * 3^3}{12} + 25 * 3 * \left(\frac{70}{2} + \frac{3}{2}\right)^2\right) = 228533 \text{ см}^4 \quad (2.175)$$

Визначаємо фактичні гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef.x}}{i_x} = \frac{1695}{32.23} = 52.6 \quad (2.176)$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef.y}}{i_y} = \frac{465}{5.96} = 78.0 \quad (2.177)$$

Умовна гнучкість підібраного перерізу:

$$\overline{\lambda}_x = \lambda_x * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 52.6 * \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1.79 \quad (2.178)$$

$$\overline{\lambda}_y = \lambda_y * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 78 * \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2.66 \quad (2.179)$$

Ядрова відстань підібраного перерізу визначаємо за формулою:

$$\rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{6014}{220} = 27.34 \text{ см} \quad (2.180)$$

Уточнюємо відносний ексцентриситет:

$$m_x = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{411}{27.34} = 15.03 \quad (2.181)$$

Уточнюємо коефіцієнт впливу форми перерізу:

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{80}{75} = 1.07 \quad (2.182)$$

Для 5 типу перерізу:

$$\eta = 1,4 - 0,02 * 2,6 = 1,35 \quad (2.183)$$

Приведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta * m_x = 1.35 * 15.03 = 20 \quad (2.184)$$

Коефіцієнт стійкості визначаємо за додатком Ж табл. Ж. 3[6]:

$$\varphi_e = 0.069$$

Перевірка стійкості в площині:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A R_y * \gamma_c} = \frac{248.35}{0.069 * 220 * 24 * 1} = 0.68 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 1 \quad (2.185)$$

Умова виконується стійкість верхньої частини колони в площині забезпечена.

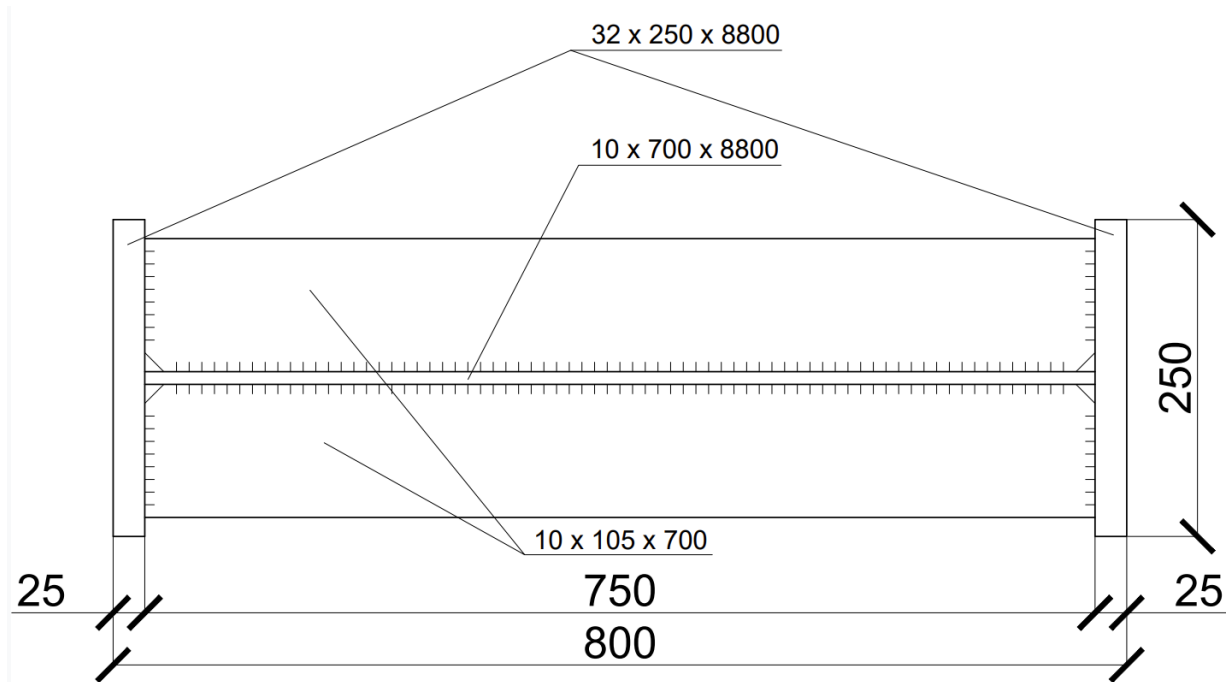


Рисунок 2.5 – Переріз верхньої частини колони

2.2.6 Розрахунок нижньої частини колони

З таблиці 2.7 виписуємо значення зусиль:

Для зовнішньої (4 – 4):

$$-M_{max} = -1346.59 \quad N_{відп.} = -1516.09$$

Для підкранової гілки (3 – 3):

$$M_{max} = 956.87 \quad N_{відп.} = -1346.59$$

Z_0 попередньо приймаємо 5 см

Визначимо відстань між осями гілок:

$$b_{н,0} = b_n - z_0 = 125 - 5 = 120 \text{ см} = 1.2 \text{ м} \quad (2.186)$$

Знаходимо положення ц.в. перерізу колони:

$$\gamma_{пг} = \frac{|M_{зг}|}{|M_{зг}| + |M_{пг}|} * b_{н,0} = \frac{1346.59}{1346.59 + 956.87} * 1.2 = 0.70 \text{ м} \quad (2.187)$$

$$\gamma_{зг} = b_{н,0} - \gamma_{пг} = 1.2 - 0.7 = 0.5 \text{ м} \quad (2.188)$$

Визначаємо стискаюче зусилля для зовнішньої гілки:

$$N_{зг} = \frac{N_{відп}}{2} + \frac{M_{max}}{b_{н,0}} = \frac{1516.09}{2} + \frac{1349.59}{120} = 769.29 \quad (2.189)$$

Визначаємо стискаючі осьові зусилля у зовнішній та підкрановій гілках:

$$N_3 = \frac{1}{b_{н,0}} * (N_{зг} * \gamma_{пг} + M_{зг}) = \frac{1}{1.20} * (1346.59 * 0.7 + 769.29) = 1420.72 \quad (2.190)$$

$$N_{п} = \frac{1}{b_{н,0}} * (N_{пг} * \gamma_{зг} + M_{пг}) = \frac{1}{1.20} * (1346.59 * 0.5 + 956.87) = 1358.47 \quad (2.191)$$

Попередньо задаємо гнучкість гілок:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{max} * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 * \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3.07 \quad (2.192)$$

Приймаємо для зовнішньої гілки типу кривої стійкості "с" $\varphi_{min}^{зовн} = 0.544$

Приймаємо для підкранової гілки для типу кривої стійкості "b" $\varphi_{min}^{підкр} = 0.64$

Обчислюємо необхідні площі перерізу гілок та їх радіуси інерції:

$$A_3^{необх} = \frac{N_3}{\varphi_{min}^{зовн} * R_y * \gamma_c} = \frac{1426.58}{0.544 * 24 * 1} = 109.26 \text{ см}^2 \quad (2.193)$$

$$A_{п}^{необх} = \frac{N_{п}}{\varphi_{min}^{підкр} * R_y * \gamma_c} = \frac{1358.47}{0.64 * 24 * 1} = 88.44 \text{ см}^2 \quad (2.194)$$

$$i_{y,3г}^{\text{необх}} = i_{y,пг}^{\text{необх}} = \frac{l_{ef,y}^H}{\lambda_{y,3г}} = \frac{l_{ef,y}^H}{\lambda_{y,пг}} = \frac{862.5}{90} = 9.58 \text{ см} \quad (2.195)$$

Відповідно до ДСТУ 9295:2024 [7] обираємо двотавр НВ - 450 - 196 - 8 - 14 та виписуємо його характеристики:

$$H = 450 \text{ мм}; h = 422 \text{ мм}; s = 8 \text{ мм}; b = 196 \text{ мм}; t = 14 \text{ мм}; A = 88.64 \text{ см}^2; I_x = 31100.23 \text{ см}^4; W_x = 1382.23 \text{ см}^3; i_x = 18.73 \text{ см}; I_y = 1758.69 \text{ см}^4; W_y = 179.46 \text{ см}^3; i_y = 4.45 \text{ см}$$

Для зовнішньої гілки komponуємо складений зварний швелер

Приймаємо $\delta = 20$

Знайдемо висоту листа:

$$h_{\text{л}} = H - 2 * \delta = 450 - 2 * 20 = 410 \text{ мм} = 41 \text{ см} \quad (2.196)$$

Товщину стінки $t_{\text{л}}$ визначаємо за формулою:

$$t_{\text{л}} = \frac{H}{50} = \frac{450}{50} = 9 \text{ мм} \quad (2.197)$$

Визначаємо площу листа:

$$A_{\text{л}} = t_{\text{л}} * h_{\text{л}} = 0.9 * 41 = 36.9 \text{ см}^2 \quad (2.198)$$

Визначимо площу кутиків:

$$A_{2\text{кут}}^{\text{необх}} = A_3^{\text{необх}} - A_{\text{л}} = 109.26 - 36.9 = 72.36 \text{ см}^2 \quad (2.199)$$

Відповідно, площа одного кутика:

$$A_{\text{кут}}^{\text{необх}} = \frac{A_{2\text{кут}}^{\text{необх}}}{2} = 36.18 \quad (2.200)$$

За сортаментом ДСТУ 2251:2018 Кутики сталеві гарячекатані рівно поличні [8] обираємо кутик 130 x 15 з $A = 37.08 \text{ см}^2$ та виписуємо інші характеристики:

$$J_{x.\text{кут}} = J_{y.\text{кут}} = I_y = 578.12 \text{ см}^4; i_{x.\text{кут}} = i_y = 3.95 \text{ см}; z_0 = 3.77 \text{ см}$$

Визначаємо фактичну площу перерізу зовнішньої гілки:

$$A_3 = 2 * A_{\text{кут}} + A_{\text{л}} = 2 * 36.18 + 36.9 = 109.26 \quad (2.201)$$

Обчислюємо геометричні характеристики перерізу:

$$J_{y,3\Gamma} = \frac{t_{\text{л}} * h_{\text{л}}^3}{12} + 2 * (J_{y,\text{кут}} + A_{\text{кут}} * \alpha^2) =$$

$$= \frac{0.9 * 41^3}{12} + 2 * (578.12 + 36.18 * 18.73^2) = 31710.14 \text{ см}^4 \quad (2.202)$$

$$\alpha = \frac{h}{2} - z_{0,\text{кут}} = \frac{45}{2} - 3.77 = 18.73 \quad (2.203)$$

$$i_{y,3\Gamma} = \sqrt{\frac{J_{y,3\Gamma}}{A_3}} = \sqrt{\frac{31710.14}{109.26}} = 17.04 \quad (2.204)$$

$$J_{x1,3\Gamma} = \frac{h_{\text{л}} * t_{\text{л}}^3}{12} + A_{\text{л}} * \left(z_0 - \frac{t_{\text{л}}}{2}\right)^2 + 2 * (J_{x,\text{кут}} + A_{\text{кут}} * (t_{\text{л}} + z_{0,\text{кут}} - z_0)^2)$$

$$= \frac{41 * 0.9^3}{12} + 36.9 * \left(3.25 - \frac{0.9}{2}\right)^2 + 2 * (578.12 + 36.18 * (0.9 + 3.77 - 3.25)^2) = 1593.93 \quad (2.205)$$

$$z_0 = \frac{A_{\text{л}} * \frac{t_{\text{л}}}{2} + 2 * A_{\text{кут}} * (z_{0,\text{кут}} + t_{\text{л}})}{A_3} =$$

$$\frac{36.9 * \frac{0.9}{2} + 2 * 36.18 * (3.77 + 0.9)}{109.26} = 3.25 \quad (2.206)$$

$$i_{x1,3\Gamma} = \sqrt{\frac{J_{x1,3\Gamma}}{A_3}} = \sqrt{\frac{1593.93}{109.26}} = 3.82 \quad (2.207)$$

Фактична гнучкість зовнішньої гілки:

$$\lambda_{y,3\Gamma} = \frac{l_{ef,y}^H}{i_{y,3\Gamma}} = \frac{862.5}{17.04} = 50.6 \quad (2.208)$$

Умовна гнучкість зовнішньої гілки:

$$\bar{\lambda}_{y,зг} = \lambda_{y,зг} * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 50.6 * \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1.7 \quad (2.209)$$

Коефіцієнт стійкості визначаємо за додатком Ж табл. Ж.1 [6] $\varphi_{min} = 0.794$

Виконуємо перевірку зовнішньої гілки:

$$\sigma = \frac{N_3}{\varphi_{min}^{зобн} * A_3 * R_y * \gamma_c} = \frac{1426.58}{0.794 * 109.26 * 24 * 1} = 0.68 \leq 1 \quad (2.210)$$

Стійкість зовнішньої гілки забезпечена.

Центр перерізу зовнішньої гілки визначаємо за формулою:

$$A_3 * z_0 = A_l * \frac{t_l}{2} + 2 * A_{кут} * (z_{0,кут} + t_l) = 109.26 * 3.25 = 355.1 \quad (2.211)$$

$$z_0 = \frac{A_l * \frac{t_l}{2} + 2 * A_{кут} * (z_{0,кут} + t_l)}{A_3} = \frac{36.9 * \frac{0.9}{2} + 2 * 36.18 * (3.77 + 0.9)}{109.26} = 3.24 \quad (2.212)$$

Уточнюємо відстань між осями гілок:

$$b_{н,0} = b_n - z_0 = 125 - 3.24 = 121.76 \text{ см} = 1.22 \text{ м} \quad (2.213)$$

Уточнюємо положення центру ваги всього перерізу:

$$A * \gamma_3 = A_n * b_{н,0} \quad (2.214)$$

$$\gamma_3 = \frac{A_3 * b_{н,0}}{A} = \frac{109.26 * 121.76}{197.9} = 67.2 \text{ см} = 0.672 \quad (2.215)$$

$$A = A_n + A_3 = 88.64 + 109.26 = 197.9 \text{ см}^2 \quad (2.216)$$

$$y_n = b_{н,0} - \gamma_3 = 1.20 - 0.672 = 0.528 \text{ м} \quad (2.217)$$

Уточнюємо зусилля в гілках

Зусилля у зовнішній гілці:

$$N_3 = \frac{1}{b_{н,0}} * (N_{зг} * y_{нг} + M_{зг}) = \frac{1}{1.20} * (1516.09 * 0.70 + 1346.59) = 2006.54 \quad (2.218)$$

Зусилля у підкрановій гілці:

$$N_{\Pi} = \frac{1}{b_{H,0}} * (N_{3Г} * y_{\PiГ} + M_{3Г}) = \frac{1}{1.20} * (1346.59 * 0.5 + 956.87) = 1358.47 \quad (2.219)$$

Перевіряємо стійкість зовнішньої гілки:

$$\sigma = \frac{N_{\Pi}}{\varphi_y * A_3 * R_y * \gamma_c} = \frac{1358.47}{0.555 * 109.26 * 24 * 1} = 0.93 \leq 1 \quad (2.220)$$

Стійкість зовнішньої гілки забезпечена.

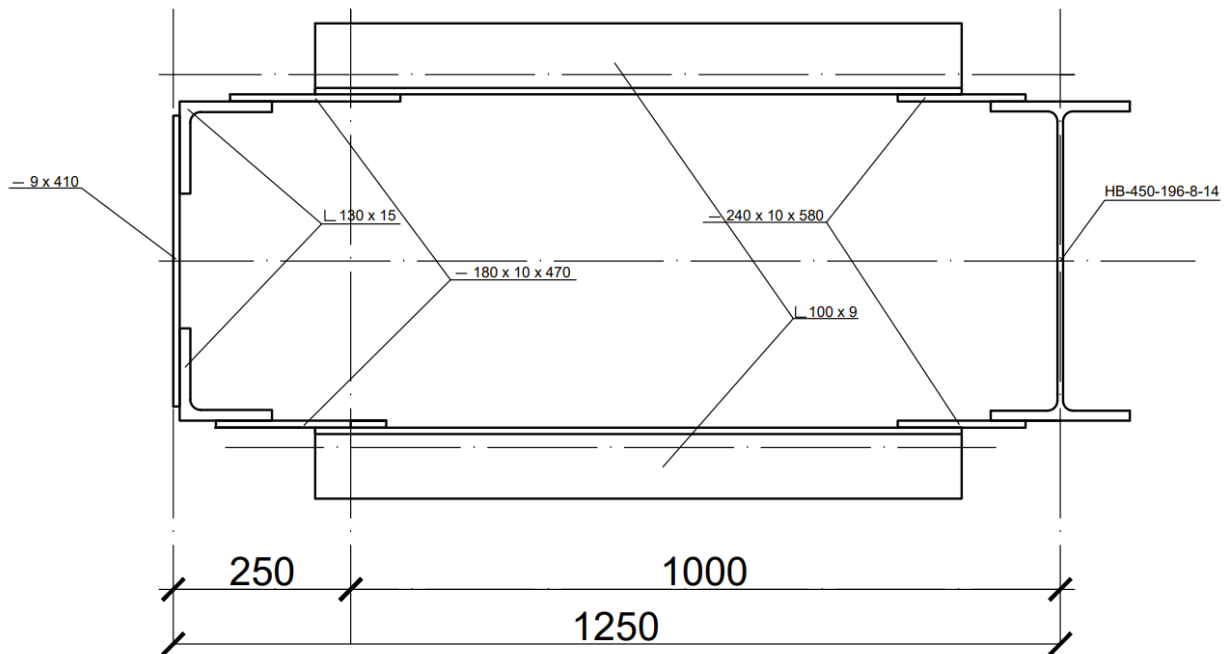


Рисунок 2.6 – Переріз нижньої частини колони

2.2.7 Розрахунок вузлів колони

2.1.7.1 Розрахунок траверси

Випишуємо розрахункові зусилля з таблиці 2.7 перерізу 2 – 2:

$$M = 416.17 \text{ кН} \quad N = -235.99 \text{ кН}$$

Визначаємо приведену зосереджену силу:

$$N_{\text{пр}} = \frac{N_{\text{відпов}}}{2} + \frac{M_{\text{max}}}{(h - t_f)} = \frac{235.99}{2} + \frac{416.17}{74 - 3} = 123.86 \text{ кН} \quad (2.221)$$

Визначаємо розміри вертикального ребра:

Товщина:

$$t_p \geq t_f + 3 \dots 6 \text{ мм} = 30 + 2 = 32 \text{ мм} \quad (2.222)$$

Ширина:

$$b_p \geq 0,5 * b_f + 5 \text{ мм} = 0,5 * 250 + 5 = 130 \text{ мм} \quad (2.223)$$

Товщину опорної плити приймаємо конструктивно

$$t_{pl} = 25 \text{ мм}$$

Ширину опорного ребра підкранової балки приймаємо із умов:

$$b_{пб} = \frac{1}{4} * h_{пб} = \frac{1}{4} * 1000 = 250 \text{ мм} \quad (2.224)$$

Крім зусиль $M = M_{max}$ та $N = N_{відп}$ на траверсу по осі підкранової балки через горизонтальну розподільну (опорну) плиту товщиною t_{pl} передається сумарна опорна реакція підкранових балок у вигляді рівномірно розподіленого навантаження $q_{зм}$.

$$q_{зм} = \frac{k * D_{max}}{l_{зм}} = \frac{1,2 * 1237,03}{0,3} = 4948,12 \text{ кН} \quad (2.225)$$

$$l_{зм} = b_{пб} + 2 * t_{pl} = 250 + 2 * 25 = 300 \text{ мм} \quad (2.226)$$

2.1.7.2 Статичний розрахунок траверси

Статичний розрахунок траверси виконано в програмі SCAD Office за допомогою модуля Кристал:

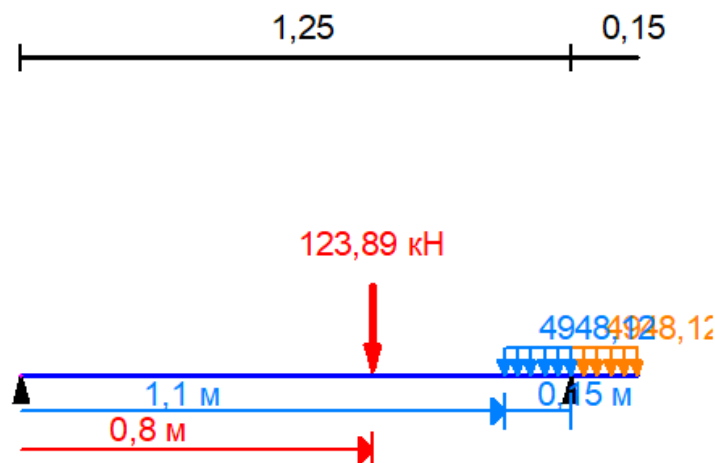


Рисунок 2.7 – Розрахунок траверси

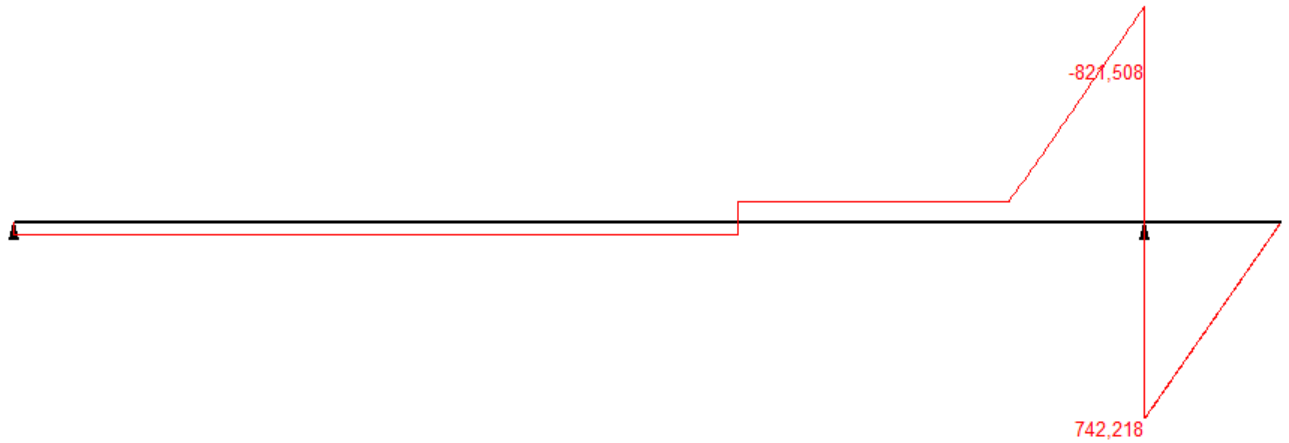


Рисунок 2.8 – Епюра перерізувальної сили

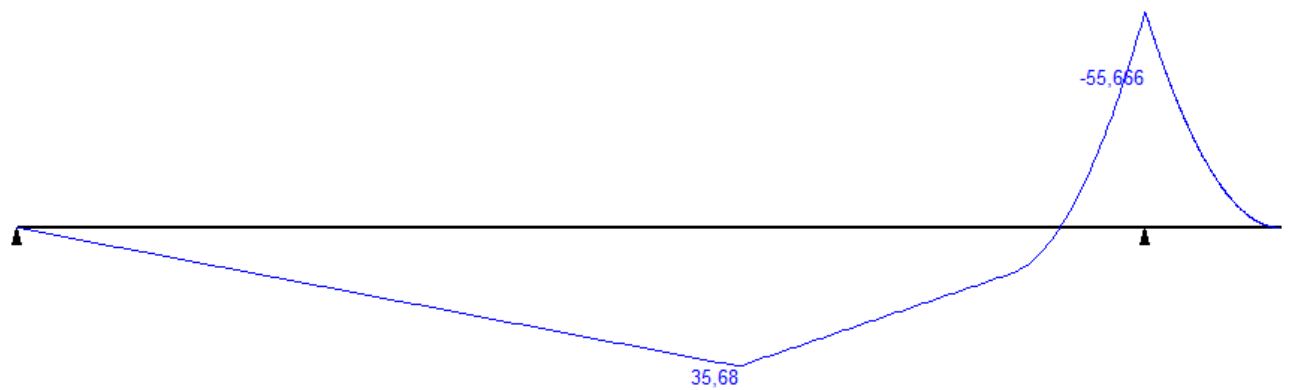


Рисунок 2.9 Епюра згинальних моментів

Товщину траверси розраховуємо з умови:

$$t_{тр} = 1 \geq \frac{k * D_{max}}{l_{зм} * R_p * \gamma_c} = \frac{1.2 * 1237.03}{30 * 33.6 * 1} = 1.47 \quad (2.227)$$

Висоту траверси розраховуємо за формулою:

$$h_{тр} = 0.8 * 1250 = 1000 \quad (2.228)$$

$$\sigma_{зм} = \frac{k * D_{max}}{A_{зм}} = \frac{1.2 * 1237.03}{48} = 30.9 \leq R_p * \gamma_c \quad (2.229)$$

$$A_{зм} = t_{тр} * l_{зм} = 1.6 * 30 = 48 \quad (2.230)$$

Обчислимо геометричні характеристики траверси:

$$A_{тр} = t_{тр} * h_{тр} = 1.6 * 100 = 160 \text{ см}^2 \quad (2.231)$$

$$W_{тр} = \frac{t_{тр} * h_{тр}^2}{6} = \frac{1.6 * 100^2}{6} = 2667 \text{ см}^3 \quad (2.232)$$

2.1.7.3 Перевірка міцності траверси на згин

Перевіримо міцність траверси на згин, як балки, відповідно до прийнятої для неї розрахункової схеми.

$$\sigma_{тр} = \sigma_{max} = \frac{M_{тр}}{W_{тр}} \leq R_y * \gamma_c = \frac{20978}{2667} = 7.8 \leq 24 \quad (2.233)$$

Визначимо міцність за дотичними напруженнями:

$$\tau_{max} = \frac{Q_{max}}{A_{тр}} = \frac{821.51}{160} = 5.13 \leq 0.58 * 24 * 1 = 13.92 \quad (2.234)$$

$$\tau_{тр} = \frac{Q_2}{A_{тр}} = \frac{0.66}{160} = 0.0041 \quad (2.235)$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{тр}^2 + 3\tau_{тр}^2} = \sqrt{7.8^2 + 3 * 0.0041^2} = 7.8 \leq 0.58 * 24 = 13.92 \quad (2.236)$$

$$\sigma_{оп} = \frac{M_{оп}}{W_{тр}} = \frac{5010}{2667} = 1.8 \leq 0.58 * 24 = 13.92 \quad (2.237)$$

$$\tau_{оп} = \frac{Q_3}{A_{тр}} = \frac{668.66}{160} = 4.18 \leq 0.58 * 24 * 1 = 13.92 \quad (2.238)$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{оп}^2 + 3\tau_{оп}^2} = \sqrt{1.8^2 + 3 * 4.18^2} = 7.46 \leq 24 \quad (2.239)$$

Виконаємо розрахунок кутових швів:

Розраховуємо довжину зварних кутових швів Ш2:

$$K_{f,min} = 0.7 \text{ см}$$

$$t_{тр} = 16 \text{ мм} \quad t_p = 32 \text{ мм}$$

$$K_{f,max} = 1.2 * t_{тр} = 1.2 * 1.6 = 1.9 \text{ см}$$

$$K_f = 1 \text{ см}$$

Розраховуємо розрахунковий опір кутового шва:

$$R_{wz} = 0.45 * R_{un} = 0.45 * 37 = 16.65 \text{ кН/см}^2 \quad (2.240)$$

Визначимо спосіб зварювання:

$$\beta_f * R_{wf} = 0.8 * 18 = 16.2 \leq \beta_z * R_{wr} = 1.05 * 16.65 = 17.48 \quad (2.241)$$

Розрахунок ведемо за металом шва.

Визначимо розрахункову довжину флангового шва:

$$l_w \leq 85 * \beta_f * K_f = 85 * 0.9 * 1 = 76.5 < h_{тр} = 100 - 1 = 99 \text{ см} \quad (2.242)$$

Приймаємо $l_w = 70 \text{ см}$

Перевіряємо міцність кріплення вертикальних ребер швами Ш2:

$$N_{пр} = 123.86 \leq 4 * 0.9 * 0.8 * 61.2 * 18 * 1 = 3172.6 \text{ кН} \quad (2.243)$$

Міцність зварних швів Ш2 забезпечено.

Розраховуємо довжину зварних кутових швів Ш3:

$$K_{f,min} = 0.8 \text{ см}$$

$$K_{f,max} = 1.2 * t_{тр} = 1.2 * 0.9 = 1.08 \text{ см}$$

$$K_f = 1 \text{ см}$$

Визначимо розрахункову довжину флангового шва:

$$l_w \leq 85 * \beta_f * K_f = 85 * 0.9 * 1 = 76.5 < h_{тр} = 100 - 1 = 99 \text{ см} \quad (2.244)$$

Приймаємо $l_w = 70 \text{ см}$

$$\begin{aligned} V_{прав} &\leq 4 * \beta_f * K_f * l_w * R_{wf} * \gamma_c = \\ 1402.56 &\leq 4 * 0.9 * 0.8 * 70 * 18 * 1 = 3628.8 \end{aligned} \quad (2.245)$$

Міцність швів Ш3 забезпечено.

Розраховуємо довжину зварних кутових швів Ш4:

$$K_{f,min} = 0.8 \text{ см}$$

$$K_{f,max} = 1.2 * t_{тр} = 1.2 * 0.9 = 1.08 \text{ см}$$

$$K_f = 1 \text{ см}$$

Визначимо розрахункову довжину флангового шва:

$$l_w \leq 85 * \beta_f * K_f = 85 * 0.9 * 1 = 76.5 < h_{тр} = 100 - 1 = 99 \text{ см} \quad (2.246)$$

Приймаємо $l_w = 70 \text{ см}$

$$\begin{aligned} V_{лів} &\leq 2 * \beta_f * K_f * l_w * R_{wf} * \gamma_c = \\ 123.2 &\leq 2 * 0.9 * 0.8 * 70 * 18 * 1 = 1814.4 \end{aligned} \quad (2.247)$$

Міцність швів Ш4 забезпечено.

Перевіряємо стійкість стінки підкранової гілки на скол:

$$\tau = \frac{V_{\text{прав}}}{2 * t_w * h_{\text{тр}}} = \frac{1402.56}{2 * 0.9 * 100} = 7.8 < R_s * \gamma_c = 13.92 \quad (2.248)$$

Міцність стінки забезпечена.

2.1.7.4 Розрахунок бази колони

Відповідно до таблиці 2.7 в нижньому перерізі колони 4-4 в її гілках виписуємо наступні зусилля:

Для зовнішньої гілки:

$$N = -1346.59 \quad M = -1516.1$$

$$N_3 = \frac{1}{b_{н,0}} * (M_{3г} + N_{3г} * y_n) = \frac{1}{1.2} * (1346.59 + 1516.1 * 0.7) = 2006.55 \text{ кН} \quad (2.249)$$

Для підкранової гілки:

$$N = -1310.35 \quad M = 935.12$$

$$N_{\text{п}} = \frac{1}{b_{н,0}} * (M_{3г} + N_{3г} * y_n) = \frac{1}{1.2} * (1310.35 + 935.12 * 0.5) = 1481.59 \text{ кН} \quad (2.250)$$

2.1.7.5 Розрахунок бази зовнішньої гілки

Відповідно до таблиці 3.1 ДБН.В.2.6-98:2006 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення [9] обираємо бетон для бази колони С12/15 з $f_{cd} = 8.5 \text{ МПа} = 0.85 \text{ кН/см}^2$

Знайдемо необхідну площу плити бази колони за формулою:

$$A_{pl}^{\text{необх}} = \frac{N_3}{f_{cd}} = \frac{2006.55}{0.85} = 2360.64 \text{ см}^2 \quad (2.251)$$

Визначимо половину ширину опорної плити:

$$\frac{B_3}{2} = t_{\text{л}} + b_{\text{кут}} - z_0 + t_{\text{тр}} + c_1 = 0.9 + 13 - 3.77 + 1 + 2.5 = 13.63 \text{ см} \quad (2.252)$$

$$B_3 = 13.63 * 2 = 27.26 \quad (2.253)$$

Приймаємо $B_3 = 28 \text{ см}$

Визначимо необхідну довжину опорної плити:

$$L_3^{\text{необх}} = \frac{A_{pl}^{\text{необх}}}{B_3} = \frac{2360.64}{28} = 85 \text{ см}^2 \quad (2.254)$$

L_3 повинен відповідати наступним вимогам:

$$L_3 \geq h + 2 * c_2$$

$$c_2 = \frac{(L_3 - h)}{2} = \frac{(85 - 45)}{2} = 20 \quad (2.255)$$

Приймаємо $c_2 = 15$

$$L_3 \geq h + 2 * c_2 = 85 \geq 45 + 2 * 15 = 75 \quad (2.256)$$

Маючи ширину опорної плити та її довжину можемо розрахувати фактичну ширину площу плити:

$$A_{pl} = B_3 * L_3 = 28 * 85 = 2380 \text{ см}^2 > A_{pl}^{\text{необх}} = 2360.64 \text{ см}^2 \quad (2.257)$$

Фактичні напруження під плитою:

$$\sigma_\phi = \frac{N_3}{A_{pl}} = \frac{2006.55}{2380} = 0.84 \text{ кН/см}^2 \approx f_{cd} = 0,85 \text{ кН/см}^2 \quad (2.258)$$

Погонний згинаючий момент для першої ділянки розраховуємо за формулою:

$$M_1 = \frac{\sigma_\phi * c_1^2}{2} = \frac{0.84 * 2.5^2}{2} = 2.63 \frac{\text{кН} * \text{см}}{\text{см}} \quad (2.259)$$

Для другої ділянки:

Довжина закріпленої сторони:

$$b_1 = c_2 = 15 \text{ см}$$

Розраховуємо довжина вільної сторони:

$$a_1 = L_3 - 2(c_1 + t_{\text{тр}}) = 85 - 2(2.5 + 1) = 78 \quad (2.260)$$

$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{15}{78} = 0.20 \rightarrow a_1 = 0.06 \quad (2.261)$$

$$M_2 = \frac{\sigma_\phi * b_1^2}{2} = \frac{0.84 * 15^2}{2} = 94.5 \text{ кН} \quad (2.262)$$

Визначимо момент для третьої сторони:

$$M_3 = \sigma_\phi * a * a_1^2 = 0.84 * 0.125 * 14.27^2 = 21.4 \text{ кН} \quad (2.263)$$

$$a = L_2 = \frac{B_3}{2} + z_0 - (c_1 + t_{\text{тр}}) = \frac{28}{2} + 3.77 - (2.5 + 1) = 14.27 \quad (2.264)$$

$$\frac{b}{a} = \frac{45}{14.27} = 3.1 < 2 \rightarrow a_1 = 0.125 \quad (2.265)$$

Визначимо момент для ділянки 3а:

Знайдемо ділянку меншої сторони:

$$a = L_1 = \frac{B_H}{2} - z_0 - c_1 - t_{\text{тр}} = \frac{28}{2} - 3.77 - 2.5 - 1 = 6.73 \quad (2.266)$$

$$\frac{b}{a} = \frac{45}{6.73} = 6.7 > 2 \quad (2.267)$$

$$M_{3,a} = \sigma_{\phi} * a * a^2 = 0.84 * 0.125 * 6.73^2 = 4.75 \text{ кН} \quad (2.268)$$

Знайдемо необхідну товщину плити за найбільшим моментом:

$$M_1 = 2.63 \text{ кН}; M_2 = 94.5 \text{ кН}; M_3 = 21.4 \text{ кН}; M_{3,a} = 4.75 \text{ кН}$$

$$t_{pl}^{\text{необх}} = \sqrt{\frac{6 * M_{\text{max}}}{R_y * y_c}} = \sqrt{\frac{6 * 94.5}{22 * 1}} = 5 \text{ см} \quad (2.269)$$

Рівнорозподілена реактивна відсіч фундаменту під опорною плитою рахуємо за формулою:

$$q_{\phi} = \frac{\sigma_{\phi} * B}{2} = \frac{0.84 * 28}{2} = 11.76 \text{ кН} \quad (2.270)$$

Виконуємо статичний розрахунок траверси:

$$V = \frac{q_{\phi} * L_3}{2} = \frac{11.76 * 85}{2} = 499.8 \text{ кН} \quad (2.271)$$

$$M_1 = V * \frac{h}{2} - q_{\phi} * \frac{L_3}{2} * \frac{L_3}{4} =$$

$$499.8 * \frac{45}{2} - 11.76 * \frac{85}{2} * \frac{85}{4} = 624.75 \text{ кН} * \text{см} \quad (2.272)$$

$$M_2 = -q_{\phi} * \frac{\left(\frac{L_3}{2} - \frac{h}{2}\right) * \left(\frac{L_3}{2} - \frac{h}{2}\right)}{2} =$$

$$-11.76 * \frac{\left(\frac{85}{2} - \frac{45}{2}\right) * \left(\frac{85}{2} - \frac{45}{2}\right)}{2} = -2352 \text{ кН} * \text{см} \quad (2.273)$$

$$Q_1 = q_{\phi} * \left(\frac{L_3}{2} - \frac{h}{2}\right) = 11.76 * \left(\frac{85}{2} - \frac{45}{2}\right) = 235.2 \text{ кН} \quad (2.274)$$

$$Q_2 = V - q_{\phi} * \left(\frac{L_3}{2} - \frac{h}{2}\right) = 499.8 - 11.76 * \left(\frac{85}{2} - \frac{45}{2}\right) = 264.6 \text{ кН} \quad (2.275)$$

$$M_{\text{max}} = M_1 = 624.75 \text{ кН}; Q_{\text{max}} = Q_1 = 264.6 \text{ кН}$$

Висоту траверси рахуємо за формулою:

$$h_{\text{тр}} \geq \sqrt{\frac{6 * M_{\text{max}}}{t_{\text{тр}} * R_y * y_c}} = \sqrt{\frac{6 * 624.75}{1 * 22 * 1}} = 13 \text{ см} \quad (2.276)$$

Приймаємо $h_{\text{тр}} = 30 \text{ см}$

Знайдемо геометричні характеристики перерізу траверси:

$$A_{\text{тр}} = t_{\text{тр}} * h_{\text{тр}} = 1 * 30 = 30 \text{ см}^2 \quad (2.277)$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{t_{\text{тр}} * h_{\text{тр}}^2}{6} = \frac{1 * 30^2}{6} = 150 \text{ см}^3 \quad (2.278)$$

Перевіримо міцність за максимальними напруженнями:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{M_{\text{max}}}{W_{\text{тр}}} = \frac{624.75}{150} = 4.17 < R_y * y_c = 22 \text{ кН} \quad (2.279)$$

$$\tau_{\text{оп}} = \tau_{\text{max}} = \frac{Q_{\text{max}}}{A_{\text{тр}}} = \frac{264.6}{30} = 8.82 < R_s * y_c = 12.76 \text{ кН} \quad (2.280)$$

$$\sigma_{\text{оп}} = \frac{M_2}{W_{\text{тр}}} = \frac{2352}{150} = 15.68 \quad (2.281)$$

$$\sigma_{\text{red}} = \sqrt{\sigma_{\text{оп}}^2 + 3\tau_{\text{оп}}^2} = \sqrt{15.68^2 + 3 * 8.82^2} = 21.89 < R_y * y_c = 22 \text{ кН} \quad (2.282)$$

Міцність траверси забезпечена.

Виконаємо розрахунок зварних швів:

Розрахунок шва Ш1:

$$K_{f,\text{min}} = 0.6 \text{ см}$$

$$K_{f,\text{max}} = 1.2 * t_{\text{тр}} = 1.2 * 0.9 = 1.08 \text{ см}$$

$$K_f = 1 \text{ см}$$

$$l_w \leq 85 * \beta_f * K_f = 85 * 0.7 * 1 = 59.5 \quad (2.283)$$

Перевіримо міцність шва Ш1:

$$V \leq \beta_f * K_f * l_w * R_{wf} * \gamma_c = 499.8 \leq 0.7 * 1 * 59.5 * 18 * 1 = 749.7 \text{ кН} \quad (2.284)$$

Міцність зварного шва Ш1 забезпечена.

Розрахунок шва Ш2:

$$\begin{aligned}
\sum l_w &= 2(L_3 - 1) + 2(B_3 - 1) + 2(h - 1) + 4(c_2 - 1) + 2(b_{\text{кут}} - t_{\text{кут}}) \\
&= 2(85 - 1) + 2(28 - 1) + 2(45 - 1) + 4(15 - 1) \\
&\quad + 2(13 - 15) = 362 \text{ см}
\end{aligned}
\tag{2.285}$$

Перевіряємо міцність шва Ш2:

$$2006.55 \leq 0.7 * 1 * 362 * 18 * 1 = 4561.2 \tag{2.286}$$

Міцність зварного шва Ш2 забезпечена.

2.1.7.6 База підкранової гілки

Відповідно до таблиці 3.1 нормативного документа [9] обираємо бетон для бази колони С12/15 з $f_{cd} = 8.5 \text{ МПа} = 0.85 \text{ кН/см}^2$

Знайдемо необхідну площу плити бази:

$$A_{pl}^{\text{необх}} = \frac{N_{\Pi}}{f_{cd}} = \frac{1481.59}{0.85} = 1743.05 \text{ см}^2 \tag{2.287}$$

Визначимо половину ширини опорної плити:

$$\frac{B_{\Pi}}{2} = b_{\text{тавп}} - z_0 + t_{\text{тр}} + c_1 = 19.6 - 4.45 + 1 + 2.5 = 18.65 \text{ см} \tag{2.288}$$

$$B_{\Pi} = 18.65 * 2 = 37.3 \text{ см} \tag{2.289}$$

Приймаємо $B_{\Pi} = 40 \text{ см}$

Визначимо необхідну довжину опорної плити:

$$L_{\Pi}^{\text{необх}} = \frac{A_{pl}^{\text{необх}}}{B_{\Pi}} = \frac{1743.05}{40} = 43 \text{ см} \tag{2.290}$$

Конструктивно розмір L_{Π} повинен задовольняти умові:

$$\begin{aligned}
L_{\Pi} &\geq h + 2 * c_2 \\
c_2 &= \frac{(L_{\Pi} - h)}{2} = \frac{43 - 45}{2} = 1
\end{aligned}
\tag{2.291}$$

Приймаємо $c_2 = 10 \text{ см}$

$$L_{\Pi} \geq h + 2 * c_2 = 43 \geq 45 + 2 * 10 = 65 \tag{2.292}$$

Фактичну площу рахуємо за формулою:

$$A_{pl} = B_{\Pi} * L_{\Pi} = 40 * 65 = 2600 < A_{pl}^{\text{необх}} = 1743.05 \text{ см}^2 \tag{2.293}$$

Фактичні напруження під плитою:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N_{\Pi}}{A_{pl}} = \frac{1481.59}{2600} = 0.57 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \approx f_{cd} = 0.85 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad (2.294)$$

Погонний розрахунковий згинаючий момент для першої ділянки рахуємо за формулою:

$$M_1 = \frac{\sigma_{\phi} * c_1^2}{2} = \frac{0.57 * 2.5^2}{2} = 1.78 \frac{\text{кН} * \text{см}}{\text{см}} \quad (2.295)$$

Для другої сторони:

$$a = L_1 = B_{\Pi} - 2 * (c_1 + t_{\text{тр}}) = 40 - 2 * (2.5 + 1) = 33 \text{ см} \quad (2.296)$$

$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{10}{33} = 0.3 \rightarrow a_1 = 0.06 \quad (2.297)$$

$$M_2 = \frac{\sigma_{\phi} * b_1^2}{2} = \frac{0.57 * 10^2}{2} = 28.5 \frac{\text{кН} * \text{см}}{\text{см}} \quad (2.298)$$

Розраховуємо момент для третьої ділянки:

$$M_3 = \sigma_{\phi} * \alpha * a^2 = 0.57 * 0.125 * 20.95^2 = 31.3 \frac{\text{кН} * \text{см}}{\text{см}} \quad (2.299)$$

$$a = L_2 = \frac{B_{\Pi}}{2} + z_0 - (c_1 + t_{\text{тр}}) = \frac{40}{2} + 4.45 - (2.5 + 1) = 20.95 \text{ см} \quad (2.300)$$

$$\frac{b}{a} = \frac{45}{20.95} = 2.1 > 2 \rightarrow \alpha = 0.125 \quad (2.301)$$

Визначаємо момент для ділянки 3а:

Знайдемо довжину меншої сторони:

$$a = L_1 = \frac{B_{\Pi}}{2} - z_0 - c_1 - t_{\text{тр}} = \frac{40}{2} - 4.45 - 2.5 - 1 = 12.05 \text{ см} \quad (2.302)$$

$$\frac{b}{a} = \frac{45}{12.05} = 3.7 > 2 \rightarrow \alpha = 0.125 \quad (2.303)$$

$$M_{3,a} = \sigma_{\phi} * \alpha * a^2 = 0.47 * 0.125 * 12.05^2 = 8.53 \frac{\text{кН} * \text{см}}{\text{см}} \quad (2.304)$$

Знайдемо необхідну товщину за найбільшим моментом:

$$M_1 = 1.78 \text{ кН}; M_2 = 28.5 \text{ кН}; M_3 = 31.3 \text{ кН}; M_{3,a} = 8.53 \text{ кН}$$

$$t_{pl}^{\text{необх}} = \sqrt{\frac{6 * M_{\text{max}}}{R_y * y_c}} = \sqrt{\frac{6 * 31.3}{22 * 1}} = 2.9 \quad (2.305)$$

Приймаємо $t_{pl} = 3$ см

Рівнорозподілена реактивна відсіч фундаменту під опорною плитою рахуємо за формулою:

$$q_{\phi} = \frac{\sigma_{\phi} * B}{2} = \frac{0.57 * 40}{2} = 11.4 \text{ кН * см} \quad (2.306)$$

Виконаємо статичний розрахунок траверси:

$$V = \frac{q_{\phi} * L_{\Pi}}{2} = \frac{11.4 * 65}{2} = 370.5 \text{ кН} \quad (2.307)$$

$$M_1 = \frac{V * h}{2} - \frac{q_{\phi} * L_{\Pi}^2}{8} = \frac{370.5 * 45}{2} - \frac{11.4 * 65^2}{8} = 2313.4 \text{ кН * см} \quad (2.308)$$

$$M_2 = -q_{\phi} \frac{\left(\frac{L_{\Pi}}{2} - \frac{h}{2}\right) * \left(\frac{L_{\Pi}}{2} - \frac{h}{2}\right)}{2} =$$
$$-11.4 * \frac{\left(\frac{65}{2} - \frac{45}{2}\right) * \left(\frac{65}{2} - \frac{45}{2}\right)}{2} = -570 \text{ кН * см} \quad (2.309)$$

$$Q_1 = q_{\phi} * \left(\frac{L_{\Pi}}{2} - \frac{h}{2}\right) = 11.3 * \left(\frac{65}{2} - \frac{45}{2}\right) = 114 \text{ кН} \quad (2.310)$$

$$Q_2 = V - q_{\phi} * \left(\frac{L_{\Pi}}{2} - \frac{h}{2}\right) = 370.5 - 11.3 * \left(\frac{65}{2} - \frac{45}{2}\right) = 256.5 \text{ кН} \quad (2.311)$$

Знайдемо висоту траверси:

$$h_{\text{тр}} \geq \sqrt{\frac{6 * M_{\max}}{t_{\text{тр}} * R_y * y_c}} = \sqrt{\frac{6 * 2313.4}{1 * 22 * 1}} = 25.1 \text{ см} \quad (2.312)$$

Приймаємо $h_{\text{тр}} = 30$ см

Знайдемо геометричні характеристики:

$$A_{\text{тр}} = t_{\text{тр}} * h_{\text{тр}} = 1 * 30 = 30 \text{ см}^2 \quad (2.313)$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{t_{\text{тр}} * h_{\text{тр}}^2}{6} = \frac{1 * 30^2}{6} = 150 \text{ см}^3 \quad (2.314)$$

Перевіримо міцність траверси за максимальними напруженнями:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_{\text{тр}}} = \frac{2313.4}{150} = 15.42 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 22 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad (2.315)$$

$$\tau_{\text{оп}} = \tau_{\max} = \frac{Q_{\max}}{A_{\text{тр}}} = \frac{256.6}{30} = 8.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_s * y_c = 0.58 * 22 = 12.76 \quad (2.316)$$

$$\sigma_{оп} = \frac{M_2}{W_{тр}} = \frac{570}{150} = 3.8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad (2.317)$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_{оп}^2 + 3\tau_{оп}^2} = \sqrt{3.8^2 + 3 * 8.5^2} = 15.2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 22 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad (2.318)$$

Міцність траверси забезпечена.

Виконаємо розрахунок швів:

Розрахунок швів Ш1:

$$K_{f,min} = 0.6 \text{ см}$$

$$K_{f,max} = 1.2 * t_{тр} = 1.2 * 0.9 = 1.08 \text{ см}$$

$$K_f = 1 \text{ см}$$

$$l_w \leq 85 * \beta_f * K_f = 85 * 0.7 * 1 = 59.5 \quad (2.319)$$

Перевіримо міцність шва Ш1:

$$V \leq \beta_f * K_f * l_w * R_{wf} * \gamma_c = 370.5 \leq 0.7 * 1 * 59.5 * 18 * 1 = 749.7 \text{ кН} \quad (2.320)$$

Міцність зварного шва Ш1 забезпечена.

Розрахунок шва Ш2:

$$\begin{aligned} \sum l_w &= 2(L_{п} - 1) + 2(B_{п} - 1) + 2(h - 1) + 4(c_2 - 1) \\ &+ 2 \left((b_{\text{трав}} - t_{\text{трав}}) - 1 \right) = 404.4 \text{ см} \end{aligned} \quad (2.321)$$

Перевіряємо міцність шва Ш2:

$$1481.59 \leq 0.7 * 1 * 404.4 * 18 * 1 = 5095.44 \quad (2.322)$$

Міцність зварного шва Ш2 забезпечена.

2.3 Розрахунок ферми

2.3.1 Компоновка геометричної схеми ферми

Висота ферми становить $h_0 = 3150$ мм, а довжина $l = 36000$ мм

Геометричну схему ферми зображено на рисунку 2.10

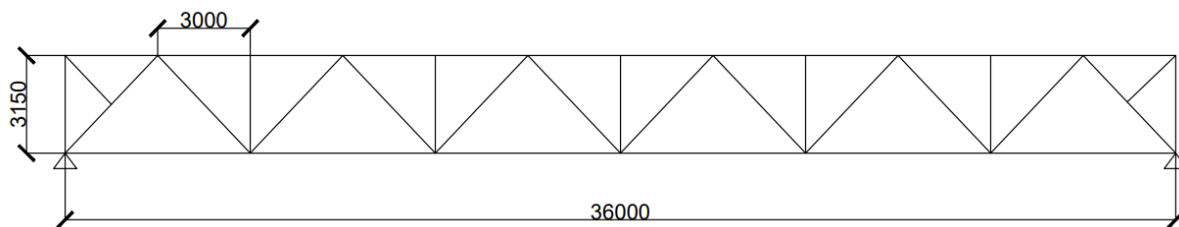


Рисунок 2.10 – Геометрична схема кроквяної ферми

2.3.2 Збір навантажень та приведення до вузлів

Будівельний підйом рахуємо за формулою:

$$f_{\text{буд}} = f + \frac{L}{200} = 6.7 + \frac{3600}{200} = 24.7 \text{ см} \quad (2.323)$$

Визначимо навантаження на ферму та навантаження на опорах ферми:

$$F = (q_m + q_{\text{сн},m}) * d = (6.66 + 7.33) * 3 = 41.97 \text{ кН} \quad (2.324)$$

$$\frac{F}{2} = \frac{41.97}{2} = 20.95 \text{ кН} \quad (2.325)$$

2.3.3 Статичний розрахунок

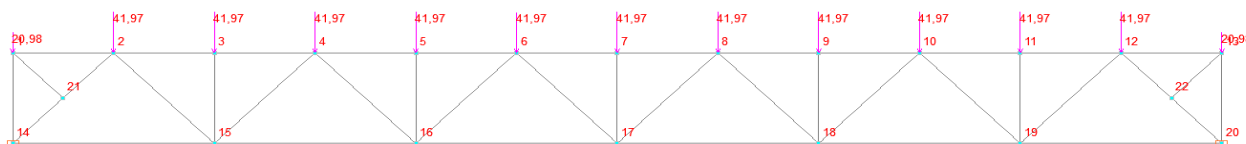


Рисунок 2.11 – Прикладене навантаження на вузли ферми

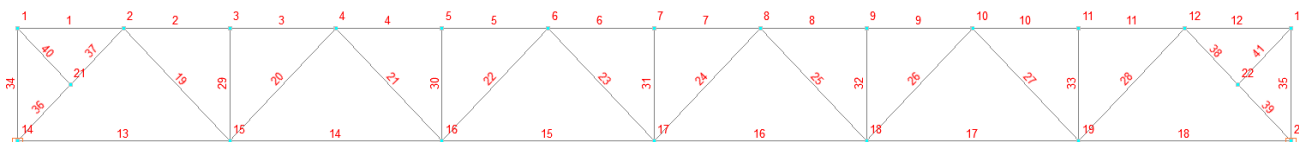


Рисунок 2.12 – Номери вузлів та елементів ферми

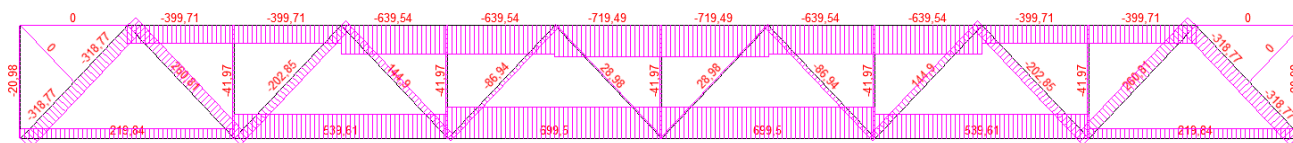


Рисунок 2.13 – Поздовжні зусилля N (кН) в елементах ферми від сумарного навантаження (без урахування рамного моменту)

2.3.4 Визначення розрахункових довжин

Розрахункові довжини стрижнів у площині визначаємо за наступною формулою:

$$l_{ef.x} = l_x = \mu_x * l \quad (2.326)$$

Для верхнього пояса приймаємо $\mu_x = 1$

Для решітки $\mu_x = 0.8$

Розрахунок довжини стрижнів з площини для верхнього поясу ведеться за формулою:

$$l_{ef.y} = l_y = l_1 \quad (2.327)$$

Для всіх інших елементів:

$$l_{ef.y} = l$$

2.2.4.1 Граничні гнучкості стиснутих елементів ферми

Граничні гнучкості стиснутих елементів ферми визначаємо за нормативним документом [6] табл.13.9:

$$\lambda_{\text{гран}} = 180 - 60 * \alpha \text{ для верхнього пояса та опорних розкосів}$$

$$\lambda_{\text{гран}} = 210 - 60 * \alpha \text{ для стиснутих елементів решітки}$$

2.3.5 Підбір перерізів елементів ферми

2.2.5.1 Підбір перерізу верхнього поясу

(елемент 6-7 на рис. 2.12)

$$N = -719.49 \text{ кН}$$

Визначимо розрахункові довжини:

У площині ферми:

$$l_{ef.x} * l = \mu_x * l = 1 * 300 = 300 \text{ см} \quad (2.328)$$

З площини ферми:

$$l_{ef.y} * l = \mu_y * l = 1 * 300 = 300 \text{ см} \quad (2.329)$$

Відповідна умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{max} * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 * \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3,07 \rightarrow \varphi_{min} = 0.544 \quad (2.330)$$

Знайдемо необхідну площу перерізу пояса:

$$A_{необх} = \frac{N}{\varphi_{min} * R_y * \gamma_c} = \frac{719.49}{0.544 * 24 * 1} = 55.1 \text{ см}^2 \quad (2.331)$$

Необхідну площу перерізу одного кутика рахуємо за формулою:

$$A_{необх,кут} = \frac{A_{необх}}{2} = \frac{55.1}{2} = 27.55 \text{ см}^2 \quad (2.332)$$

Знайдемо необхідне значення мінімального радіуса інерції перерізу кутика:

$$i_{x,min}^{необх} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_{max}} = \frac{300}{90} = 3.33 \text{ см} \quad (2.333)$$

За сортаментом [8] та значеннями $A_{необх,кут}$ і $i_{x,min}^{необх}$ підбираємо переріз кутика: $2 \angle 140 \times 10$, $A_{кут} = 27.33 \text{ см}^2$; $A = 2 * A_{кут} = 2 * 27.33 = 54.66 \text{ см}^2$; $z_0 = 3.82 \text{ см}$; $i_x = 4.33$; $I_x = 512.29 \text{ см}^4$

Щоб обчислити $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ треба обчислити I_y :

$$I_y = 2 * \left(I_x + A_{кут} \left(z_0 + \frac{t_\phi}{2} \right)^2 \right) = 2 * \left(512.29 + 27.33 * \left(3.82 + \frac{1.4}{2} \right)^2 \right) = 2141.3 \text{ см}^4 \quad (2.334)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{2141.3}{54.66}} = 6.26 \text{ см} \quad (2.335)$$

Фактичні гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{300}{4.33} = 69.3 \quad (2.336)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{300}{6.26} = 47.9 \quad (2.337)$$

Обчислимо граничну гнучкість:

$$\lambda_{max} = \lambda_x$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_{max} * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 69.3 * \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2.36 \rightarrow \varphi_{min} = 0.679 \quad (2.338)$$

За табл.Ж.1 додатка Ж [6], для типу кривої стійкості «с» знаходимо φ_{min} .

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{min} * A * R_y * \gamma_c} = \frac{719.49}{0.679 * 54.66 * 24 * 1} = 0.81 \quad (2.339)$$

$$\lambda_{гран} = 180 - 60 * \alpha = 180 - 60 * 0.81 = 131.4 > \lambda_{max} = 69.3 \quad (2.340)$$

Умова виконується.

Перевіряємо стійкість елемента 6-7 :

$$\sigma = \frac{719.49}{0.81 * 54.66} = 16.2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y * \gamma_c = 24 * 1 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad (2.341)$$

Стійкість забезпечена.

2.2.5.2 Підбір перерізу опорного розкосу

(Елемент 2-14 на рис. 2.12)

$$N = -318.77 \text{ кН}$$

Визначимо розрахункові довжини:

У площині ферми:

$$l_{ef.x} * l = \mu_x * l = 1 * 217 = 217 \text{ см} \quad (2.342)$$

З площини ферми:

$$l_{ef.y} * l = \mu_y * l = 1 * 217 = 217 \text{ см} \quad (2.343)$$

Геометричну довжину l опорного розкоса знаходимо за теоремою Піфагора:

$$l = \frac{\sqrt{l_{1-2}^2 + l_{1-14}^2}}{2} = \frac{\sqrt{3^2 + 3.15^2}}{2} = 2.17 \text{ м} = 217 \text{ см} \quad (2.344)$$

Умовну гнучкість приймаємо:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{max} * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 * \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3.07 \rightarrow \varphi_{min} = 0.544 \quad (2.345)$$

За табл.Ж.1 додатка Ж [6], для типу кривої стійкості «с» знаходимо φ_{min} .

Знайдемо необхідну площу перерізу пояса:

$$A_{необх} = \frac{N}{\varphi_{min} * R_y * \gamma_c} = \frac{318.77}{0.544 * 24 * 1} = 24.41 \text{ см}^2 \quad (2.346)$$

Та площу одного кутика:

$$A_{необх,кут} = \frac{A_{необх}}{2} = \frac{24.11}{2} = 12.055 \text{ см}^2 \quad (2.347)$$

Знайдемо необхідне значення мінімального радіуса інерції перерізу кутика:

$$i_{x,min}^{необх} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_{max}} = \frac{217}{90} = 2.41 \text{ см} \quad (2.348)$$

За сортаментом [8] та значеннями $A_{необх,кут}$ і $i_{x,min}^{необх}$ підбираємо переріз кутика: $2 \angle 90 \times 7$, $A_{кут} = 12.28 \text{ см}^2$; $A = 2 * A_{кут} = 2 * 12.28 = 24.56 \text{ см}^2$; $z_0 = 2.47 \text{ см}$; $i_x = 2.77$; $I_x = 94.30 \text{ см}^4$

Щоб обчислити $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ треба обчислити I_y :

$$I_y = 2 \left(I_x + A_{кут} \left(z_0 + \frac{t_\phi}{2} \right)^2 \right) = 2(94.30 + 12.28 \left(2.41 + \frac{1}{2} \right)^2) = 396.57 \text{ см}^4 \quad (2.349)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{396.57}{24.56}} = 4.02 \text{ см} \quad (2.350)$$

Фактичні гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{217}{2.77} = 78.34 \quad (2.351)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{217}{4.02} = 53.98 \quad (2.352)$$

Обчислимо граничну гнучкість:

$$\lambda_{max} = \lambda_x$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_{max} * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 78.34 * \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2.67 \rightarrow \varphi_{min} = 0.622 \quad (2.353)$$

За табл.Ж.1 додатка Ж [6], для типу кривої стійкості «с» знаходимо φ_{min} .

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{min} * A * R_y * \gamma_c} = \frac{719.49}{0.622 * 24.56 * 24 * 1} = 0.87 \quad (2.354)$$

$$\lambda_{гран} = 180 - 60\alpha = 180 - 60 * 0.87 = 127.8 > \lambda_{max} = 78.34 \quad (2.355)$$

Умова виконана.

Перевіряємо стійкість елемента 6-7 :

$$\sigma = \frac{719.49}{0.81 * 54.66} = 16.2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y * \gamma_c = 24 * 1 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad (2.356)$$

Стійкість забезпечена.

2.2.5.3 Підбір перерізу стійки

(Елемент 3-15 на рис. 2.12)

$$N = -41.97 \text{ кН}$$

Визначимо розрахункові довжини:

У площині ферми:

$$l_{ef.x} * l = \mu_x * l = 0.8 * 315 = 252 \text{ см} \quad (2.357)$$

З площини ферми:

$$l_{ef.y} * l = \mu_y * l = 0.8 * 315 = 252 \text{ см} \quad (2.358)$$

Умовну гнучкість приймаємо:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{max} * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 * \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3.07 \rightarrow \varphi_{min} = 0.544 \quad (2.359)$$

За табл.Ж.1 додатка Ж [6], для типу кривої стійкості «с» знаходимо φ_{min} .

Знайдемо необхідну площу перерізу пояса:

$$A_{необх} = \frac{N}{\varphi_{min} * R_y * \gamma_c} = \frac{41.97}{0.544 * 24 * 0.8} = 4.02 \text{ см}^2 \quad (2.360)$$

Та площу одного кутика:

$$A_{\text{необх,кут}} = \frac{A_{\text{необх}}}{2} = \frac{4.02}{2} = 2.01 \text{ см}^2 \quad (2.361)$$

Знайдемо необхідне значення мінімального радіуса інерції перерізу кутика:

$$i_{x,\min}^{\text{необх}} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_{\max}} = \frac{252}{90} = 2.8 \text{ см} \quad (2.362)$$

За сортаментом [8] та значеннями $A_{\text{необх,кут}}$ і $i_{x,\min}^{\text{необх}}$ підбираємо переріз кутика: 2 < 63х4, $A_{\text{кут}} = 4.96 \text{ см}^2$; $A = 2 * A_{\text{кут}} = 2 * 4.96 = 9.92 \text{ см}^2$; $z_0 = 1.69 \text{ см}$; $i_x = 1.95$; $I_x = 18.86 \text{ см}^4$

Щоб обчислити $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ треба обчислити I_y :

$$I_y = 2 \left(I_x + A_{\text{кут}} \left(z_0 + \frac{t_\phi}{2} \right)^2 \right) = 2(18.86 + 4.96 \left(1.69 + \frac{1}{2} \right)^2) = 85.3 \text{ см}^4 \quad (2.363)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{85.3}{9.92}} = 2.93 \text{ см} \quad (2.364)$$

Фактичні гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{252}{1.95} = 129.23 \quad (2.365)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{252}{2.92} = 86.30 \quad (2.366)$$

Обчислимо граничну гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{\max} * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 129.23 * \sqrt{\frac{24}{20600}} = 4.4 \rightarrow \varphi_{\min} = 0.351 \quad (2.367)$$

За табл.Ж.1 додатка Ж [6], для типу кривої стійкості «с» знаходимо $\varphi_{\min}$.

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{\min} * A * R_y * \gamma_c} = \frac{41.97}{0.351 * 9.92 * 24 * 0.8} = 0.62 \quad (2.368)$$

$$\lambda_{\text{гран}} = 210 - 60\alpha = 210 - 60 * 0.62 = 172.8 > \lambda_{\max} = 129.23 \quad (2.369)$$

Умова виконана.

Перевіряємо стійкість елемента 3-15 :

$$\sigma = \frac{41.97}{0.62 * 9.92} = 6.82 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y * \gamma_c = 24 * 0.8 = 19.2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad (2.370)$$

Стійкість забезпечена.

2.2.5.4 Підбір перерізу стиснутого розкосу

(Елемент 4-15 на рис. 2.12)

$$N = -202.85 \text{ кН}$$

Визначимо розрахункові довжини:

Геометричну довжину l стиснутого розкоса знаходимо за теоремою

Піфагора:

$$l = \sqrt{l_{3-4}^2 + l_{3-15}^2} = \sqrt{3^2 + 3.15^2} = 4.35 \text{ м} = 435 \text{ см} \quad (2.371)$$

У площині ферми:

$$l_{ef.x} * l = \mu_x * l = 0.8 * 435 = 348 \text{ см} \quad (2.372)$$

З площини ферми:

$$l_{ef.y} * l = \mu_y * l = 1 * 435 = 435 \text{ см} \quad (2.373)$$

Умовну гнучкість приймаємо:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{max} * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90 * \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3.07 \rightarrow \varphi_{min} = 0.544 \quad (2.374)$$

За табл.Ж.1 додатка Ж [6], для типу кривої стійкості «с» знаходимо φ_{min} .

Знайдемо необхідну площу перерізу пояса:

$$A_{необх} = \frac{N}{\varphi_{min} * R_y * \gamma_c} = \frac{202.85}{0.544 * 24 * 0.8} = 19.4 \text{ см}^2 \quad (2.375)$$

Та площу одного кутика:

$$A_{необх,кут} = \frac{A_{необх}}{2} = \frac{19.4}{2} = 9.7 \text{ см}^2 \quad (2.376)$$

Знайдемо необхідне значення мінімального радіуса інерції перерізу кутика:

$$i_{x,min}^{необх} = \frac{l_{ef,x}}{\lambda_{max}} = \frac{348}{90} = 3.9 \text{ см} \quad (2.377)$$

За сортаментом [8] та значеннями $A_{необх,кут}$ і $i_{x,min}^{необх}$ підбираємо переріз кутика: $2 \angle 100 \times 7$, $A_{кут} = 13.75 \text{ см}^2$; $A = 2 * A_{кут} = 2 * 13.75 = 27.5 \text{ см}^2$; $z_0 = 2.71 \text{ см}$; $i_x = 3.08$; $I_x = 130.59 \text{ см}^4$

Щоб обчислити $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$ треба обчислити I_y :

$$I_y = 2 \left(I_x + A_{кут} \left(z_0 + \frac{t_\phi}{2} \right)^2 \right) =$$

$$2 \left(130.59 + 13.75 \left(2.71 + \frac{1}{2} \right)^2 \right) = 544.54 \text{ см}^4 \quad (2.378)$$

$$i_y = \sqrt{\frac{544.54}{27.5}} = 4.5 \text{ см} \quad (2.379)$$

Фактичні гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{348}{3.08} = 112.98 \quad (2.380)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{435}{4.5} = 96.6 \quad (2.381)$$

Обчислимо граничну гнучкість:

$$\bar{\lambda} = \lambda_{max} * \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 112.98 * \sqrt{\frac{24}{20600}} = 3.9 \rightarrow \varphi_{min} = 0.416 \quad (2.382)$$

За табл.Ж.1 додатка Ж [6], для типу кривої стійкості «с» знаходимо φ_{min} .

$$\alpha = \frac{N}{\varphi_{min} * A * R_y * \gamma_c} = \frac{202.85}{0.416 * 27.5 * 24 * 0.8} = 0.92 \quad (2.383)$$

$$\lambda_{гран} = 210 - 60\alpha = 210 - 60 * 0.92 = 154.8 > \lambda_{max} = 112.98 \quad (2.384)$$

Умова виконана.

Перевіряємо стійкість елемента 4-15 :

$$\sigma = \frac{202.85}{0.92 * 27.5} = 8.02 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y * \gamma_c = 24 * 0.8 = 19.2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad (2.385)$$

Стійкість забезпечена.

2.2.5.5 Підбір перерізу нижнього поясу

(Елемент 16-17 на рис. 2.12)

$$N = -699.5 \text{ кН}$$

Знайдемо необхідну площу перерізу поясу:

$$A_{\text{необх}} = \frac{N}{\varphi_{\min} * R_y * \gamma_c} = \frac{699.5}{24 * 1} = 29.2 \text{ см}^2 \quad (2.386)$$

Та площу одного кутика:

$$A_{\text{необх,кут}} = \frac{A_{\text{необх}}}{2} = \frac{29.2}{2} = 14.6 \text{ см}^2 \quad (2.387)$$

За сортаментом [8] та значеннями $A_{\text{необх,кут}}$ і $i_{x,\min}^{\text{необх}}$ підбираємо переріз кутика: 2 < 90х9, $A_{\text{кут}} = 15.6 \text{ см}^2$; $A = 2 * A_{\text{кут}} = 2 * 15.6 = 31.2 \text{ см}^2$; $z_0 = 2.55 \text{ см}$; $i_x = 2.75$; $I_x = 118.0 \text{ см}^4$

Перевіряємо стійкість елемента 16-17 :

$$\sigma = \frac{699.5}{31.2} = 22.42 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y * \gamma_c = 24 * 1 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad (2.388)$$

Стійкість забезпечена.

2.2.5.6 Підбір перерізу розтягнутого розкосу

(Елемент 2-15 на рис. 2.12)

$$N = -260.81 \text{ кН}$$

Знайдемо необхідну площу перерізу поясу:

$$A_{\text{необх}} = \frac{N}{\varphi_{\min} * R_y * \gamma_c} = \frac{260.81}{24 * 1} = 10.9 \text{ см}^2 \quad (2.389)$$

Та площу одного кутика:

$$A_{\text{необх,кут}} = \frac{A_{\text{необх}}}{2} = \frac{10.9}{2} = 5.45 \text{ см}^2 \quad (2.390)$$

За сортаментом [8] та значеннями $A_{\text{необх,кут}}$ і $i_{x,\text{min}}^{\text{необх}}$ підбираємо переріз кутика: $2 \angle 63 \times 5$, $A_{\text{кут}} = 6.13 \text{ см}^2$; $A = 2 * A_{\text{кут}} = 2 * 6.13 = 12.26 \text{ см}^2$; $z_0 = 1.74 \text{ см}$; $i_x = 1.94$; $I_x = 23.10 \text{ см}^4$

Перевіряємо стійкість елемента 2-15 :

$$\sigma = \frac{260.81}{12.26} = 21.3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y * \gamma_c = 24 * 1 = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \quad (2.391)$$

Стійкість забезпечена.

Розрахунок швів що кріплять решітку до вузлових фасонки зведено до таблиці 2.8.

Таблиця 2.8 Розрахунок швів

Назва елемента	№ елемента	Зусилля, кН	Обушок			Перо		
			Зусилля, $N_{об}$, кН	$K_f^{об}$, см	$l_w^{об}$, +1 см	Зусилля, $N_{п}$, кН	$K_f^{п}$, см	$l_w^{п}$, +1 см
Верхній пояс	6 – 7	719.49	503.64	0.8	25.9	215.85	0.6	11.7
Нижній пояс	16 – 17	699.5	489.65	0.8	25.2	209.85	0.7	12.89
Опорний розкіс	2 – 14	318.77	223.14	0.8	12.06	95.63	0.6	7.32
Стійка	3 – 15	41.97	29.38	0.5	6	12.59	0.5	6
Розтягнутий розкіс	2 – 15	260.81	182.57	0.5	15.5	78.24	0.5	7.21
Стиснутий розкіс	4 – 15	202.85	141.99	0.6	10.39	60.85	0.5	5.83

РОЗДІЛ 3

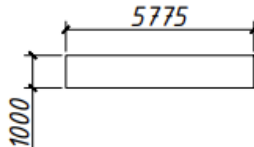
Технологічні рішення та організація будівництва

3.1 Монтажні характеристики елементів

Запроєктована будівля передбачає один проліт шириною 36 метрів, з кроком колон 6 метрів та висотою колони 26.05 метра.

В таблиці 3.1 представлено ключові елементи, які підлягаю монтажу під час будівництва, кожен елемент має власну назву, марку, кількість, та вагу.

Таблиця 3.1 – Монтажні характеристики елементів

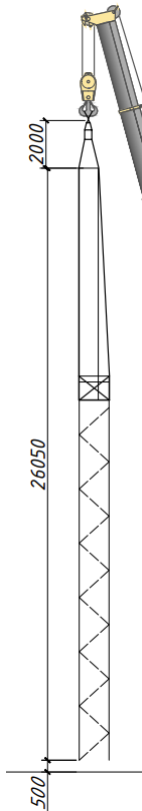
№	Найменування конструкції	Ескіз з основними розмірами	Кіл-ть шт.	Марка елемента	Маса, т	
					Одного елемента	Всього на будівлю
1	Колони середнього та крайнього рядів з мостовим краном		56	К-1	4	224
2	Підкранова балка (6 м)		52	ПБ-1	0.75	39
3	Ферма кроквяна 36м, Ф1		28	Ф-1	7	196
4	Стінова панель		764	СП-6x1	0.12	91.7
РАЗОМ						2203.7

3.2 Вибір монтажного крану

Гусеничні крани відіграють ключову роль у промисловому будівництві завдяки своїй високій функціональності, адаптивності та здатності працювати з великими навантаженнями. Найпоширенішими моделями є серії МКГ, СКГ та КС,

які об'єднують широкий діапазон вантажопідйомності — від 10 до 160 тонн, що робить їх придатними для різноманітних будівельних завдань. Особливість конструкції, зокрема наявність гусеничного шасі, забезпечує рівномірний розподіл тиску на поверхню ґрунту. Це значно покращує прохідність кранів та гарантує їхню стійкість під час виконання робіт навіть на ґрунтових майданчиках із мінімальною підготовкою.

Монтаж колон



Потрібну висоту підйому крюка рахуємо за формулою:

$$H_{\text{кр}}^{\text{тр}} = 0.5 + H_{\text{к}}^{\text{кр}} + h_{\text{стр}} = 0.5 + 26.05 + 2.0 = 28.55 \text{ м}$$

$H_{\text{к}}^{\text{кр}}$ – висота колони крайнього ряду;

0.5 – монтажний зазор;

$h_{\text{стр}}$ – висота стропування;

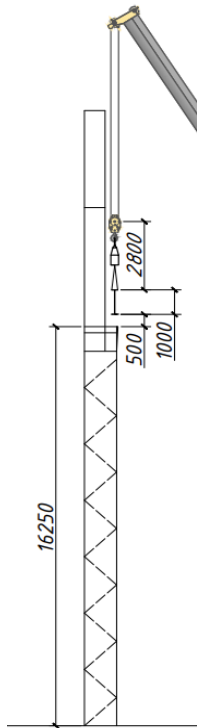
Потрібну вантажність приймаємо:

$$Q_{\text{кр}}^{\text{тр}} = Q_{\text{к}} + q = 30 + 3 = 33 \text{ т}$$

$Q_{\text{к}}$ – вага колони;

q – маса захоплювача.

Монтаж підкранових балок



Потрібну висоту підйому крюка рахуємо за формулою:

$$H_{\text{кр}}^{\text{тр}} = 0.5 + H_{\text{к}}^{\text{кр}} + h_{\text{стр}} = 0.5 + 16.75 + 2.8 = 28.55 \text{ м}$$

$H_{\text{к}}^{\text{кр}}$ – висота колони крайнього ряду;

0.5 – монтажний зазор;

$h_{\text{стр}}$ – висота стропування;

Потрібну вантажність приймаємо:

$$Q_{\text{кр}}^{\text{тр}} = Q_{\text{к}} + q = 30 + 3 = 33 \text{ т}$$

$Q_{\text{к}}$ – вага колони;

q – маса захоплювача.

Монтаж кроквяних ферм

Потрібну висоту підйому крюка рахуємо за формулою:

$$H_{\text{кр}}^{\text{тр}} = 0.5 + H_{\text{к}}^{\text{кр}} + h_{\text{ф}} + h_{\text{стр}} = 0.5 + 26.05 + 3.15 + 2.2 = 31.9 \text{ м} \quad (3.1)$$

Потрібну вантажність приймаємо:

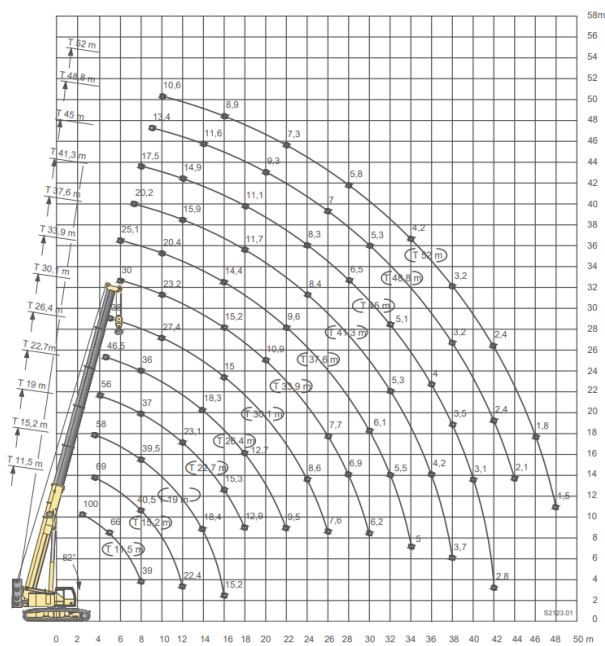
$$Q_{\text{кр}}^{\text{тр}} = Q_{\text{ф}} + q = 8 + 4 = 12 \text{ т} \quad (3.2)$$

Під час здійснення монтажних робіт на будівельному майданчику були обрані два типи кранів, які відповідають вимогам щодо вантажопідйомності, радіусу дії та висоти підйому. Їх технічні характеристики повністю задовольняють потреби технологічного процесу встановлення конструкцій.

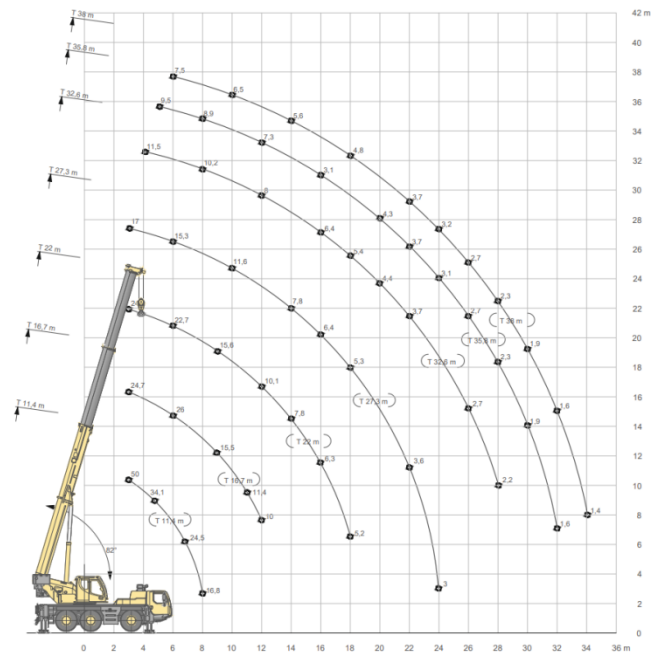
Перший кран Liebherr LTR 1100 оснащений стрілою 52 м та гуськом до 19.8 м. Дана комплектація обладнання дозволяє здійснювати продуктивний підйом і монтаж великогабаритних металоконструкцій, таких як колони, ферми та елементи покрівлі, у межах заданого робочого радіуса та висоти підйому. Модель крана Liebherr LTR 1100 вирізняється винятковою стійкістю, плавністю функціонування та високою надійністю навіть у найскладніших умовах

будівельних робіт. Завдяки гусеничному шасі ця техніка демонструє чудову прохідність, забезпечує можливість транспортування вантажів під час руху та ефективно працює на обмежених або нерівних ділянках.

Другий додатковий кран Liebherr LTM 1050 має стрілу 38 м та гуськом до 16 м. Даний кран призначений для встановлення металевих балок та інших конструктивних елементів середньої маси, а також для проведення допоміжних монтажних робіт. Завдяки своїй високій мобільності, компактним транспортним параметрам і відмінній маневровій функції, модель Liebherr LTM 1050 демонструє високу ефективність у експлуатації за умов щільної міської забудови чи на обмежених територіях будівельних майданчиків. Телескопічна стріла завдовжки до 38 метрів і гусьок довжиною до 16 метрів дозволяють здійснювати підйом і монтаж на значній висоті, охоплюючи широкий робочий радіус.



а)



б)

Рисунок 3.1 – Графік вантажопідйомності кранів: а) - Liebherr LTR 1100 з стрілою 52 м і гуськом 19.8 м; б) - Liebherr LTM 1050 з стрілою 38 та гуськом 16м

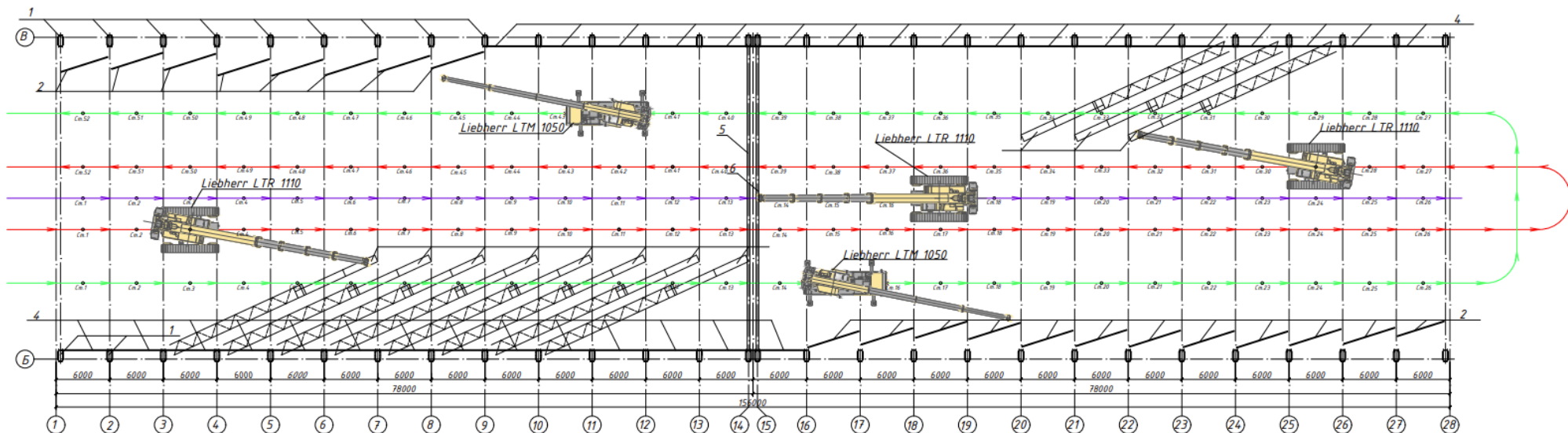


Рисунок 3.2 – Схема проходки кранів

Червоний та фіолетовий кольори позначають траєкторію руху крана Liebherr LTR 1100, який здійснює монтаж колон і ферм відповідно. Зелений колір використовується для відображення переміщень крана Liebherr LTM 1050, задіяного у встановленні підкранових балок. 1 – Змонтовані колони; 2 – площадка складування підкранових балок; 3 – площадка складування колон; 4 – змонтовані підкранові балки; 5 – змонтована ферма; 6 – ферма що монтується.

3.3 Технологія проведення монтажних робіт

Основними конструктивними елементами сталевих каркасів промислової будівлі, що підлягають монтажу, є колони, підкранові балки, кроквяні та підкроквяні ферми, елементи фахверка, систему зв'язків та профільований настил.

Монтаж колон

Під час зведення сталевих каркасів промислових об'єктів практикують три базові методики встановлення колон на монолітні залізобетонні основи. Перша з них полягає у монтажі конструкцій на попередньо встановлені анкерні болти; після ретельної вивірки просторового положення колони в обох взаємно перпендикулярних осях, порожнина між металом і бетоном замонолічується цементним розчином. Другий підхід виключає необхідність підливки: опорна ділянка фундаменту заздалегідь виводиться на проєктну відмітку з урахуванням того, що п'ята колони є фрезерованою, і конструкція спирається прямо на бетон. Третій метод, притаманний безвивірковій технології, передбачає використання завчасно встановлених та ідеально вирівняних сталевих опорних плит зі струганою горішньою площиною; у такому разі припустиме нанесення мінімального шару розчину для компенсації мікронерівностей.

До початку підйому на металеві колони наносять осьові риски, що збігаються з поздовжньою віссю стрижня. Ідентичні орієнтири фіксують на фундаменті, що дозволяє досягти абсолютно точного суміщення елементів у процесі монтажу та гарантує встановлення колони строго у визначене проєктом місце.

Якщо сталеві колони мають розвинені в плані опорні башмаки та їхня висота не перевищує 10 метрів, їх, як правило, фіксують виключно анкерними болтами, обходячись без додаткових тимчасових елементів. У випадках же, коли база колони вузька або її висота більша за 10 метрів, для запобігання перекиданню застосовують парні розчалки, які розташовують у площині з мінімальною жорсткістю симетрично з обох боків. Ці тимчасові в'язі кріплять ще на землі, до початку підйому, а потім фіксують до заздалегідь встановлених монтажних якорів або сусідніх фундаментів.

Звільняти колону від вантажозахоплювальних пристроїв дозволено виключно після остаточного натягу та надійної фіксації цих розчалок. Видаляють тимчасові розчалки лише тоді, коли колона вже жорстко зафіксована постійними елементами каркаса будівлі. Для формування просторової незмінності споруди одразу після встановлення перших двох колон монтують підкранові шляхи та систему горизонтальних і вертикальних в'язей, які зв'язують між собою ці колони.

Фіксація сталевих каркасів до бетонного моноліту виконується анкерними болтами. У ситуації, коли під базою колони використовуються металеві вирівнювальні підкладки, їх обов'язково приварюють до тіла башмака або опорної плити суцільним швом. Стосовно колон верхніх рівнів, наприклад, на багаторушних етажерках, їхнє з'єднання здійснюється або за допомогою високоміцних болтів, або на зварюванні.

Оскільки класична процедура вивірки є надзвичайно витратною за часом, для пришвидшення темпів монтажу активно впроваджують безвивірковий метод. Його суть зводиться до прецизійного виготовлення та попередньої підготовки всіх з'єднаних деталей як на заводі-виробнику, так і безпосередньо на будівельному майданчику.

Аби забезпечити максимальну точність за безвивірковим технологією, опорні плити та бази колон виготовляють окремо. Торцеві поверхні стрижнів колон підлягають обов'язковому фрезеруванню, а верхні площини плит — механічному струганню, що створює ідеально рівну контактну поверхню. На кожну плиту наварюють чотири планки з різьбовими отворами, які призначені для монтажних болтів. На гілках колон, у свою чергу, наносять осеві риси, які дозволяють бездоганно точно поєднати елемент з опорною плитою під час фінішного встановлення.

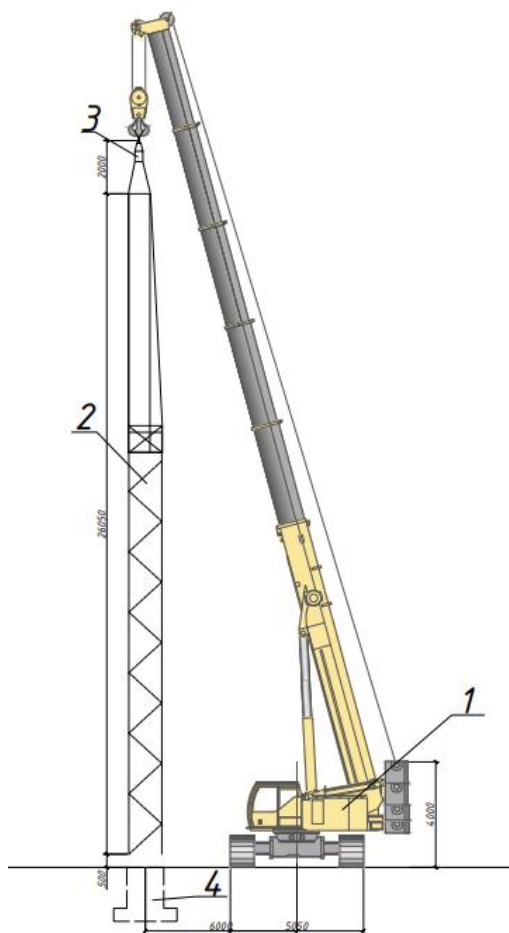


Рисунок 3.3 – Монтаж колони (1 – монтажний кран; 2 – колона що монтується, 3 – траверса; 4 – фундамент).

При застосуванні безвивірjuвальної технології сталеві колони спирають на попередньо підготовлені опорні плити, які завчасно вирівнюють по висоті шляхом обертання регулювальних гвинтів. Фундаментну основу при цьому бетонують із недоливом до проєктної відмітки на 50–60 мм, а після остаточного позиціонування плит порожнину під ними замонолічують цементним розчином, формуючи суцільний контакт із бетоном. Горизонтальність змонтованих плит перевіряють за допомогою нівеліра, причому граничне відхилення від заданої висотної позначки не повинно перевищувати 1,5 мм.

Підйом та встановлення колони відбуваються з точним суміщенням осьових рисок, нанесених безпосередньо на конструкцію та на опорну плиту. Щойно досягається збіг орієнтирів, елемент одразу фіксують анкерними болтами без жодного подальшого рихтування чи корекції положення. Після остаточного

затягування анкерних з'єднань і натягу тимчасових розчалок приступають до монтажу підкранових балок. Завдяки прецизійній точності попередньо виконаної розмітки ці балки встановлюють одразу в проєктне положення без додаткового регулювання. Тимчасові розчалки демонтують лише після того, як підкранові балки повністю змонтовані та надійно закріплені.

Підкранові балки та кроквяні конструкції

У сучасному промисловому будівництві сталеві підкранові балки є безумовним пріоритетом, оскільки вони забезпечують високу стійкість до значних експлуатаційних навантажень і ефективну роботу мостових кранів. Використання залізобетонних підкранових балок має обмежений характер і практикується здебільшого для невеликих прогонів довжиною 6 або, в особливих випадках, до 12 метрів. Однак це можливо лише за умови встановлення їх на залізобетонні колони.

Монтаж таких балок розпочинається виключно після завершення зведення колон, їх ретельної перевірки та закріплення у проєктному положенні. Роботи зазвичай організовані потоковим методом, що сприяє безперервності технологічного процесу та підвищує продуктивність. У деяких ситуаціях одночасно з підкрановими балками монтують і підкроквяні конструкції, що дозволяє максимально ефективно використовувати кран без додаткових переміщень.

Перед підйомом балки розміщують на спеціальних підкладках у межах монтажного прольоту, точно відповідно до проєктної схеми. Такий самий принцип застосовується й для укрупнювального складання окремих елементів безпосередньо на будівельному майданчику.

Підйом конструкцій виконують за допомогою монтажних кранів із врахуванням ваги балок і технічних можливостей вантажопідіймального обладнання. Якщо вантажопідйомність крану достатня, монтаж здійснюють однією машиною. У разі роботи з особливо важкими балками застосовують два крани, що працюють синхронно. Усі монтажні операції проводяться виключно під

контролем інженерно-технічного персоналу, який відповідає за безпеку та точне дотримання проєктних вимог до встановлення конструкцій.

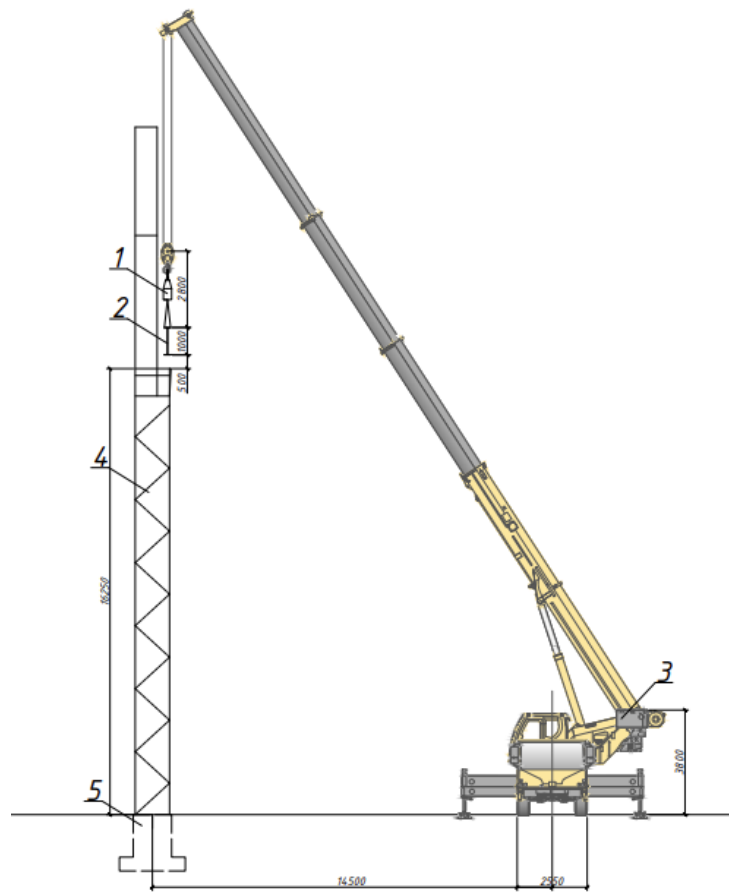


Рисунок 3.4 – Монтаж підкранової балки (1 – траверса; 2 – підкранова балка; 3 – автокран; 4 – змонтована колона; 5 – фундамент).

Фіксацію сталевих підкранових балок до колон реалізують за допомогою болтів, що проходять через отвори, виконані в нижньому поясі балки. Для спрощення монтажних робіт ці отвори роблять злегка більшими за діаметр болтів, що дає змогу компенсувати незначні похибки в позиціонуванні. Верхній пояс балки закріплюють з колоною шляхом зварювання через спеціальну монтажну пластину. На етапі попереднього закріплення ця пластина фіксується тимчасовими прихватками, що дозволяє при необхідності коригувати положення балки.

У разі використання залізобетонних колон балки розташовують на консольних виступах і фіксують анкерними болтами та сталевими елементами, привареними до закладних деталей заздалегідь. Якщо фактична висота консолі відрізняється від проєктного значення, під опорні місця балки встановлюють

металеві прокладки потрібної товщини для вирівнювання верхнього поясу до необхідного рівня.

Після монтажу кожної балки між колонами обов'язково натягують запобіжний трос на висоті 1.2–1.6 м відносно верхнього поясу. Трос кріпиться до струбцин, які попередньо встановлюють на колонах. Лише після забезпечення цих заходів захисту можна безпечно знімати стропи.

Остаточне закріплення балок виконують лише після геодезичної перевірки розташування всіх конструктивних елементів у межах прольоту чи температурного блоку. Для контролю положення осі балки використовують теодоліт, застосовуючи один із двох основних методів. У першому методі осі рейкових шляхів наносяться на крайні балки прольоту, після чого вимірюють відстань від граней колон до візирної лінії та визначають необхідне зміщення. У другому методі осі рейкових шляхів переносять на спеціальні кронштейни, які закріплені на крайніх колонах; надалі перевірка точності виконується за допомогою шнура, натягнутого між ризиками, нанесеними на кронштейни. Паралельно зі встановленням виконується нівелювання кінцевих ділянок балок для визначення їхнього висотного положення. У разі перевищення допустимих відхилень проводять коригування конструкцій. До завершення остаточної вивірки усі зварні з'єднання залишають у формі прихваток. При необхідності зсув балок під час регулювання здійснюється за допомогою домкратів і внутрішніх або зовнішніх упорів. Після остаточного закріплення конструкції проводять фінальну геодезичну зйомку та створюють виконавчу схему, яка слугує основою для подальшого укладання підкранових рейок.

Монтаж кроквяних ферм

Сталеві ферми переважно застосовуються для перекриття великих прольотів у промислових і громадських спорудах, що зумовлено їх високою міцністю та здатністю витримувати значні навантаження. Однак, їх конструктивною особливістю є обмежена просторово-жорсткість до монтування зв'язків або покриттів. З цієї причини підйом і стропування таких ферм здійснюються виключно у визначених проектною документацією (ППР) місцях із

застосуванням спеціалізованих захоплювальних пристроїв. У разі необхідності перед підйманням ферми додатково підсилюються згідно з технічними вказівками, наведеними у ППР. Підготовчий етап монтажу містить укрупнене складання, встановлення сходів, розчалок і відтяжок. Для забезпечення стійкості конструкції розчалування проводиться попарно з обох боків ферми, тоді як відтяжки закріплюються на кінцях ферми для запобігання її небажаним коливанням. Вздовж нижнього поясу конструкції натягується страхувальний трос на висоті від 1.2 до 1.6 м. Усі необхідні захоплювальні і допоміжні пристрої монтуються на фермі ще до початку її підймання. Процес монтажу сталевих ферм відповідає загальним технологічним принципам, застосовуваним для залізобетонних ферм. На колонах попередньо встановлюються опорні столики, які забезпечують необхідну висотну відмітку для безвивірочного монтажу відповідно до встановлених допусків. Вирівнювання ферм проводиться шляхом суміщення осьових міток на елементах ферми та колонах. Конструкція передбачає зазор у отворах для болтів, що дозволяє виконувати корекцію положення ферми під час монтажу. Фіксація відстані між окремими фермами здійснюється шляхом встановлення постійних зв'язків та розпірок, що забезпечує відповідність проектним вимогам.

Після монтажу ферми її фіксують щонайменше половиною від запланованої кількості болтів, що забезпечує початкову стабільність конструкції. Одночасно проводять додаткове розчалування, з'єднуючи нововстановлену ферму з раніше змонтованими елементами. Розчалки виготовляють з тросів однакового типу та розташовують під кутом не менше 45° до площини ферми. Для забезпечення рівномірного натягу застосовуються гвинтові стяжки, які унеможливають виникнення деформацій або перекосів у встановлених фермах. Точки кріплення розчалок обираються з урахуванням розрахункових параметрів стійкості всіх вже змонтованих конструктивних елементів. У випадках, коли ферма не спирається безпосередньо на колону, розчалування закріплюють у вузлах опорних розкосів. Монтаж зв'язувальних елементів, таких як зв'язки між першими кроквяними та ліхтарними фермами, здійснюється за допомогою крану,

після завершення робіт із закріплення розчалок. Конкретна кількість і місце розташування розчалок визначаються відповідно до проекту виконання робіт (ПВР). Після надійної фіксації ферм та установки зв'язків переходять до створення покриття. Конструкція покриття може передбачати наявність прогонів або їх відсутність. У разі використання прогонів вони монтуються між фермами як підтримувальні елементи для укладання плит та настилів. За відсутності прогонів плити монтуються напряму на верхній пояс ферм. Прогони можуть бути виготовлені із швелерів або двотаврів залежно від кроку ферм і кріпляться до верхніх поясів останніх за допомогою сталевих куточків або пластин і болтових з'єднань.

3.4 Складання технологічної карти на монтаж колон та покриття

Монтаж колон і елементів покриття є одним із ключових етапів у процесі створення несучого каркаса будівлі. Для забезпечення організованого, безпечного та ефективного виконання цих робіт розробляється технологічна карта, в якій визначається чітка послідовність операцій, необхідні ресурси, обладнання, а також встановлюються вимоги щодо якості, безпеки та технічного контролю. Такий документ є невід'ємною частиною організаційно-технологічної документації та розробляється на основі робочого проекту, будівельних графіків, специфікації конструкцій і чинних нормативних актів. У межах цієї технологічної карти деталізується процес монтажу вертикальних елементів, зокрема сталевих колон, а також кроквяних систем, таких як ферми, підкроквяні ферми, підкранові балки, прогони та покрівельний настил. Монтаж відбувається поелементно з попереднім частковим укрупненням конструкцій на землі та подальшим їхнім підйомом за допомогою кранових механізмів. Роботи здійснюються потоковим методом із поділом будівлі на окремі монтажні захватки для підвищення ефективності та зручності виконання завдань.

Як було вище зазначено для монтажу використовується два крани один - гусеничний, другий - колісному:

1. Liebherr LTR 1100 з стрілою 52 м і гуськом 19.8 м головний кран для підйому колон і ферм;

2. Liebherr LTM 1050 з стрілою 38 та гуськом 16м додатковий кран, призначений для монтажу елементів невеликої ваги.

Послідовність виконання робіт:

1. Підготовка конструкцій: маркування, нанесення осьових рисок, а також тимчасове зміцнення вузлових елементів;
2. Монтаж колони: монтаж у проектне положення, тимчасове фіксування за допомогою анкерних болтів та облаштування розчалювання;
3. Геодезичне вирівнювання колон за координатами осей і контроль їх висотного положення;
4. Монтаж підкранових балок і встановлення зв'язків відіграють ключову роль у забезпеченні просторової жорсткості конструкцій;
5. Монтаж ферм виконують із попереднім розчалюванням для забезпечення стійкості конструкції;
6. Фіксація ферм та влаштування міжферменних зв'язків;
7. Монтаж прогонів і покриття: улаштування профнастилу або плит на верхній пояс ферм;
8. Кінцеве закріплення всіх з'єднань, зварювання, затягування болтів;
9. Підсумковий геодезичний контроль та оформлення виконавчої схеми.

Особливу увагу в технологічній карті присвячено заходам охорони праці. Попередньо всі робітники проходять інструктаж. Роботи на висоті виконуються з обов'язковим використанням страхувальних поясів. Монтажні роботи забороняється виконувати при сильній швидкості вітру або в складних метеорологічних умовах. Зони підйому елементів конструкції споруди огорожується та помічається попереджувальними знаками.

Якість контролюється на кожному етапі монтажного процесу. Особливий акцент робиться на точну установку колон, дотримання правильної геометрії ферм, а також відповідність висот і відстаней між конструктивними елементами. До зварювальних робіт допускаються лише ті елементи, які ретельно перевірені й повністю відповідають проектним параметрам. За результатами монтажу

складається виконавча документація та створюються схеми фактичного розташування всіх елементів.

Отже, технологічна карта на монтаж колон та покриття забезпечує злагоджене, послідовне й безпечне виконання робіт згідно з нормативними вимогами та проєктною документацією, а також є фундаментом для контролю, планування та аналізу ефективності монтажних процесів.

РОЗДІЛ 4

Охорона праці

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Охорона праці займає ключову роль у структурі будь – якого виробничого процесу, особливо у контексті діяльності промислових підприємств, що передбачають експлуатацію обладнання, механізмів, а також роботу з небезпечними речовинами та матеріалами. Охорона праці на підприємстві, що спеціалізується на виготовленні металоконструкцій у місті Запоріжжя, організована згідно з вимогами чинного законодавства України. Ці нормативно-правові акти забезпечують цілісну систему заходів, яка охоплює правові, організаційні та соціально-економічні аспекти. Основною метою такої системи є збереження життя, здоров'я та працездатності працівників у ході їхньої трудової діяльності.

Відповідно до Конституції України [11] статті 43 кожен громадянин має право на працю, безпечні і здорові умови праці. Цей документ є ключовим нормативним актом, який встановлює пріоритетність дотримання прав людини, зокрема прав працівників, над будь-якими виробничими цілями чи завданнями.

Головним нормативно-правовим документом, що регламентує трудові відносини в Україні, виступає Кодекс законів про працю України (КЗпП). Він встановлює права та обов'язки як роботодавців, так і працівників у питаннях забезпечення безпеки на робочому місці, а також охоплює аспекти охорони праці та умов праці.

Також ключову роль в регулюванні охорони праці є Закон України «Про охорону праці» [12]. У цьому документі закріплено основні засади державної політики у сфері охорони праці, обов'язок роботодавця створювати безпечні умови праці, організовувати навчання з питань охорони праці та забезпечувати працівників засобами індивідуального захисту.

Після початку воєнного стану в Україні почав діяти Закон України «Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану» [13] який Регламентує специфіку організації трудової діяльності в умовах надзвичайних ситуацій, встановлюючи особливий порядок реалізації гарантій та забезпечення безпеки працівників у цих обставинах.

Також задля збереження здоров'я робітників під час виконання виробничих обов'язків діють ще декілька законів:

1. Закон України «Основи законодавства України про охорону здоров'я» [14];
2. Закон України «Про систему громадського здоров'я» [15];
3. Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування» [16], є гарантією соціального захисту робітників у разі виробничої травми або тимчасової втрати працездатності.

Також важливим на підприємстві є протипожежний захист. Регламентується відповідним документом «Правила пожежної безпеки в Україні» [17].

Особливу увагу приділяють екологічній безпеці оскільки на підприємстві виникають різні технологічні процеси з різними матеріалами які здатні впливати на довкілля. Відповідно це питання регулюється Законом України «Про охорону навколишнього природного середовища» [18].

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на промисловому підприємстві з виготовлення металоконструкцій в місті Запоріжжя

Об'єктом проектування є цех з виготовлення металоконструкцій в місті Запоріжжя. Під час зведення будівлі варто враховувати умови праці задля збереження здоров'я робітників та зменшити ризи отримання виробничих травм. На рівень безпеки праці та продуктивності можуть впливати різноманітні виробничо-шкідливі фактори, серед яких можна виділити фізичні, хімічні, біологічні та психофізіологічні впливи. Кожна з цих груп чинників потенційно здатна створювати ризики для здоров'я працівників і знижувати ефективність виконання трудових завдань.

Проаналізуємо можливі негативні фактори які можуть проявитися в процесі зведення споруди:

Фізичні небезпечні фактори під час будівництва

1. Підвищений рівень шуму, який провокує виникнення втоми та зниження концентрації уваги;
2. Вплив вібрації, спричинений будівельною технікою та інструментами;

3. Недостатнє освітлення;
4. Пожежна небезпека, що виникає при зберіганні в невідповідному місці легкозаймистих матеріалів, зокрема таких, як фарби, розчинники, лакофарбові вироби.

Хімічні небезпечні фактори під час будівництва

1. Шкідливі газоподібні викиди та дрібнодисперсний пил, які утворюються в процесі виконання робіт.

Біологічні небезпечні фактори під час будівництва

1. Біологічні ризики під час будівництва практично не виникають.

Психофізіологічні небезпечні фактори під час будівництва

1. Психофізіологічні фактори включають стрес, переважно, психоемоційне напруження, яке виникає через високу інтенсивність виконуваних робіт, вплив шуму та наявність небезпечних умов праці. Ці чинники негативно впливають на рівень концентрації та швидкість реакцій, що, своєю чергою, сприяє збільшенню ризику отримання травм.

Урахування потенційних небезпечних і шкідливих факторів при організації будівництва металоконструкцій вимагає комплексного підходу, що охоплює як організаційні, так і технічні заходи. Зокрема, необхідно передбачити впровадження заходів, спрямованих на зниження рівня шуму та вібрації, оптимізацію умов освітлення, суворе дотримання норм пожежної безпеки, а також ефективну мінімізацію впливу пилу та шкідливих викидів на навколишнє середовище та працівників. Важливим аспектом є забезпечення безпечного і комфортного робочого середовища, що дозволяє зменшити психофізіологічне навантаження на робітників, запобігти виробничому травматизму та підвищити загальний рівень безпеки праці.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Проаналізуємо потенційні ризики для здоров'я електрогазозварника під час виконання його професійних обов'язків.

Основні загрози здоров'ю під час зварювальних робіт включають вплив високих температур, ультрафіолетового випромінювання, сильного диму та яскравого світла, а також шкідливих випарів, що небезпечні як для самого спеціаліста, так і для тих, хто перебуває поруч. Тривалий і багаторазовий контакт із забрудниками в повітрі є основною причиною розвитку професійних легеневих захворювань. Водночас навіть одноразове вдихання таких речовин може призвести до серйозного ушкодження легенів. Додатково зварювальники часто стикаються зі значною фізичною втомою та ризиком виробничих травм через виконання робіт у незручних і складних просторових положеннях.

Під час виконання зварювальних робіт працівники стикаються з численними небезпечними та шкідливими виробничими факторами. Одним із найсуттєвіших ризиків є вплив високих температур, які виникають у зоні зварювальної дуги. Контакт із розпеченим металом, іскрами чи шлаком може спричинити термічні опіки різного ступеня важкості. Крім того, тривале перебування в умовах підвищеної температури негативно позначається на самопочутті, викликаючи швидку втому та зниження працездатності.

Вагомою загрозою є також ультрафіолетове випромінювання, яке утворюється під час згоряння зварювальної дуги. Відсутність відповідних засобів захисту може призвести до ушкодження очей, подразнення слизових оболонок і термічних опіків відкритих ділянок шкіри. Особливо небезпечним залишається навіть короткочасне спостереження за дугою без спеціальних захисних масок.

У процесі зварювання в повітрі робочої зони накопичується значна кількість диму та дрібнодисперсних частинок металу, що негативно впливає на умови роботи. Це знижує видимість і створює додаткове навантаження на органи дихання. Серйозною проблемою також виступає інтенсивне світлове випромінювання, яке спричиняє втому очей і погіршує здатність до концентрації.

Окрему небезпеку становлять токсичні випари та гази, які виділяються при плавленні металу та електродів. Склад таких сполук може включати оксиди металів, озон, оксиди азоту та інші небезпечні для здоров'я речовини. Тривале вдихання цих токсинів може викликати розвиток професійних захворювань дихальної системи, погіршення загального стану здоров'я і продуктивності праці. З огляду на це виконання зварювальних робіт має здійснюватися за умови належної вентиляції та використання якісних засобів індивідуального захисту.

Для визначення рівня ризику (табл. 4.1) застосовано методи оцінки, що базуються на поєднанні категорій серйозності небезпеки (I–IV) та ймовірності її реалізації (A–E). На підставі отриманих даних встановлено індекс небезпеки та рівень ризику: від допустимого до неприпустимого.

Таблиця 4.1 – Оцінка ризиків

№	Небезпечний фактор	Категорія небезпеки	Ймовірність	Індекс ризику	Рівень ризику
1	Вплив високих температур (опіки)	II Критична	B Вірогідно	2B	Неприпустимий
2	Ультрафіолетове випромінювання	III Гранична	A Часто	3A	Неприпустимий
3	Яскраве світло зварювальної дуги	III Гранична	A Часто	3A	Неприпустимий
4	Зварювальний дим	III Гранична	B Вірогідно	3B	Небажаний
5	Шкідливі випари та гази	II Критична	C Іноді	2C	Небажаний

Результати проведеної оцінки ризиків свідчать, що ключовими небезпечними чинниками під час виконання зварювальних робіт є вплив ультрафіолетового випромінювання, інтенсивне світлове випромінювання зварювальної дуги та дія високих температур. З метою мінімізації професійних

ризиків необхідно забезпечити застосування засобів індивідуального захисту, зокрема зварювальних масок зі світлофільтрами, спеціального захисного одягу та рукавиць. Окрім того, обов'язковим є облаштування ефективної системи вентиляції робочої зони для видалення продуктів горіння та шкідливих випарів. Зазначені заходи сприятимуть зниженню рівня виробничого травматизму та запобіганню професійним захворюванням.

4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування

Забезпечення безпечних умов праці під час зварювальних робіт

Забезпечення безпечних та належних умов праці під час виконання зварювальних робіт при зведенні будівельних конструкцій є невід'ємною складовою системи охорони праці. Дотримання відповідних стандартів сприяє мінімізації ризиків травматизму та виникнення професійних захворювань, а також підвищує загальну ефективність виробничих процесів. Основними небезпечними факторами під час зварювання є термічний вплив, ультрафіолетове випромінювання, інтенсивне світлове випромінювання дуги, а також утворення зварювального аерозолю, шкідливих газів та випарів. З метою нейтралізації вказаних ризиків необхідно впроваджувати комплекс дієвих організаційно-технічних заходів.

Оцінка та мінімізація небезпечних виробничих факторів

Перш ніж приступати до зварювальних робіт, необхідно ретельно оцінити та проаналізувати всі можливі ризики, пов'язані з робочою зоною. Особливу увагу слід приділити впливу високих температур, випромінювання зварювальної дуги та виділенню шкідливих речовин у процесі плавлення металів. З метою мінімізації ризиків важливо використовувати засоби індивідуального захисту, встановлювати захисні екрани, організовувати безпечний простір для роботи та суворо дотримуватися технологічних вимог проведення зварювальних операцій.

Раціональна організація робочих місць

Зварювальні місця треба облаштовувати так, щоб і зварникам було безпечно працювати, і на інших працівників шкідливі фактори впливали якомога менше. Тому зварювальні пости закривають захисними ширмами — вони стримують яскраве світло та ультрафіолет. Працівникам видають спеціальний вогнестійкий одяг, рукавиці, маски для захисту обличчя та засоби захисту дихання. І ще дуже важливо підтримувати порядок на робочому місці й не допускати, щоб там збиралися горючі матеріали.

Забезпечення вентиляції та освітлення

Під час зварювання утворюється багато зварювального диму, а також шкідливих газів та випарів металів, які негативно впливають на органи дихання. Для їх ефективного видалення необхідно застосовувати відповідні засоби індивідуального захисту. Також освітлення робочих зон має забезпечувати достатню видимість, не створювати лишнього навантаження на зір працівників та відповідати вимогам безпеки.

Контроль шкідливих і небезпечних факторів

На будівельній площадці треба постійно контролювати рівень шкідливих факторів: наприклад, скільки у повітрі зварювального диму, газів, який рівень випромінювання та температура в робочій зоні. Також важливо регулярно перевіряти справність обладнання та засобів захисту. І, звісно, працівники мають проходити інструктаж з охорони праці та періодичні медичні огляди — це допомагає запобігати професійним захворюванням.

Запобігання опікам та ураженням під час зварювання

Коли виконують зварювальні роботи, завжди є ризик отримати термічні опіки — від розплавленого металу, іскор або нагрітих поверхонь. Щоб цього уникнути, треба використовувати справні засоби особистої захисту та

дотримуватись правил безпеки. Крім того, робочі місця мають бути обладнані першочерговими засобами пожежогасіння, а доступ сторонніх осіб у зону зварювання потрібно обмежувати.

Вплив воєнного стану на організацію безпечних умов виконання робіт

Воєнні дії в Україні суттєво змінили підходи до організації охорони праці, особливо в умовах виконання зварювальних робіт на будівництвах. Постійна загроза ракетних атак, руйнування інфраструктури та робота у зонах підвищеного ризику значно ускладнили забезпечення стандартних заходів безпеки. У відповідь на ці виклики було запроваджено Закон України «Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану» [13]. Він дозволяє роботодавцям швидко адаптувати робочі графіки, спрощувати процедури інструктажів та забезпечувати працівників засобами захисту без зайвої бюрократії. На будівельних майданчиках, де здійснюється зведення об'єктів, виникає додаткова необхідність створювати укриття для персоналу, забезпечувати резервне живлення для роботи вентиляційних систем та оперативно вирішувати питання з постачанням засобів індивідуального захисту в умовах перебоїв. Така ситуація вимагає від роботодавців гнучкіших і адаптивних підходів до організації охорони праці, орієнтованих на захист життя і здоров'я працівників, навіть у найскладніших обставинах.

Висновки до розділу

У цьому розділі розглянуто аспекти забезпечення охорони праці під час проєктування та будівництва цеху з виробництва металоконструкцій у місті Запоріжжя. Проведено аналіз актуальної законодавчої та нормативно-правової бази України, що регулює питання охорони праці, пожежної та екологічної безпеки з метою створення умов для безпечного функціонування виробничих об'єктів.

Здійснено детальний аналіз виробничих умов, виявлено ключові небезпечні та шкідливі фактори, які можуть виникати як у процесі будівництва, так і під час експлуатації об'єкта. Зокрема, особливу увагу приділено ризикам, пов'язаним із

виконанням зварювальних робіт. На перший план серед таких загроз вийшли вплив високих температур, ультрафіолетове випромінювання, яскраве світлове випромінювання, зварювальний дим і шкідливі гази.

За результатами оцінки ризиків визначено, що найбільшу небезпеку для працівників представляють ультрафіолетове випромінювання, інтенсивне світлове випромінювання зварювальної дуги та висока температура. Для мінімізації професійних ризиків запропоновано комплекс заходів, серед яких: організаційно-технічні, санітарно-гігієнічні та архітектурно-планувальні рішення. Ці заходи включають використання засобів індивідуального захисту, встановлення ефективних систем вентиляції та освітлення робочої зони, регулярний моніторинг небезпечних виробничих факторів, проведення професійного інструктажу і обов'язкових медичних оглядів працівників.

Реалізація запропонованих рішень сприятиме посиленню безпеки праці на виробництві, зниженню рівня травматизму й професійних захворювань. Крім того, це забезпечить відповідність проєкту вимогам чинного законодавства України у сфері охорони праці.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.1.2 – 2:2006 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2». К.: Мінбуд України. 2020. – 68 с.
2. ДБН В.2.1 – 10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення». К.: Мінрегіон України. 2018. – 34 с.
3. ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель». К.: ДП «Укр НДНЦ». 2022. – 63 с.
4. ДБН В.2.6 – 31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» К.: Міністерство розвитку громад та територій України. 2022. – 22 с.
5. ДБН В.1.1 – 7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги» К.: Мінрегіон України. 2017. – 40 с.
6. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі зміною №1» К.: Мінрегіон України. 2022. – 224 с.
7. ДСТУ 9295:2024 «Двотаври сталеві зварні. Технічні вимоги та сортамент» К.: ДП «Укр НДНЦ». 2024. – 34 с.
8. ДСТУ 2251:2018 «Кутики сталеві гарячекатані рівнополічні. Сортамент» К.: ДП «Укр НДНЦ». 2018. – 12 с.
9. ДБН В.2.6 – 98:2006 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» зі Зміною №1. 2020. – 71 с.
10. Нілов О. О., Пермяков В. О., Шимановський О. В., Білик С. І., Лавріненко Л. І., Белов І. Д., Володимирський В. О. Металеві конструкції. Загальний курс. Підручник для закладів вищої освіти. – Видання 2 –е, перероблене і доповнене /Під загальною редакцією О. О. Нілова та О. В. Шимановського. – К.: Видавництво «Сталь», 2010. -869 с.
11. Конституція України ред. від 01.01.2020 №254к/96-ВР:
<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/254%D0%BA/96-%D0%B2%D1%80#Text>
12. Закон України «Про охорону праці» ред. від 12.09.2025 №2694- XII:
<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2694-12#Text>

13. Закон України «Про організацію трудових відносин під час воєнного стану» від 19.05.2026 №2136-IX:

<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2136-20#Text>

14. Закон України «Основи законодавства України про охорону здоров'я» ред. від 11.02.2026 №2801- XII:

<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2801-12#Text>

15. Закон України « Про систему громадського здоров'я» ред. від 01.01.2026 №2573-IX:

<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2573-20#Text>

16. Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування» ред. від 24.04.2026 №1105-XIV:

<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1105-14#Text>

17. Наказ «Про затвердження Правил пожежної безпеки в Україні» ред. від 27.02.2026 № z0252-15:

<https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/z0252-15#Text>

18. Закон України «Про охорону навколишнього природного середовища» ред. від 08.08.2025 №1264-XII:

19. <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1264-12#Text>