

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

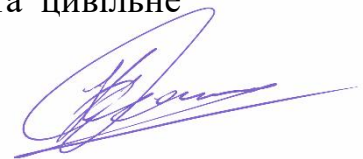
**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

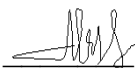
Кафедра геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА
ВИРОБНИЧИЙ ЦЕХ КРИВОРІЗЬКОГО ЛИВАРНО-МЕХАНІЧНОГО
ЗАВОДУ**

Розробив: студент 4 курсу, групи ХарПЦБ22-1з
спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія
освітня програма «Промислове та цивільне
будівництво»

Кльофас Сергій Миколайович



Керівник  к.т.н., доцент Александрович В.А.

Рецензент  ст. викл. Гаврилюк О.В.

Харків

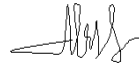
2026

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва



Вадим АЛЕКСАНДРОВИЧ

« 02 » березня 2026 року

**ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА**

Кльофас Сергій Миколайович

Спеціальність: 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма: *Промислове та цивільне будівництво*

Тема кваліфікаційної роботи: *Виробничий цех Криворізького ливарно-механічного заводу*

затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О. М. Бекетова № 187-03 від «27» лютого 2026 року

Термін подання завершеної роботи на кафедру 01.06.2026 року

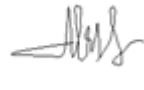
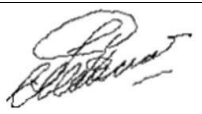
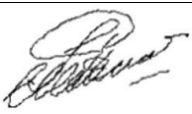
Вихідні дані до кваліфікаційної роботи: *інженерно-геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальне рішення об'єкту.*

Зміст розрахунково-пояснювальної записки: *архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна частина, технологічні рішення та організація будівництва, розділ охорони праці.*

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

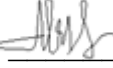
- архітектурно-будівельна частина: *фасади, повздовжні та поперечні розрізи, план на відмітці 0.000;*
- розрахунково-конструктивна частина: *робочі креслення основних конструктивних елементів будівлі (фундаменти, колони, ригелі, елементи покриття та перекриття);*
- розділ технології будівельного виробництва: *технологічна карта.*

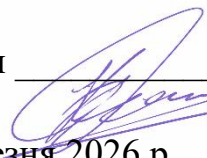
КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		Завальний О.В.		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	Александрович В.А.		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	Шемет Р.М.		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		Супрун О.Ю.		
4. Охорона праці		Нікітченко О.Ю.		
Нормоконтроль		Гаврилюк О.В.		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Назва етапів роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1. Архітектурно-будівельна частина	02.03.2026-20.03.2026	виконано
2. Розрахунково-конструктивна частина	21.03.2026-17.04.2026	виконано
3. Технологічні рішення та організація будівництва	18.04.2026-12.05.2026	виконано
4. Охорона праці	13.05.2026-30.05.2025	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи  к.т.н., доцент Александрович В.А.

Завдання прийняв до виконання  Кльофас С.М.

Дата видачі завдання «02» березня 2026 р.

ЗМІСТ

Розділ 1. Архітектурно-будівельна частина	5
1.1. Природно-кліматичні та інженерно-геологічні умови району будівництва	5
1.2 Об'ємно-планувальні рішення.....	7
1.3 Конструктивні рішення будівлі	8
1.4 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.....	12
Розділ 2. Розрахунково-конструктивна частина	14
2.1 Підземна частина споруди	14
2.2 Конструкції надземної частини споруди	35
3. Технологія будівельного виробництва	71
3.1 Вибір методів виробництва основних будівельно-монтажних робіт і засобів механізації	71
3.2 Матеріально-технічні ресурси	74
3.3 Техніко-економічні показники монтажних робіт	80
3.4 Розробка технологічної карти на монтаж каркаса.....	81
Розділ 4. Охорона праці	85
4.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику	85
4.2 Вибір і розрахунки каната стропа для виконання розвантажно-навантажувальних робіт	86
4.3 Визначення меж небезпечної зони під час монтажу будівлі баштовим краном.....	88
4.4 Протипожежна безпека.....	90
Список використаних джерел	94

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1. Природно-кліматичні та інженерно-геологічні умови району будівництва

Проектований виробничий цех машинобудівного підприємства розташований у місті Кривий Ріг Дніпропетровської області. Район будівництва належить до південно-східної кліматичної зони України, яка характеризується помірно континентальним кліматом із відносно жарким і посушливим літом та помірно холодною зимою. Кліматичні параметри прийнято відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [1], який установлює кліматичні характеристики для проєктування будинків і споруд.

Для району будівництва прийнято такі основні кліматичні характеристики:

- максимальна температура повітря найтеплішого періоду — до $+39...+41$ °С;
- розрахункова температура найхолоднішої п'ятиденки для м. Кривий Ріг — близько -23 °С;
- середня температура липня — близько $+21,5$ °С;
- середня температура січня — близько $-4,3$ °С;
- відносна вологість повітря у липні — близько 63 %;
- середньорічна відносна вологість повітря — близько 73 %;
- середньорічна кількість опадів — близько 475 мм;
- нормативна глибина промерзання ґрунтів — 0,9 м;
- нормативне вітрове навантаження — 600 Па;
- нормативне снігове навантаження — 138 кгс/м².

Для м. Кривий Ріг у холодний період року переважають східні та північно-східні вітри, а в літній період — переважно північного напрямку. Середня швидкість панівних вітрів у зимові місяці становить приблизно 4,5–5,2 м/с, у літні — близько 3,7 м/с.

Таблиця 1 — Характеристика панівних вітрів для м. Кривий Ріг

Період року	Переважаючий напрямок вітру	Орієнтовна середня швидкість, м/с
Зимовий період	східний, північно-східний	4,5–5,2
Літній період	північний	3,7

Інженерно-геологічна будова майданчика представлена такими інженерно-геологічними елементами:

ІГЕ-1 — ґрунтово-рослинний шар;

ІГЕ-2 — суглинок жовто-бурий, пластичний;

ІГЕ-3 — глина бура, пластична;

ІГЕ-4 — супісок зелено-бурий, пластичний.

За умовну відмітку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці +59,000 м. Ґрунтові води виявлено на глибині 6,6–7,2 м від поверхні землі, що відповідає абсолютним відміткам +52,400...+51,800 м. За умовами зволоження територія характеризується як невідтоплювана. Основою для влаштування фундаментів прийнято ґрунти ІГЕ-2 — жовто-бурий пластичний суглинок.

Проектований об'єкт є розширенням виробничої потужності машинобудівного заводу. Будівництво передбачає прибудову нової виробничої секції довжиною 48,8 м до існуючої будівлі підприємства.

Архітектурно-планувальне рішення генерального плану розроблено з урахуванням таких основних чинників:

- висотної прив'язки монолітних залізобетонних фундаментів до існуючого рельєфу;
- розташування наявної забудови та конфігурації будівельного майданчика;
- технологічних вимог щодо організації руху автотранспорту та пішохідних потоків;
- необхідності максимально можливого збереження існуючих зелених насаджень;

- дотримання чинних містобудівних, санітарних і протипожежних норм.

Проектні відмітки території прийнято максимально наближеними до існуючого рельєфу, що дозволяє зменшити обсяги земляних робіт і забезпечити раціональну організацію будівельного майданчика.

Автомобільні проїзди на території підприємства запроєктовано з асфальтобетонним покриттям. Ширина проїзної частини прийнята 7,0 м. Уздовж проїздів передбачено встановлення бортового бетонного каменю. Поперечний профіль автомобільних доріг прийнято двосхилим із поперечним ухилом проїзної частини 1,5 %, що забезпечує організоване відведення поверхневих вод.

Благоустрій території передбачає озеленення вільних ділянок, улаштування газонів і клумб, а також висадження листяних дерев і чагарників уздовж тротуарів та пішохідних зон. Прийнятні рішення спрямовані на створення зручних умов експлуатації виробничої території, забезпечення безпечного руху транспорту і працівників, а також поліпшення санітарно-гігієнічного стану майданчика.

1.2 Об'ємно-планувальні рішення

Будівля виробничого цеху запроєктована як продовження існуючого цехового корпусу машинобудівного заводу. У складі будівлі передбачено лише виробничі та складські приміщення, що відповідає її функціональному призначенню та технологічній схемі підприємства.

Запроєктована будівля є одноповерховою, має прямокутну форму в плані та габаритні розміри в осях 112,0 × 48,8 м. У поперечному напрямку будівля складається з чотирьох прольотів, які перекриваються сталевими фермами. Рівень низу несучих ферм прийнято таким:

- у першому прольоті — +11,520 м;
- у другому прольоті — +16,600 м;
- у третьому та четвертому прольотах — +15,600 м.

Крок колон у поздовжньому напрямку становить 12,0 м. Будівля цеху передбачена опалюваною, що забезпечує необхідні умови для виконання виробничого процесу та експлуатації складських зон у холодний період року.

Під час розроблення об'ємно-планувальних рішень було враховано такі основні вимоги:

- раціональне розміщення запроєктованої будівлі на території підприємства;
- забезпечення безперервності та зручності технологічного процесу;
- відповідність планувальної структури виробничому призначенню цеху;
- забезпечення нормативного природного освітлення приміщень;
- зручність організації руху працівників, транспорту та вантажопотоків;
- економічність прийнятого конструктивно-планувального рішення.

Основні техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення наведено нижче:

- загальна площа будівлі — 5416,8 м²;
- площа зовнішніх стін — 3972,0 м²;
- будівельний об'єм будівлі — 05670,0 м³.

Прийняті об'ємно-планувальні рішення забезпечують функціональність виробничого процесу, раціональне використання площі забудови, зручність експлуатації будівлі та відповідність основним вимогам до промислових будівель. Будівля має просту прямокутну форму в плані, що позитивно впливає на економічність будівництва, спрощує конструктивну схему та забезпечує ефективне використання внутрішнього простору цеху.

1.3 Конструктивні рішення будівлі

1.3.1 Фундаменти

Глибина закладання фундаментів призначається з урахуванням інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика, глибини сезонного промерзання ґрунтів, конструктивної схеми будівлі, умов її експлуатації, а також величини та характеру навантажень, що передаються на основу.

Відмітка обрізу монолітних ростверків прийнята на рівні $-1,000$ м, відмітка низу фундаментів — $-3,500$ м. Таке конструктивне рішення забезпечує надійну передачу навантажень від колон і огорожувальних конструкцій на ґрунтову основу.

Для сприйняття та передачі навантаження від стінових панелей і внутрішніх перегородок на фундаменти передбачено встановлення залізобетонних фундаментних балок таврового перерізу висотою 450 мм. Фундаментні балки монтуються на виступи фундаментів по шару цементно-піщаного розчину марки М100 товщиною 20 мм, що забезпечує рівномірне обпирання конструкцій і передачу навантажень.

1.3.2 Колони

Несучий каркас будівлі запроєктовано із застосуванням металевих колон. Колони сприймають вертикальні навантаження від покриття, кроквяних конструкцій, прогонів, снігового навантаження, а також горизонтальні впливи від вітрового навантаження та передають їх на фундаменти.

Металеві колони розміщуються відповідно до прийнятої конструктивної сітки будівлі. Крок колон у поздовжньому напрямку становить 12 м, що відповідає технологічним і конструктивним вимогам для виробничих будівель.

1.3.3 Кроквяні конструкції

Для перекриття виробничих прольотів будівлі застосовано металеві кроквяні ферми. У виробничій частині будівлі проліт становить 30 м. Для його перекриття прийнято металеві ферми з трикутною ґраткою, що забезпечують необхідну несучу здатність і просторову жорсткість покриття.

Застосування металевих ферм дає змогу перекривати значні прольоти без улаштування додаткових проміжних опор, що є важливим для

забезпечення вільного виробничого простору та раціональної організації технологічного процесу.

1.3.4 Покриття

Покриття будівлі запроєктовано із застосуванням сендвіч-панелей виробництва ТОВ «Будмонтаж». Як теплоізоляційний наповнювач у панелях використано пінополіуретан, що забезпечує необхідні теплоізоляційні властивості огорожувальної конструкції.

Основні технічні характеристики покрівельних сендвіч-панелей: довжина панелі — 6000 мм; ширина панелі — 1200 мм; товщина панелі — 100 мм; маса панелі — 14,44 кг/м²; опір теплопередачі приймається відповідно до технічних характеристик виробника.

Несучими елементами покриття є металеві прогони прольотом 12 м, прийняті за серіями 1.462-5 та 1.462-3 «Сталеві ґратчасті прогони прольотом 12 м для виробничих будівель». Прогони передають навантаження від покриття на кроквяні ферми та забезпечують надійне кріплення покрівельних панелей.

1.3.5 Зовнішні стіни

Зовнішні огорожувальні конструкції будівлі виконуються із самонесучих навісних стінових сендвіч-панелей виробництва ТОВ «Будмонтаж». Як утеплювач у панелях використано пінополіуретан.

Основні технічні характеристики стінових сендвіч-панелей: довжина панелі — 6000 мм; ширина панелі — 1200 мм; товщина панелі — 100 мм; маса панелі — 14,44 кг/м²; опір теплопередачі приймається відповідно до технічних характеристик виробника.

Застосування сендвіч-панелей дозволяє зменшити масу огорожувальних конструкцій, скоротити тривалість монтажних робіт і забезпечити необхідні теплоізоляційні характеристики будівлі.

У місцях улаштування воріт і дверних прорізів передбачено цегляні вставки, які забезпечують необхідну міцність і жорсткість огорожувальних конструкцій у зонах концентрованих навантажень та примикань.

1.3.6 Ворота, двері та вікна

Віконні конструкції прийнято відповідно до розмірів стінових панелей. Для природного освітлення виробничих приміщень передбачено встановлення віконних панелей за серією 2.436-13 з подвійним склінням.

Для забезпечення природного провітрювання приміщень передбачено вікна з елементами, що відкриваються. Таке рішення сприяє поліпшенню повітрообміну у виробничих приміщеннях і створенню належних санітарно-гігієнічних умов праці.

1.3.7 Перемички

Над воротами, дверними та віконними прорізами передбачено встановлення залізобетонних перемичок за серією 1.038.1-1.1 «Перемички брусків, закладені в масив кам'яної кладки». Довжина перемичок приймається залежно від розмірів відповідних прорізів.

Воротні прорізи обрамляються металевими рамами, які вписуються у прийняту розрізку панельної стіни та забезпечують необхідну жорсткість у місцях встановлення воріт.

Мінімальна величина обпирання перемичок на стіни приймається: для рядових перемичок — не менше 125 мм; для несучих перемичок — не менше 250 мм.

Прийняті конструктивні рішення забезпечують надійну роботу прорізів, рівномірну передачу навантажень на стінові ділянки та просторову жорсткість огорожувальних конструкцій.

1.3.8 Підлоги

Конструкція підлог у проєкті прийнята відповідно до серії 4-839-62 «Підлоги виробничих будівель». Тип підлоги обрано з урахуванням

функціонального призначення приміщень, характеру експлуатаційних навантажень, умов руху працівників і можливого переміщення виробничого обладнання.

У приміщенні цеху передбачено підлогу типу П-39, яка складається з таких шарів:

1. цементно-піщана стяжка товщиною 20 мм;
2. підстильний шар із бетону товщиною 100 мм;
3. ущільнена ґрунтова основа.

Така конструкція підлоги забезпечує необхідну міцність, довговічність і придатність до експлуатації у виробничих приміщеннях.

Прийнята конструкція підлоги відповідає умовам експлуатації виробничого цеху, забезпечує сприйняття навантажень від обладнання, людей і внутрішньоцехового транспорту та створює рівну й міцну робочу поверхню.

1.4 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Зовнішні огорожувальні конструкції виробничого цеху запроєктовано із самонесучих навісних стінових сендвіч-панелей виробництва ТОВ «Будмонтаж». Як теплоізоляційний наповнювач у панелях використовується пінополіуретан, який має низький коефіцієнт теплопровідності та забезпечує необхідний рівень теплозахисту будівлі.

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни виконується з метою перевірки відповідності прийнятої огорожувальної конструкції нормативним вимогам щодо опору теплопередачі.

Градусо-добы опалювального періоду визначаються за формулою:

$$D_d = (t_b - t_{оп}) \cdot z_{оп},$$

де t_b — розрахункова середня температура внутрішнього повітря, °С; $t_{оп}$ — середня температура зовнішнього повітря за опалювальний період, °С; $z_{оп}$ — тривалість опалювального періоду, діб.

$$D_d = (18 - 0,6) \times 180 = 3132^{\circ}\text{C}.$$

Нормативне значення опору теплопередачі зовнішньої огорожувальної конструкції приймається відповідно до вимог чинних нормативних документів залежно від температурної зони району будівництва та значення градусо-днів опалювального періоду [2]:

$$R_{q\ min} = 3,3 - 4,0$$

Фактичний опір теплопередачі зовнішньої стінової конструкції визначається за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_{\text{з}}},$$

де $\alpha_{\text{в}}$ — коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, Вт/(м²·°C); $\alpha_{\text{з}}$ — коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції для зимових умов, Вт/(м²·°C); δ — товщина теплоізоляційного шару сендвіч-панелі, м; λ — коефіцієнт теплопровідності теплоізоляційного матеріалу, Вт/(м·°C).

Для прийнятої стінової сендвіч-панелі товщиною 100 мм: $\delta = 0,10$ м.

$$R_{\Sigma} = 5,16$$

$$5,16 \geq 3,3 - 4,0.$$

$$R_{\Sigma} \geq R_{q\ min}.$$

Отже, за результатами теплотехнічного розрахунку встановлено, що прийняті самонесучі стінові сендвіч-панелі з пінополіуретановим наповнювачем забезпечують необхідний рівень теплозахисту виробничого цеху та можуть бути використані як зовнішні огорожувальні конструкції будівлі.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Підземна частина споруди

2.1.1 Збір навантажень

Постійне навантаження

Збір навантажень виконується відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [3]. Постійні навантаження від конструкцій покриття визначаються з урахуванням їх власної ваги та коефіцієнтів надійності за навантаженням.

Граничне розрахункове значення навантаження визначається за формулою:

$$q = q_n \cdot \gamma_f,$$

де q_n — характеристичне значення навантаження, кН/м²;
 γ_f — коефіцієнт надійності за навантаженням.

Для будівель, що належать до II класу відповідальності, у розрахунках також враховується коефіцієнт надійності за відповідальністю: $\gamma_n = 0,95$. Для елементів покриття прийнято такі коефіцієнти надійності за навантаженням: для ізоляційних конструкцій заводського виготовлення — $\gamma_f = 1,20$; для металевих конструкцій, у яких зусилля від власної ваги становить менше 50 % загального зусилля, — $\gamma_f = 1,05$.

Сумарне постійне розрахункове навантаження від покриття становить:

$$q = 0,204 + 0,420 = 0,624 \text{ кН/м}^2.$$

З урахуванням коефіцієнта надійності за відповідальністю:

$$q_{\gamma n} = q \cdot \gamma_n = 0,624 \cdot 0,95 = 0,593 \text{ кН/м}^2.$$

Таким чином, для подальших розрахунків постійне навантаження від покриття можна прийняти: $q_{\gamma n} = 0,593 \text{ кН/м}^2$. Або, якщо в розрахунковій схемі коефіцієнт відповідальності враховується окремо, приймається: $q = 0,624 \text{ кН/м}^2$.

Розрахунок навантажень на елементи поперечної рами

Розрахункове лінійно-розподілене навантаження від покриття, яке передається на ригель поперечної рами, визначається з урахуванням розрахункового поверхневого навантаження та вантажної площі ферми:

$$g_{\text{покp}} = \gamma_n \cdot g_{\text{розp}} \cdot b$$

$$g_{\text{покp}} = 0,95 \cdot 0,62 \cdot 12 = 7,1 \text{ кН/м},$$

де $\gamma_n = 0,95$ — коефіцієнт надійності за відповідальністю; $g_{\text{розp}} = 0,62 \text{ кН/м}^2$ — розрахункове поверхнєве навантаження від покриття; $b = 12 \text{ м}$ — вантажна площа ферми.

Розрахункова вага крайньої лівої колони визначається за формулою:

$$G_{\text{в}} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot 0,5 \cdot A$$

$$G_{\text{в}} = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 180 \approx 90 \text{ кН},$$

де $\gamma_f = 1,05$ — коефіцієнт надійності за навантаженням для металевих конструкцій; A — характеристичне значення ваги відповідного елемента.

Для крайньої правої колони навантаження розподіляється між верхньою та нижньою частинами. Верхня частина колони сприймає 20 % її загальної ваги:

$$G_{\text{н}} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot 0,2 \cdot 0,5 \cdot A$$

$$G_{\text{н}} = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 0,2 \cdot 0,5 \cdot 180 \approx 18 \text{ кН}.$$

Нижня частина крайньої правої колони сприймає 80 % її загальної ваги:

$$G_{\text{в}} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot A$$

$$G_{\text{в}} = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 180 \approx 72 \text{ кН}.$$

Для середньої колони розрахункова вага також поділяється між верхньою та нижньою частинами. Верхня частина середньої колони приймає 20 % її загальної ваги:

$$G_{\text{н}} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot 0,2 \cdot 0,5 \cdot A$$

$$G_{\text{н}} = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 0,2 \cdot 0,5 \cdot 360 \approx 36 \text{ кН}.$$

Нижня частина середньої колони приймає 80 % її загальної ваги:

$$G_{\text{в}} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot A$$

$$G_{\text{в}} = 0,95 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 360 \approx 144 \text{ кН}.$$

Поверхнєве навантаження від стінового огороження, яке діє в зоні крайньої лівої колони, визначається за формулою:

$$G_H = 14,4 \cdot 12 \cdot 0,17 = 29,38 \approx 30 \text{ кН.}$$

Унаслідок дії ваги стінового огороження виникає зосереджений момент, який прикладається до верхньої частини колони:

$$M_L = 29,38 \cdot 0,3 = 8,81 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Отримане значення моменту прикладається у верхньому вузлі крайньої лівої колони розрахункової рами.

Навантаження від стінового огороження правої колони

Поверхнєве навантаження від стінового огороження, яке передається на верхню частину правої колони, визначається з урахуванням висоти ділянки стіни, кроку колон та питомої ваги стінових сендвіч-панелей:

$$G_H = 6,6 \cdot 12 \cdot 0,17 = 13,46 \text{ кН.}$$

де 6,6 м— висота ділянки стінового огороження біля верхньої частини правої колони; 12 м— крок колон; $0,17 \text{ кН/м}^2$ — характеристичне навантаження від стінової панелі.

Внаслідок ексцентричного прикладання навантаження від стінового огороження у верхній частині правої колони виникає згинальний момент:

$$M_H = 13,46 \cdot 0,3 = 4,04 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поверхнєве навантаження від стінового огороження, що діє на нижню частину правої колони, визначається за формулою:

$$G_H = 10,8 \cdot 12 \cdot 0,17 = 22,03 \text{ кН.}$$

де 10,8 м— висота ділянки стінового огороження біля нижньої частини правої колони.

Момент, що виникає від ваги стінового огороження в нижній частині правої колони, дорівнює:

$$M_H = 22,03 \cdot 0,3 = 6,61 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Отримані зосереджені моменти прикладаються до відповідних вузлів правої колони розрахункової рами. Вони враховують ексцентричну дію ваги

стінового огороження відносно осі колони та використовуються при подальшому статичному розрахунку каркаса будівлі.

Снігове навантаження

Відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [3], граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проєкцію покриття визначається з урахуванням нормативного снігового навантаження, коефіцієнтів надійності та вантажної ширини покриття.

Розрахункове лінійно-розподілене снігове навантаження визначається за формулою:

$$S_m = \gamma_n \cdot \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C \cdot b,$$

де $\gamma_n = 0,95$ — коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі;
 $\gamma_{fm} = 1,14$ — коефіцієнт надійності за сніговим навантаженням;
 $S_0 = 138 \text{ кгс/м}^2$ — нормативне значення снігового навантаження для району будівництва; $C = 1,13$ — коефіцієнт, що враховує особливості форми покриття; $b = 12 \text{ м}$ — вантажна ширина, з якої навантаження передається на ферму. Тоді:

$$S_m = 0,95 \cdot 1,14 \cdot 138 \cdot 1,13 \cdot 12$$

$$S_m = 2026,6 \text{ кгс/м} \approx 20,27 \text{ кН/м}.$$

Отже, розрахункове лінійно-розподілене снігове навантаження, яке передається на ферму, становить: $S_m = 20,27 \text{ кН/м}$. Це значення використовується у подальшому зборі навантажень під час розрахунку кроквяної ферми та елементів поперечної рами будівлі.

Вітрове навантаження

Вітрове навантаження на елементи покриття визначається відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [3]. Розрахунок виконується з урахуванням нормативного значення вітрового тиску для району будівництва, коефіцієнта надійності та системи поправочних коефіцієнтів, які враховують

висоту будівлі, її форму, рельєф місцевості, напрямок вітру та динамічні властивості споруди.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C \cdot B,$$

де $\gamma_{fm} = 1,035$ — коефіцієнт надійності за граничним значенням вітрового навантаження, який приймається залежно від строку експлуатації будівлі; $W_0 = 600 \text{ Па}$ — характеристичне значення вітрового тиску для району будівництва; C — узагальнений коефіцієнт, що враховує вплив аеродинамічних, висотних, географічних, рельєфних, напрямкових і динамічних чинників; B — вантажна ширина ділянки, з якої вітрове навантаження передається на відповідний елемент каркаса.

Узагальнений коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = C_{aer} \cdot C_h \cdot C_{alt} \cdot C_{rel} \cdot C_{dir} \cdot C_d,$$

де C_{aer} — аеродинамічний коефіцієнт, який залежить від форми будівлі та напрямку дії вітру; C_h — коефіцієнт висоти споруди, який враховує зміну вітрового тиску залежно від висоти над рівнем землі; C_{alt} — коефіцієнт географічної висоти; C_{rel} — коефіцієнт рельєфу місцевості; C_{dir} — коефіцієнт напрямку вітру; C_d — коефіцієнт динамічності.

Для будівлі, що проєктується, приймаються такі значення коефіцієнтів: $\gamma_{fm} = 1,035$; $W_0 = 600 \text{ Па}$; $C_{alt} = 1$; $C_{rel} = 1$; $C_{dir} = 1$; $C_d = 0,9$. Коефіцієнт висоти C_h приймається залежно від висоти розташування розрахункової ділянки. Для висот 10, 15, 20 і 30 м його значення відповідно становлять: $C_h = 1,75$; 2,00; 2,25; 2,65.

Таким чином, розрахункове значення вітрового навантаження визначається окремо для відповідних висотних рівнів будівлі з урахуванням прийнятого аеродинамічного коефіцієнта та вантажної ширини конструктивного елемента. Отримані значення використовуються під час подальшого статичного розрахунку поперечної рами виробничого цеху.

Розрахунок активного вітрового навантаження виконується для колони, розташованої по ряду А, при дії вітру зліва направо. Значення вітрового навантаження визначається для характерних висот будівлі з урахуванням коефіцієнта надійності, нормативного вітрового тиску, узагальненого коефіцієнта C та вантажної ширини (рис. 1).

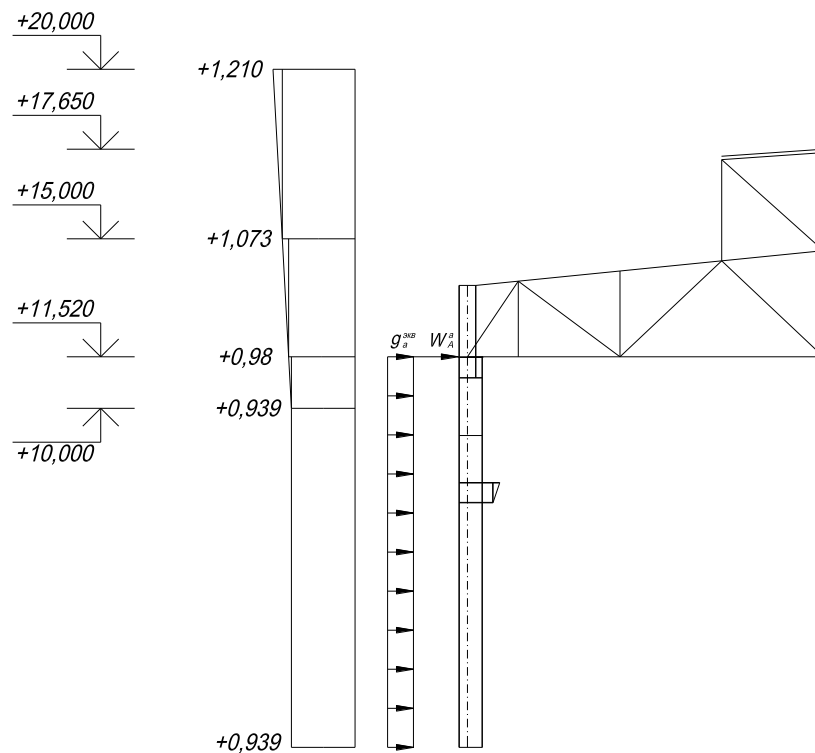


Рисунок 1 – Активне вітрове навантаження при напрямку вітру зліва на колону ряду А

Для висоти 10 м:

$$C = 0,8 \cdot 1,75 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 1,26$$

$$W_m^{10} = 1,035 \cdot 0,06 \cdot 1,26 \cdot 12 = 0,939 \text{ тс/м}$$

Для висоти 15 м:

$$C = 0,8 \cdot 2,0 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 1,44$$

$$W_m^{15} = 1,035 \cdot 0,06 \cdot 1,44 \cdot 12 = 1,073 \text{ тс/м}$$

Для висоти 20 м:

$$C = 0,8 \cdot 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 1,62$$

$$W_m^{20} = 1,035 \cdot 0,06 \cdot 1,62 \cdot 12 = 1,21 \text{ тс/м}$$

Для проміжних відміток значення вітрового навантаження визначаються методом лінійної інтерполяції. За результатами інтерполяції приймаємо:

$$W_a^{11,52} = 0,98 \text{ тс/м}$$

$$W_n^{17,65} = 1,15 \text{ тс/м}$$

Момент у рівні защемлення колони від дії вітрового навантаження визначається як сума моментів від окремих ділянок епюри тиску:

$$\Sigma M = 0,939 \cdot 10 \cdot 5 + 0,939 \cdot 1,52 \cdot 10,76 + \frac{1}{2} (0,98 + 0,939) \cdot 1,52 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 1,52 + 10 \right)$$

$$\Sigma M = 78,37 \text{ тс} \cdot \text{м}$$

Еквівалентне рівномірно розподілене навантаження, яке створює такий самий момент у защемленні колони, визначається за формулою:

$$g_a^{\text{екв}} = \frac{2M}{h^2}$$

$$g_a^{\text{екв}} = \frac{2 \cdot 78,37}{11,52^2} = 1,181 \text{ тс/м}$$

де M — момент у защемленні колони від вітрового навантаження;
 $h = 11,52 \text{ м}$ — висота розрахункової ділянки колони.

Зосереджена сила від вітрового навантаження на ділянці між відмітками 11,52 м і 17,65 м визначається як добуток середнього значення інтенсивності навантаження на висоту ділянки:

$$W_A^a = \frac{0,98 + 1,15}{2} \cdot 6,13$$

$$W_A^a = 6,53 \text{ тс.}$$

Розрахунок активного вітрового навантаження виконується для колони, розташованої по ряду Б, при дії вітру зліва (рис. 2). Значення навантаження визначається з урахуванням нормативного вітрового тиску, коефіцієнта надійності, аеродинамічного коефіцієнта, коефіцієнта висоти та вантажної ширини.

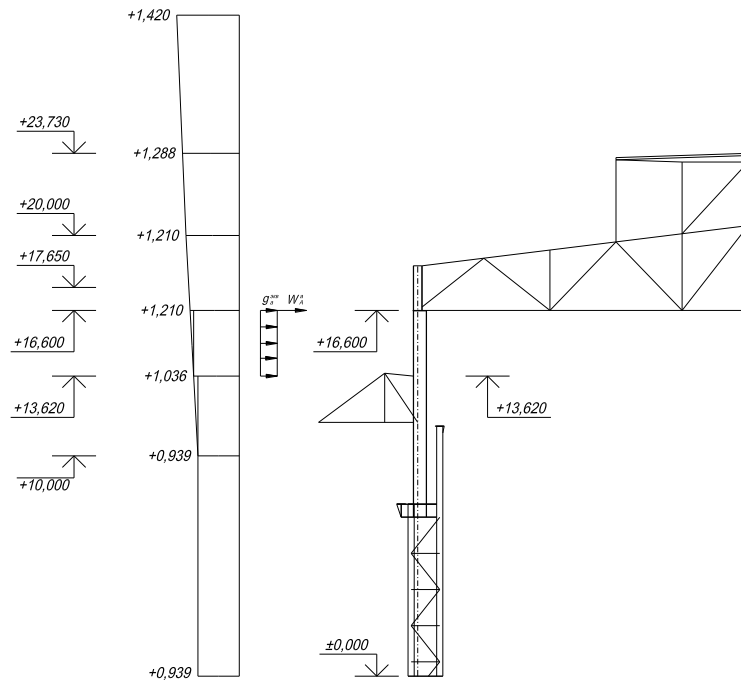


Рисунок 2 – Активне вітрове навантаження при напрямку вітру зліва на колону ряду Б

Для висоти 30 м узагальнений коефіцієнт C становить:

$$C = 0,8 \cdot 2,65 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 = 1,91.$$

Розрахункове вітрове навантаження на цій висоті дорівнює:

$$W_m^{30} = 1,035 \cdot 0,06 \cdot 1,91 \cdot 12 = 1,42 \text{ тс/м.}$$

Для проміжних висот значення вітрового навантаження приймаються за результатами інтерполяції:

$$W_n^{13,62} = 1,036 \text{ тс/м,}$$

$$W_n^{16,60} = 1,12 \text{ тс/м,}$$

$$W_n^{23,73} = 1,288 \text{ тс/м.}$$

Момент у рівні защемлення колони визначається як сума моментів від окремих ділянок епюри вітрового навантаження:

$$\Sigma M = 1,036 \cdot 2,98 \cdot 15,11 + \frac{1}{2} (1,036 + 1,210) \cdot 2,98 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 2,98 + 13,62 \right).$$

$$\Sigma M = 98,88 \text{ тс} \cdot \text{м.}$$

Еквівалентне рівномірно розподілене навантаження, яке створює такий самий момент у защемленні колони, визначається за формулою:

$$g_a^{\text{екв}} = \frac{2M}{h^2}.$$

Підставляючи розрахункові значення, отримаємо:

$$g_a^{\text{екв}} = \frac{2 \cdot 98,88}{16,6^2} = 0,72 \text{ тс/м.}$$

Зосереджена сила від вітрового навантаження для відповідної ділянки колони по ряду Б визначається за середнім значенням інтенсивності навантаження:

$$W_B^a = \frac{1,12 + 1,288}{2} \cdot 7,13.$$

$$W_B^a = 8,58 \text{ тс.}$$

Розрахунок активного вітрового навантаження виконується для колони, розташованої по ряду Д, при дії вітру зліва (рис. 3).

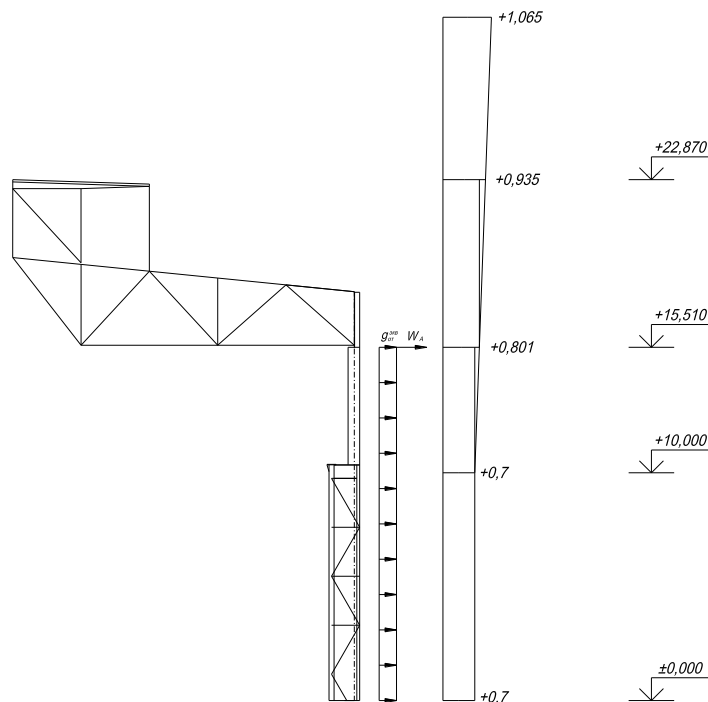


Рисунок 3 – Активне вітрове навантаження при напрямку вітру зліва на колону ряду Д

Для подальшого розрахунку приймаються інтерпольовані значення інтенсивності вітрового навантаження на відповідних висотних відмітках:

$$W_n^{15,51} = 0,801 \text{ тс/м};$$

$$W_n^{22,870} = 0,935 \text{ тс/м}.$$

Момент у рівні защемлення колони визначається як сума моментів від окремих ділянок епюри вітрового навантаження:

$$\sum M = 0,7 \cdot 10 \cdot 5 + 0,7 \cdot 5,51 \cdot 12,755 + \frac{1}{2} (0,801 + 0,7) \cdot 5,51 \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot 5,51 + 10 \right).$$

Після виконання обчислень отримуємо:

$$\sum M = 140,74 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Еквівалентне рівномірно розподілене навантаження, яке створює такий самий згинальний момент у защемленні колони, визначається за формулою:

$$g_a^{\text{екв}} = \frac{2M}{h^2}.$$

Підставляємо розрахункові значення:

$$g_a^{\text{екв}} = \frac{2 \cdot 140,74}{15,51^2} = 1,17 \text{ тс/м}.$$

Зосереджена сила від вітрового навантаження визначається за середнім значенням інтенсивності навантаження на відповідній ділянці колони:

$$W_{\text{д}}^a = \frac{0,801 + 0,935}{2} \cdot 7,36.$$

$$W_{\text{д}}^a = 6,39 \text{ тс}.$$

Кранове навантаження

Для визначення навантажень від мостового крана на колони каркаса враховуються ординати ліній впливу реакцій (рис. 4).

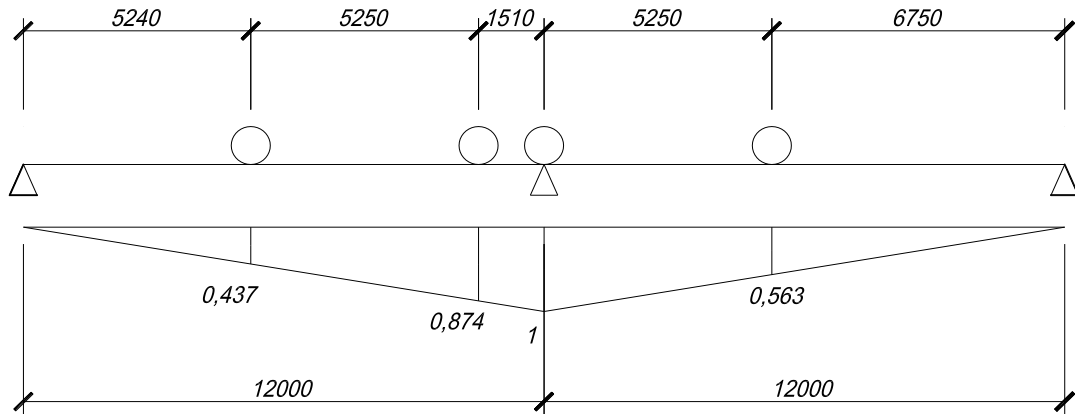


Рисунок 4 – Кранові навантаження

Сума ординат ліній впливу становить:

$$\sum y = 0,437 + 0,874 + 1,000 + 0,563 = 2,874.$$

Проліт А–Б

Розрахунковий вертикальний тиск на колону, до якої максимально наближений візок крана, приймається:

$$P_{\max} = 145 \text{ кН} = 14,5 \text{ тс.}$$

Мінімальний вертикальний тиск на протилежну колону визначається за формулою:

$$P_{\min} = \frac{Q + G}{n_0} - P_{\max},$$

де Q — вантажопідйомність крана; G — власна вага крана;
 n_0 — кількість коліс з одного боку крана.

Підставляємо числові значення:

$$P_{\min} = \frac{10 + 28,5}{2} - 14,5 = 4,75 \text{ тс.}$$

Максимальний розрахунковий вертикальний тиск від крана на колону визначається з урахуванням коефіцієнта сполучення, коефіцієнта надійності за навантаженням та суми ординат ліній впливу:

$$D_{\max} = \psi \cdot \gamma_f \cdot P_{\max} \cdot \sum y,$$

$$D_{\max} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 14,5 \cdot 2,874 = 35,98 \text{ тс.}$$

Мінімальний розрахунковий вертикальний тиск становить:

$$D_{\min} = \psi \cdot \gamma_f \cdot P_{\min} \cdot \sum y,$$

$$D_{\min} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 4,75 \cdot 2,874 = 12,76 \text{ тс.}$$

Поперечна горизонтальна сила від гальмування візка крана визначається за формулою:

$$T_0^n = f \cdot (Q + G_T) \cdot \frac{n'_0}{n'},$$

де $f = 0,1$ — коефіцієнт тертя або коефіцієнт, що враховує гальмування; Q — вантажопідйомність крана; G_T — вага візка крана; n'_0 — кількість гальмівних коліс; n' — загальна кількість коліс крана.

Після підстановки отримуємо:

$$T_0^n = 0,1 \cdot (10 + 5,5) \cdot \frac{2}{4} = 0,775 \text{ тс.}$$

Нормативна горизонтальна сила, що припадає на одне колесо крана, дорівнює:

$$T_k^n = \frac{T_0^n}{n_0},$$

$$T_k^n = \frac{0,775}{2} = 0,388 \text{ тс.}$$

Розрахунковий горизонтальний тиск від крана на колону визначається за формулою:

$$T_{\max} = \psi \cdot \gamma_f \cdot T_k^n \cdot \sum y,$$

$$T_{\max} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,388 \cdot 2,874 = 1,04 \text{ тс} \approx 1,0 \text{ тс.}$$

Отже, для прольоту А–Б розрахункові значення кранового навантаження становлять: $D_{\max} = 35,98 \text{ тс}$, $D_{\min} = 12,76 \text{ тс}$, $T_{\max} = 1,0 \text{ тс}$.

Проліт Б–В

Для прольоту Б–В виконується визначення вертикальних і горизонтальних кранових навантажень, які передаються на колони каркаса через підкранові конструкції.

Розрахунковий вертикальний тиск на колону, до якої максимально наближений візок крана, приймається:

$$P_{\max} = 500 \text{ кН} = 50 \text{ тс.}$$

Мінімальний вертикальний тиск на протилежну колону визначається за формулою:

$$P_{\min} = \frac{Q + G}{n_0} - P_{\max},$$

де $Q = 45 \text{ тс}$ — вантажопідйомність крана; $G = 78 \text{ тс}$ — власна вага крана; $n_0 = 2$ — кількість коліс з одного боку крана; $P_{\max}$ — максимальний тиск колеса на колону.

Підставляємо значення:

$$P_{\min} = \frac{45 + 78}{2} - 50 = 11,5 \text{ тс.}$$

Максимальний розрахунковий вертикальний тиск від крана на колону визначається за формулою:

$$D_{\max} = \psi \cdot \gamma_f \cdot P_{\max} \cdot \sum y,$$

де $\psi = 0,85$ — коефіцієнт сполучення кранового навантаження; $\gamma_f = 1,1$ — коефіцієнт надійності за навантаженням; $\sum y = 2,874$ — сума ординат лінії впливу.

Тоді:

$$D_{\max} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 50 \cdot 2,874 = 134,34 \text{ тс.}$$

Мінімальний розрахунковий вертикальний тиск становить:

$$D_{\min} = \psi \cdot \gamma_f \cdot P_{\min} \cdot \sum y,$$

$$D_{\min} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 11,5 \cdot 2,874 = 30,9 \text{ тс.}$$

Нормативна поперечна горизонтальна сила від гальмування візка крана визначається за формулою:

$$T_0^n = f \cdot (Q + G_T) \cdot \frac{n'_0}{n'},$$

де $f = 0,1$ — коефіцієнт, що враховує гальмування візка; $Q = 45$ тс— вантажопідйомність крана; $G_T = 18$ тс— вага візка крана; $n'_0 = 2$ — кількість гальмівних коліс; $n' = 4$ — загальна кількість коліс крана.

Після підстановки:

$$T_0^n = 0,1 \cdot (45 + 18) \cdot \frac{2}{4} = 3,15 \text{ тс.}$$

Нормативна горизонтальна сила, що припадає на одне колесо крана, дорівнює:

$$T_k^n = \frac{T_0^n}{n_0},$$

$$T_k^n = \frac{3,15}{2} = 1,58 \text{ тс.}$$

Розрахунковий горизонтальний тиск на колону визначається за формулою:

$$T_{\max} = \psi \cdot \gamma_f \cdot T_k^n \cdot \Sigma y,$$

$$T_{\max} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 1,58 \cdot 2,874 = 4,25 \text{ тс.}$$

Отже, для прольоту Б–В приймаються такі розрахункові кранові навантаження: $D_{\max} = 134,34$ тс; $D_{\min} = 30,9$ тс; $T_{\max} = 4,25$ тс.

Прольоти В–Г і Г–Д

Для прольотів В–Г та Г–Д визначаються розрахункові вертикальні й горизонтальні навантаження від мостового крана, які передаються на колони каркаса через підкранові конструкції.

Розрахунковий вертикальний тиск на колону, до якої максимально наближений візок крана, приймається:

$$P_{\max} = 95 \text{ кН} = 9,5 \text{ тс.}$$

Мінімальний вертикальний тиск на протилежну колону визначається за формулою:

$$P_{\min} = \frac{Q + G}{n_0} - P_{\max},$$

де $Q = 5$ тс— вантажопідйомність крана; $G = 28,5$ тс— власна вага крана; $n_0 = 2$ — кількість коліс з одного боку крана; P_{max} — максимальний тиск колеса крана.

Після підстановки значень:

$$P_{min} = \frac{5 + 28,5}{2} - 9,5 = 7,25 \text{ тс.}$$

Максимальний розрахунковий вертикальний тиск від крана на колону визначається за виразом:

$$D_{max} = \psi \cdot \gamma_f \cdot P_{max} \cdot \Sigma y,$$

$$D_{max} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 9,5 \cdot 2,874 = 25,53 \text{ тс.}$$

Мінімальний розрахунковий вертикальний тиск становить:

$$D_{min} = \psi \cdot \gamma_f \cdot P_{min} \cdot \Sigma y,$$

$$D_{min} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 7,25 \cdot 2,874 = 19,48 \text{ тс.}$$

Нормативна поперечна горизонтальна сила, що виникає під час гальмування візка крана, визначається за формулою:

$$T_0^n = f \cdot (Q + G_T) \cdot \frac{n'_0}{n'},$$

де $f = 0,1$ — коефіцієнт, що враховує гальмування візка; $Q = 5$ тс— вантажопідйомність крана; $G_T = 5,5$ тс— вага візка крана; $n'_0 = 2$ — кількість гальмівних коліс; $n' = 4$ — загальна кількість коліс крана.

Тоді:

$$T_0^n = 0,1 \cdot (5 + 5,5) \cdot \frac{2}{4} = 0,53 \text{ тс.}$$

Нормативна горизонтальна сила, що припадає на одне колесо крана, дорівнює:

$$T_k^n = \frac{T_0^n}{n_0},$$

$$T_k^n = \frac{0,53}{2} = 0,27 \text{ тс.}$$

Розрахунковий горизонтальний тиск на колону визначається за формулою:

$$T_{max} = \psi \cdot \gamma_f \cdot T_k^n \cdot \Sigma y,$$

$$T_{max} = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 0,27 \cdot 2,874 = 0,73 \text{ тс.}$$

Отже, для прольотів В–Г і Г–Д приймаються такі розрахункові кранові навантаження: $D_{max} = 25,53 \text{ тс;}$ $D_{min} = 19,48 \text{ тс;}$ $T_{max} = 0,73 \text{ тс.}$

2.1.2 Розрахунок фундаменту

Розрахунок фундаменту під крайню праву колону виконується за найбільш несприятливим поєднанням навантажень, прийнятим із таблиці розрахункових сполучень зусиль. Метою розрахунку є перевірка прийнятих розмірів стовпчастого фундаменту на природній основі за деформаціями ґрунтової основи.

Для проєктованої будівлі прийнято стовпчастий монолітний залізобетонний фундамент, який сприймає навантаження від металевої колони каркаса та передає їх на ґрунтову основу.

Вихідні дані для розрахунку

Тип фундаменту — стовпчастий фундамент на природній основі.

Основою фундаменту є глинистий ґрунт із показником текучості:

$$0,25 < I_L < 0,5.$$

За класифікацією ґрунтів основу можна віднести до глинистих ґрунтів середньої пластичності. Розрахункові характеристики ґрунту прийнято за табличними даними відповідно до ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд» [4].

Тип розрахунку — перевірка заданих розмірів фундаменту.

Розрахунок основи виконується за деформаціями, тобто перевіряється, чи забезпечують прийняті розміри фундаменту допустимі осідання та напруження під його підпошвою.

Конструктивна схема будівлі приймається як жорстка, оскільки співвідношення геометричних параметрів будівлі відповідає умові:

$$2,5 < \frac{L}{H} < 4.$$

Підвал у будівлі не передбачено.

Розрахункові характеристики ґрунту та фундаменту

Таблиця 2. – Основні вихідні параметри для розрахунку

Показник	Позначення	Значення	Одиниця виміру
Об'ємна вага ґрунту	γ	1,85	г/см ³
Кут внутрішнього тертя ґрунту	φ	24	град
Питоме зчеплення ґрунту	c	13	кПа
Рівень ґрунтових вод	H_v	-5,5	м
Висота фундаменту	H	2,5	м
Ширина фундаменту	b	2,7	м
Довжина фундаменту	a	3,6	м
Глибина закладання фундаменту	d	3,5	м
Усереднений коефіцієнт надійності за навантаженням	γ_f	1,15	—

Глибина закладання фундаменту від рівня планування прийнята:

$$d = 3,5 \text{ м.}$$

Рівень ґрунтових вод розташований нижче підосви фундаменту, тому його вплив на роботу основи в даному розрахунку не є визначальним.

Прийняті розміри підосви фундаменту:

$$b = 2,7 \text{ м,}$$

$$a = 3,6 \text{ м.}$$

Площа підосви фундаменту становить:

$$A = a \cdot b = 3,6 \cdot 2,7 = 9,72 \text{ м}^2.$$

Розрахункові навантаження

Таблиця 3. – Розрахункові зусилля

Найменування зусилля	Позначення, одиниці	Значення
Вертикальне навантаження	N , тс	142,09
Згинальний момент відносно осі Y	M_y , тс·м	62,69
Горизонтальна сила вздовж осі X	Q_x , тс	14,15
Згинальний момент відносно осі X	M_x , тс·м	0
Горизонтальна сила вздовж осі Y	Q_y , тс	0
Рівномірно розподілене навантаження на поверхні	q , тс/м ²	0

Отже, основними зусиллями, які враховуються під час перевірки фундаменту, є вертикальна сила N , згинальний момент M_y та горизонтальна сила Q_x . Саме ці навантаження формують нерівномірний розподіл тиску під подошвою фундаменту.

Прийнята розрахункова схема дозволяє перевірити напружений стан ґрунтової основи під фундаментом, оцінити рівномірність передавання навантаження та встановити відповідність заданих розмірів фундаменту вимогам розрахунку за деформаціями.

За результатами розрахунку має бути виконана перевірка умови, щоб максимальний тиск під подошвою фундаменту не перевищував розрахунковий опір ґрунту основи, а осідання фундаменту залишалося в межах допустимих значень.

Результати перевірки фундаменту за деформаціями

За результатами розрахунку основи за деформаціями встановлено, що коефіцієнт використання несучої здатності ґрунтової основи становить: $K = 0,6$.

Отримане значення свідчить про те, що прийняті розміри подошви фундаменту забезпечують достатній запас роботи ґрунтової основи за деформаційними умовами.

Розрахунковий опір ґрунту основи дорівнює: $R = 54,51$ тс/м².

Максимальне напруження в розрахунковому шарі ґрунту за основною комбінацією навантажень становить: $\sigma_{max} = 39,38 \text{ тс/м}^2$.

Мінімальне напруження в розрахунковому шарі ґрунту за основною комбінацією навантажень становить: $\sigma_{min} = 0,39 \text{ тс/м}^2$.

Оскільки максимальне напруження під подошвою фундаменту не перевищує розрахунковий опір ґрунту основи, виконується умова:

$$\sigma_{max} \leq R,$$
$$39,38 \leq 54,51 \text{ тс/м}^2.$$

Отже, прийняті геометричні розміри фундаменту є достатніми за умовою міцності та деформативності ґрунтової основи.

Розрахунок за деформаціями виконано відповідно до вимог ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд» [4] із використанням розрахункових характеристик ґрунту, прийнятих з урахуванням коефіцієнта:

$$k_{ver} = 0,85.$$

Розрахункові згинальні моменти в рівні подошви фундаменту становлять:

$$M_x = 0 \text{ тс} \cdot \text{м},$$
$$M_y = 98,06 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Таким чином, за результатами перевірки встановлено, що фундамент під крайню праву колону працює в допустимих межах. Напруження в ґрунтовій основі не перевищують розрахунковий опір ґрунту, а коефіцієнт використання $K = 0,6$ підтверджує наявність необхідного запасу несучої здатності. Прийняту конструкцію фундаменту можна вважати обґрунтованою для подальшого застосування в проєкті.

2.1.4 Геометричні характеристики та армування стовпчастого фундаменту

Для подальшого конструювання стовпчастого фундаменту під крайню праву колону прийнято геометричні параметри подошви, підколонника та уступів фундаменту. Розміри фундаменту призначені з урахуванням результатів

перевірки ґрунтової основи за деформаціями, а також необхідності забезпечення міцності конструкції на продавлювання, згин і дію зусиль від колони.

На рис. 5 наведено конструктивну схему стовпчастого фундаменту з підколонником. На схемі позначено основні геометричні параметри фундаменту: загальну висоту H , висоту уступів h_n , ширину підосви $B(A)$, розміри підколонника $b_0(L_0)$, довжину уступів b_n, b_1 , а також захисні шари бетону z_v і z_n . Крім того, показано розташування робочої арматури підосви та підколонника у напрямках осей X і Y .

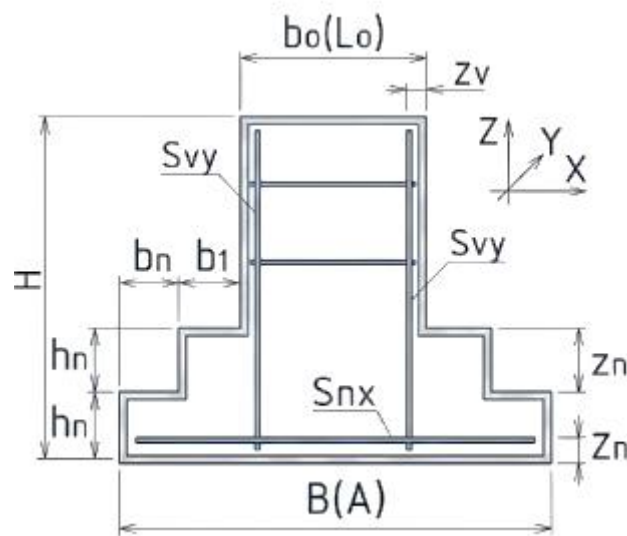


Рисунок 5. – Геометрична схема стовпчастого фундаменту під колону

Таблиця 4. — Геометричні характеристики стовпчастого фундаменту

Найменування параметра	Позначення, одиниці	Значення
Задана довжина підосви фундаменту	A , м	3,6
Задана ширина підосви фундаменту	B , м	2,7
Ширина перерізу підколонника	b_0 , м	1,2
Довжина перерізу підколонника	L_0 , м	2,1
Висота уступів фундаменту	h_n , м	0,3
Захисний шар бетону підколонника	z_v , м	0,035
Захисний шар арматури підосви	z_n , м	0,070
Довжина рядового уступу вздовж осі X	b_n , м	0,45
Довжина рядового уступу вздовж осі Y	a_n , м	0,45
Довжина верхнього уступу вздовж осі X	b_1 , м	0,30
Довжина верхнього уступу вздовж осі Y	a_1 , м	0,30
Кількість уступів вздовж осі X	n_x , шт.	2

Кількість уступів вздовж осі Y	n_y , шт	2
Клас бетону	R_b	B15

За результатами розрахунку встановлено, що несуча здатність підосви фундаменту на продавлювання верхнім уступом є достатньою. Це означає, що прийнята висота та конфігурація фундаменту забезпечують сприйняття зосередженого навантаження від колони без руйнування бетону в зоні продавлювання.

Для підосви стовпчастого фундаменту прийнято таке робоче армування: уздовж осі X: 18Ø16 A400C; уздовж осі Y: 14Ø16 A400C.

Перевірка міцності підосви фундаменту за нормальним перерізом показала, що прийняте армування є достатнім. Отже, підосва фундаменту забезпечує сприйняття згинальних зусиль, що виникають від нерівномірного розподілу тиску ґрунту під підосвою.

Для підколонника стовпчастого фундаменту прийнято вертикальне робоче армування: грані вздовж осі X: 8Ø16 A400C; грані вздовж осі Y: 11Ø16 A400C.

За результатами перевірки міцності підколонника за нормальним перерізом встановлено, що прийнята кількість вертикальної робочої арматури є достатньою. Армування забезпечує надійне сприйняття зусиль, які передаються від металевої колони на тіло фундаменту.

Таким чином, прийняті геометричні розміри стовпчастого фундаменту, клас бетону B15, захисні шари бетону та робоче армування відповідають умовам міцності й конструктивним вимогам. Несуча здатність підосви на продавлювання забезпечена, а армування підосви та підколонника є достатнім для сприйняття розрахункових.

2.2 Конструкції надземної частини споруди

2.2.1 Розрахунок ферми

На вузли кроквяної ферми передаються навантаження від металевих прогонів, на які укладаються покрівельні сендвіч-панелі, а також навантаження від світлоаераційних ліхтарів. Збір навантажень виконується для подальшого розрахунку несучих елементів покриття виробничої будівлі.

Збір навантажень на металевий прогін

На металевий прогін діють такі основні навантаження: постійне навантаження від власної ваги покрівельних сендвіч-панелей; снігове навантаження; власна вага металевого прогону.

Відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [3] граничне розрахункове значення навантаження від конструкцій визначається множенням характеристичного значення на відповідні коефіцієнти надійності.

Для будівель, що належать до II класу відповідальності, коефіцієнт надійності за відповідальністю приймається: $\gamma_n = 0,95$.

Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням для ізоляційних конструкцій заводського виготовлення приймається: $\gamma_f = 1,2$.

Постійне навантаження

Характеристичне значення ваги покрівельних сендвіч-панелей становить: $g = 0,17 \text{ кН/м}^2$. Ширина вантажної площі, з якої навантаження передається на прогін, дорівнює: $b = 3,0 \text{ м}$. Розрахункове погонне навантаження від покрівельних сендвіч-панелей визначається за формулою:

$$g_{\text{с.п.}} = g \cdot b \cdot \gamma_f.$$

Підставляємо числові значення:

$$g_{\text{с.п.}} = 0,17 \cdot 3,0 \cdot 1,2 = 0,612 \text{ кН/м.}$$

Отже, розрахункове погонне навантаження від власної ваги сендвіч-панелей становить:

$$g_{\text{с.п.}} = 0,612 \text{ кН/м.}$$

Снігове навантаження

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проєкцію покриття визначається відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» [3].

Розрахункове погонне снігове навантаження на прогін визначається за формулою:

$$S_m = \gamma_n \cdot \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C \cdot b,$$

де γ_n — коефіцієнт надійності за відповідальністю; γ_{fm} — коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження; S_0 — характеристичне значення снігового навантаження для району будівництва; C — коефіцієнт, що враховує схему покриття та умови накопичення снігу; $b = 3,0$ м— ширина вантажної площі прогону.

Коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt},$$

де μ — коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття; C_e — коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі; C_{alt} — коефіцієнт географічної висоти.

Для даного випадку приймаємо: $C = 1,13$.

Тоді розрахункове снігове навантаження на прогін становить:

$$S_m = 1,14 \cdot 138 \cdot 1,13 \cdot 3 = 534,9 \text{ кгс/м.}$$

Після переведення в систему SI: $S_m = 5,35 \text{ кН/м.}$

Загальне навантаження на прогін

Сумарне розрахункове погонне навантаження на металевий прогін від покрівельних сендвіч-панелей і снігового навантаження визначається за формулою:

$$G_{\text{пр}} = g_{\text{с.п.}} + S_m.$$

$$G_{\text{пр}} = 0,612 + 5,35 = 5,96 \text{ кН/м.}$$

Отже, для подальшого розрахунку приймається загальне погонне навантаження на прогін:

$$G_{\text{пр}} = 5,96 \text{ кН/м.}$$

Для покриття приймається металевий прогін ПР-6.2 за серією 1.462.3-17/85 «Сталеві ґратчасті прогони виробничих будівель прольотом 12 м». Власна вага прогону становить: $G_{\text{прогону}} = 2,85 \text{ кН}$.

Прийнятий прогін забезпечує передавання навантаження від покриття на кроквяні ферми та використовується в подальшому розрахунку несучих конструкцій покриття виробничої будівлі.

Збір навантажень на ферму

Для забезпечення природного освітлення та аерації виробничого приміщення в покритті будівлі прийнято світлоаераційний ліхтар шириною 12 м.

Навантаження від елементів покриття та конструкцій ліхтаря передаються на вузли кроквяної ферми у вигляді зосереджених сил.

Навантаження від двох суміжних прогонів визначається за формулою:

$$F_1 = 5,96 \cdot 12 + 2,85 \cdot 1,05$$

$$F_1 = 74,51 \text{ кН}.$$

де 5,96 кН/м— розрахункове погонне навантаження на прогін; 12 м— проліт прогону; 2,85 кН— власна вага прогону; 1,05— коефіцієнт надійності за навантаженням для металевих конструкцій.

Отже, навантаження від двох зближених прогонів становить:

$$F_1 = 74,51 \text{ кН}.$$

Навантаження від власної ваги ліхтарної ферми та покриття ліхтаря визначається за формулою:

$$F_2 = \frac{4,07 \cdot 1,05 + S_m^\Phi \cdot 144}{4}$$

$$F_2 = \frac{4,07 \cdot 1,05 + 1,26 \cdot 144}{4} = 46,43 \text{ кН}.$$

де 4,07 кН— власна вага ліхтарної ферми; 1,05— коефіцієнт надійності за навантаженням; 144 м²— вантажна площа покриття ліхтаря; S_m^Φ — розрахункове снігове навантаження на покриття ліхтаря.

Розрахункове снігове навантаження на покриття ліхтаря становить:

$$S_m^\Phi = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C$$

$$S_m^\phi = 1,14 \cdot 138 \cdot 0,8 = 125,86 \text{ кгс/м}^2$$

$$S_m^\phi = 1,26 \text{ кН/м}^2.$$

де $\gamma_{fm} = 1,14$ — коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження; $S_0 = 138 \text{ кгс/м}^2$ — характеристичне значення снігового навантаження; $C = 0,8$ — коефіцієнт, що враховує умови накопичення снігу на покритті ліхтаря.

Навантаження від ліхтарної панелі приймається: $F_3 = 1,1 \text{ кН}$.

Таким чином, для подальшого розрахунку ферми приймаються такі зосереджені навантаження: $F_1 = 74,51 \text{ кН}$; $F_2 = 46,43 \text{ кН}$; $F_3 = 1,1 \text{ кН}$.

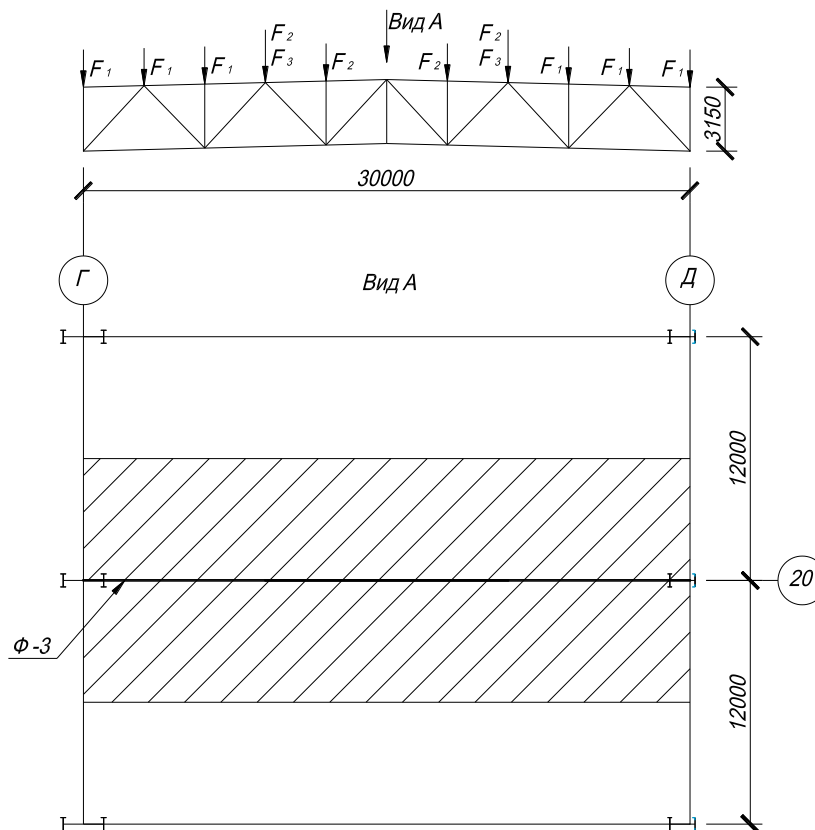


Рисунок 6. – Схема вантажної зони кроквяної ферми

Отримані значення використовуються при формуванні розрахункової схеми кроквяної ферми та прикладаються у відповідних вузлах залежно від розташування прогонів, ліхтарної ферми та панелей покриття.

Розрахунок зусиль у стрижневих елементах кроквяної ферми

Розрахунок зусиль у стрижневих елементах кроквяної ферми виконано з використанням програмного комплексу ЛІРА-САПР [5]. Розрахункова модель ферми була сформована зі стрижневих елементів із прикладанням зосереджених навантажень у вузлах відповідно до прийнятої схеми завантаження.

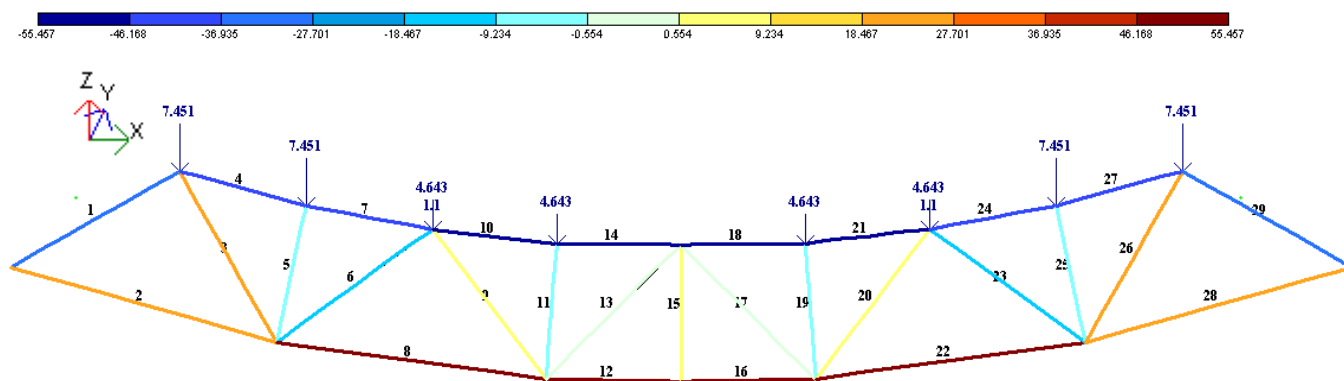


Рисунок 7. – Схема підбору перерізів стрижнів ферми

За результатами розрахунку отримано форму переміщень вузлів ферми під дією навантаження. Масштаб переміщень на розрахунковій схемі прийнято умовним, оскільки він використовується лише для наочного відображення деформованого стану конструкції. Основним результатом розрахунку є значення поздовжніх зусиль N_u стрижнях ферми.

У табл. 5 наведено розрахункові зусилля у стрижнях ферми. Від'ємні значення відповідають стисненим елементам, додатні — розтягнутим.

Таблиця 5. — Розрахункові поздовжні зусилля у стрижнях ферми

№ елемента	N , т	№ елемента	N , т
1	-35,36	16	55,40
2	24,09	17	0,00
3	24,33	18	-55,40
4	-41,08	19	-4,64
5	-7,45	20	6,33
6	-14,52	21	-55,40

7	-41,08	22	50,98
8	50,98	23	-14,52
9	6,33	24	-41,08
10	-55,40	25	-7,45
11	-4,64	26	24,33
12	-55,40	27	-41,08
13	0,00	28	24,09
14	-55,40	29	-35,36
15	2,77		

Подальший підбір перерізів стрижнів ферми виконується окремо для стиснених і розтягнутих елементів. Це пов'язано з тим, що стиснені стрижні необхідно перевіряти не лише за міцністю, а й за стійкістю, тоді як для розтягнутих стрижнів основною є перевірка за міцністю нормального перерізу.

Для розрахунку стиснених стрижнів задаються такі вихідні дані: номер елемента, поздовжнє зусилля N , розрахункові довжини стрижня у площинах x та y , розрахунковий опір сталі R_y , а також коефіцієнт умов роботи γ_c . Попередньо задається гнучкість стрижня, після чого за таблицею 72 ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» [6] визначається коефіцієнт поздовжнього згину φ для центрально-стиснених елементів.

Необхідна площа перерізу стисненого стрижня визначається з урахуванням коефіцієнта поздовжнього згину. Після цього за сортаментом сталевих профілів підбирається відповідний переріз. Для прийнятого профілю в розрахунок вводяться його геометричні характеристики: площа перерізу A , моменти інерції I_x , I_y , а також радіуси інерції i_x та i_y .

Після введення геометричних характеристик програма визначає фактичні гнучкості елемента:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x},$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y}.$$

За отриманими значеннями гнучкості уточнюється коефіцієнт поздовжнього згину φ , після чого виконується остаточна перевірка міцності та

стійкості стисненого стрижня. У результаті визначається напруження в елементі та запас несучої здатності.

Для розтягнутих стрижнів розрахунок виконується простіше, оскільки втрата стійкості для таких елементів не є визначальною. У цьому випадку задаються номер стрижня, поздовжнє зусилля N , розрахунковий опір сталі R_y та коефіцієнт умов роботи γ_c . За цими даними визначається необхідна площа поперечного перерізу. Після підбору профілю за сортаментом перевіряється умова міцності розтягнутого елемента.

Таким чином, за результатами розрахунку в програмному комплексі ЛІРА отримано зусилля у всіх стрижнях ферми, після чого виконано підбір перерізів з урахуванням характеру роботи кожного елемента. Стиснені стрижні перевіряються за міцністю і стійкістю, а розтягнуті — за міцністю нормального перерізу.

Підбір поперечних перерізів стрижнів кроквяної ферми виконано окремо для стиснутих і розтягнутих елементів. Для стиснутих стрижнів враховано умови міцності та стійкості з урахуванням гнучкості елементів і коефіцієнта поздовжнього згину. Для розтягнутих стрижнів перевірка виконана за міцністю нормального перерізу.

Від’ємні значення зусиль у стрижнях відповідають стиску, додатні — розтягу. За результатами підбору встановлено, що прийняті перерізи забезпечують необхідну несучу здатність елементів ферми.

№ елемента	N , кН	l_x , см	l_y , см	R_y , кН/см ²	γ_c	λ	φ	A , см ²	$A_{пр}$, см ²	I_x , см ⁴	i_x , см	i_y , см	I_y , см ⁴
1	353,60	440,46	440,46	24,0	0,95	90	0,612	12,67	19,69	294,36	3,87	3,36	1206,26
4	410,80	310,00	315,00	24,0	0,80	90	0,612	17,83	9,86	766,96	6,56	2,19	166,14
5	74,50	315,00	315,00	24,0	0,80	110	0,475	4,06	9,86	56,97	2,47	2,19	259,97
6	145,20	440,46	440,46	24,0	0,80	110	0,475	7,91	15,15	175,61	3,40	2,96	755,23
11	46,40	315,00	315,00	24,0	0,80	110	0,476	2,53	9,86	56,97	2,47	2,19	259,97
15	27,70	315,00	315,00	24,0	0,80	110	0,475	1,51	9,86	56,97	2,47	2,19	259,97

Рисунок 8. — Фрагмент підбору перерізів стиснутих стрижнів ферми

№ елемента	N , кН	R_y , кН/см ²	γ_c	A , см ²	$A_{тр}$, см ²	σ , кН/см ²	Недонапруження, %
3	243,30	24,00	1,05	4,83	5,41	21,42	10,77
9	63,30	24,00	1,05	1,26	5,41	5,57	76,78
12	554,00	24,00	1,05	10,99	15,15	17,41	27,45

Рисунок 9. — Підбір перерізів розтягнутих стрижнів ферми

За результатами підбору встановлено, що фактичні напруження у стиснутих і розтягнутих стрижнях не перевищують розрахункового опору сталі. Значення недонапруження підтверджують наявність запасу несучої здатності прийнятих поперечних перерізів. Отже, підібрані стрижні ферми задовольняють вимоги міцності та стійкості й можуть бути прийняті для подальшого конструювання.

Розрахунок опорного вузла ферми

Розрахунок вузлів ферми виконується з метою перевірки міцності елементів з'єднання та визначення необхідних параметрів зварних швів. Особливу увагу приділено опорному вузлу, оскільки через нього зусилля від ферми передаються на опорну конструкцію.

Опорний вузол

Для опорного вузла приймається торцевий фланець товщиною 20 мм і шириною 240 мм. Розрахунковий опір сталі зминанню визначається за формулою:

$$R_p = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}$$

$$R_p = \frac{36}{1,025} = 35,12 \text{ кН/см}^2.$$

Напруження зминання в торці фланця визначається за формулою:

$$\sigma_{см} = \frac{R}{S_{оп}}$$

$$\sigma_{см} = \frac{274,22}{2 \cdot 24} = 5,72 \text{ кН/см}^2.$$

Перевіряємо умову міцності:

$$\sigma_{\text{см}} \leq R_p$$

$$5,72 < 35,12 \text{ кН/см}^2.$$

Отже, міцність торцевого фланця на зминання забезпечена.

Для кріплення опорного розкосу до фасонки приймаємо зварні шви. Товщина шва для кріплення елемента біля обушка приймається 8 мм, біля пера — 6 мм. Розподіл зусилля між швами приймається таким: 0,7N передається на шов біля обушка, а 0,3N — на шов біля пера.

Довжина шва для кріплення опорного розкосу біля обушка визначається за формулою:

$$l_{\text{ш}}^{\text{об}} = \frac{0,7 \cdot N_1}{2 \cdot 0,7 \cdot k_f \cdot R_{wf}}$$

$$l_{\text{ш}}^{\text{об}} = \frac{0,7 \cdot 353,6}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18} = 12,28 \text{ см.}$$

Довжина шва біля пера:

$$l_{\text{ш}}^{\text{п}} = \frac{0,3 \cdot N_1}{2 \cdot 0,7 \cdot k_f \cdot R_{wf}}$$

$$l_{\text{ш}}^{\text{п}} = \frac{0,3 \cdot 353,6}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 18} = 7,02 \text{ см.}$$

З урахуванням конструктивних вимог приймаємо довжини швів: $l_{\text{ш}}^{\text{об}} = 13 \text{ см}$, $l_{\text{ш}}^{\text{п}} = 8 \text{ см}$.

Для кріплення нижнього пояса ферми до фасонки довжини зварних швів визначаються аналогічно.

Довжина шва біля обушка нижнього пояса:

$$l_{\text{ш}}^{\text{об}} = \frac{0,7 \cdot 240,9}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18} = 8,36 \text{ см.}$$

Довжина шва біля пера нижнього пояса:

$$l_{\text{ш}}^{\text{п}} = \frac{0,3 \cdot 240,9}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 18} = 4,78 \text{ см.}$$

Приймаємо конструктивні довжини швів: $l_{\text{ш}}^{\text{об}} = 9 \text{ см}$,
 $l_{\text{ш}}^{\text{п}} = 5 \text{ см}$.

За визначеними розрахунковими довжинами швів, з урахуванням конструктивної добавки 1 см на непровар і мінімального зазору між швами 50 мм, призначаються конфігурація та розміри опорної фасонки.

Перевірка опорної фасонки на зріз

Міцність опорної фасонки на зріз перевіряється за формулою:

$$\tau = \frac{R}{h_b \cdot \delta}$$
$$\tau = \frac{274,22}{36 \cdot 1} = 7,6 \text{ кН/см}^2.$$

Розрахунковий опір сталі зрізу приймається:

$$R_s = \frac{0,58 \cdot R_{yn}}{\gamma_m} = 13,3 \text{ кН/см}^2.$$

Перевіряємо умову міцності:

$$\tau \leq R_s$$
$$7,6 < 13,3 \text{ кН/см}^2.$$

Отже, міцність опорної фасонки на зріз забезпечена.

де δ — товщина фасонки, яка призначається залежно від максимального зусилля в елементах ґратки ферми; R_s — розрахунковий опір сталі зрізу; γ_m — коефіцієнт надійності за матеріалом.

Опорний столик приймається з листової сталі товщиною 30 мм, шириною 200 мм і довжиною 300 мм. Катет зварного шва, яким опорний столик кріпиться до колони, приймається рівним 14 мм.

2.2.2 Розрахунок колони

Розрахунок верхньої частини колони

Розрахунок верхньої, тобто надкранової, частини колони виконується з метою визначення її розрахункової довжини та подальшого підбору поперечного перерізу. Для розрахунку приймаються зусилля з таблиці розрахункових сполучень зусиль.

Для перерізу 1–1 приймається комбінація навантажень:

$$(1) + (2) + (4) + (12) + (16) + (24)$$

$$N_{1-1} = 1420,9 \text{ кН.}$$

Для перерізу 4–4 за тією самою комбінацією:

$$N_{4-4} = 491,00 \text{ кН.}$$

Визначення розрахункової довжини у площині рами

Розрахункова довжина верхньої частини колони у площині рами визначається за формулою:

$$l_x^{ef} = \mu_x \cdot l_x,$$

де μ_x — коефіцієнт приведення розрахункової довжини; l_x — геометрична довжина верхньої частини колони у площині рами.

Коефіцієнт μ_x визначається за залежністю:

$$\mu_x = \frac{\mu_m}{\alpha_1} \leq 3,$$

де $\mu_m = f(n, \alpha_1)$ визначається за табл. 68 ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування».

Допоміжні параметри визначаються за формулами:

$$n = \frac{I_H \cdot l_B}{I_B \cdot l_H},$$

$$\beta = \frac{N_{1-1}}{N_{4-4}},$$

$$\alpha_1 = \frac{l_B}{l_H} \sqrt{\frac{I_H}{I_B \cdot \beta}}.$$

Підставляємо вихідні значення:

$$n = \frac{59719,86 \cdot 1430}{382207,11 \cdot 450} = 0,497,$$

$$\beta = \frac{1420,9}{491} = 2,89,$$

$$\alpha_1 = \frac{13,4}{4,5} \sqrt{\frac{382207,11}{59719,86 \cdot 2,89}} = 0,47.$$

За таблицею приймаємо: $\mu_m = 1,76$.

Тоді:

$$\mu_x = \frac{1,76}{0,47} = 3,74.$$

Оскільки за нормативною умовою коефіцієнт не повинен перевищувати 3, приймаємо: $\mu_x = 3$.

Розрахункова довжина верхньої частини колони у площині рами становить:

$$l_x^{ef} = 3 \cdot 4,5 = 13,5 \text{ м.}$$

Визначення розрахункової довжини з площини рами

Розрахункова довжина надкранової частини колони з площини рами приймається як найбільша відстань між точками закріплення колони від зміщення вздовж будівлі. У даному випадку це відстань від рівня нижнього пояса кроквяної ферми до рівня верхнього пояса підкранової балки.

$$l_y^{ef} = l_k - h_{пб},$$

$$l_y^{ef} = 4,5 - 0,75 = 3,75 \text{ м.}$$

Отже, для подальшого розрахунку приймаються такі розрахункові довжини верхньої частини колони: $l_x^{ef} = 13,5 \text{ м}$, $l_y^{ef} = 3,75 \text{ м}$.

Підбір перерізу верхньої частини колони

Для підбору перерізу верхньої частини колони приймається найбільш несприятлива комбінація зусиль із таблиці РСУ:

$$(1) + (2) + (4)$$

$$M = -526,3 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$N = -497,3 \text{ кН},$$

$$Q = -59,9 \text{ кН}.$$

Поперечний переріз колони попередньо приймається у вигляді симетричного двотавра висотою: $h = 50 \text{ см}$.

Необхідна площа поперечного перерізу визначається за формулою:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi_e \cdot R_y}.$$

Для попереднього розрахунку симетричного двотаврового перерізу приймаємо: $i_x \approx 0,42h$, $\rho_x \approx 0,35h$.

Тоді:

$$i_x = 0,42 \cdot 50 = 21 \text{ см},$$

$$\rho_x = 0,35 \cdot 50 = 17,5 \text{ см}.$$

Умовна гнучкість елемента визначається за формулою:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{l_x}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Підставляємо значення:

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1350}{21} \sqrt{\frac{23}{2,1 \cdot 10^4}} = 2,127.$$

Відносний ексцентриситет визначається за формулою:

$$m_x = \frac{M}{N \cdot 0,35h}.$$

$$m_x = \frac{526,3}{497,3 \cdot 0,35 \cdot 50} = 6,048.$$

Коефіцієнт η визначається за табл. 73 ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування». У першому наближенні приймаємо:

$$\frac{A_{\text{поясів}}}{A_{\text{стілки}}} = 1.$$

Тоді:

$$\eta = 1,4 - 0,02\bar{\lambda}_x,$$
$$\eta = 1,4 - 0,02 \cdot 2,127 = 1,357.$$

Наведений ексцентриситет дорівнює:

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x,$$
$$m_{ef} = 1,357 \cdot 6,048 = 8,209.$$

За значеннями умовної гнучкості $\bar{\lambda}_x$ та наведеного ексцентриситету m_{ef} за табл. 75 ДБН В.2.6-198:2014 методом інтерполяції визначається коефіцієнт зниження розрахункового опору при позацентровому стиску: $\varphi_e = 0,148$.

Необхідна площа поперечного перерізу становить:

$$A_{тр} = \frac{497,3}{0,148 \cdot 23} = 146,46 \text{ см}^2.$$

Отже, для верхньої частини колони необхідно підібрати двотавровий переріз із площею не менше: $A_{тр} = 146,46 \text{ см}^2$.

Компонування перерізу верхньої частини колони

Для верхньої частини колони приймається зварний двотавровий переріз, скомпонований із трьох сталевих листів:

полиці — $360 \times 14 \text{ мм}$;

стінка — $470 \times 8 \text{ мм}$.

Прийнятий переріз перевіряється за умовами місцевої стійкості елементів, а також за загальною стійкістю колони в площині та з площини дії згинального моменту.

Перевірка місцевої стійкості полиці

Умова місцевої стійкості полиці має вигляд:

$$\frac{b_{св}}{t_n} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}_x) \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

Підставляємо розрахункові значення:

$$\frac{b_{\text{св}}}{t_n} = 12,57,$$

$$(0,36 + 0,1 \cdot 2,127) \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^4}{23}} = 17,31.$$

Оскільки $12,57 < 17,31$, умова місцевої стійкості полиці виконується.

Перевірка стійкості верхньої частини колони з площини дії моменту

Ширина полиці повинна задовольняти умову:

$$b_n \geq \frac{l_y}{20}.$$

Після підстановки:

$$36 \text{ см} > \frac{375}{20} = 18,75 \text{ см}.$$

Отже, умова забезпечення стійкості верхньої частини колони з площини дії моменту виконується.

Геометричні характеристики прийнятого перерізу

Повна площа поперечного перерізу становить:

$$A = 2 \cdot 36 \cdot 1,4 + 0,8 \cdot 47 = 138,4 \text{ см}^2.$$

Момент інерції відносно осі x :

$$I_x = \frac{0,8 \cdot 47^3}{12} + 2 \cdot 36 \cdot 1,4 \cdot 24,2^2 = 65954,05 \text{ см}^4.$$

Момент інерції відносно осі y :

$$I_y = \frac{2 \cdot 1,4 \cdot 36^3}{12} = 10886,4 \text{ см}^4.$$

Момент опору перерізу:

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 65954,05}{50} = 2638,16 \text{ см}^3.$$

Ядрова відстань:

$$\rho_x = \frac{W_x}{A} = \frac{2638,16}{138,4} = 19,06 \text{ см}.$$

Радіуси інерції перерізу:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{65954,05}{138,4}} = 21,83 \text{ см},$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{10886,4}{138,4}} = 8,87 \text{ см}.$$

Перевірка стійкості верхньої частини колони в площині дії моменту

Перевірка стійкості виконується за умовою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y.$$

Гнучкість колони в площині дії моменту:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{1350}{21,83} = 61,84.$$

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 61,84 \sqrt{\frac{23}{2,1 \cdot 10^4}} = 2,047.$$

Відносний ексцентриситет:

$$m_x = \frac{M}{N \cdot \rho_x} = \frac{526,3 \cdot 100}{497,3 \cdot 19,06} = 5,55.$$

Відношення площі полиць до площі стінки:

$$\frac{A_{\Pi}}{A_{\text{ст}}} = \frac{14 \cdot 36}{0,8 \cdot 47} = 1,34.$$

Коефіцієнт η визначається за табл. 73 ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування». Для прийнятих параметрів:

$$\eta = 1,4 - 0,02\bar{\lambda}_x = 1,4 - 0,02 \cdot 2,047 = 1,36.$$

Наведений ексцентриситет:

$$m_{ef} = \eta \cdot m_x = 1,36 \cdot 5,55 = 7,55.$$

За ДБН В.2.6-198:2014 [6] методом інтерполяції визначено коефіцієнт зниження розрахункового опору при позацентровому стиску:

$$\varphi_e = 0,15976.$$

Тоді напруження в перерізі становить:

$$\sigma = \frac{497,3}{0,15976 \cdot 138,4} = 22,49 \text{ кН/см}^2.$$

Перевіряємо умову: $22,49 < 23 \text{ кН/см}^2$.

Недонапруження перерізу: $\frac{23-22,49}{23} \cdot 100\% = 2,21\%$.

Отже, стійкість верхньої частини колони в площині дії моменту забезпечена.

Перевірка стійкості верхньої частини колони з площини дії моменту

Перевірка виконується за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A},$$

де c — коефіцієнт, що враховує вплив згинального моменту при згинально-крутильній формі втрати стійкості; φ_y — коефіцієнт поздовжнього згину, який визначається за ДБН В.2.6-198:2014 [6]; A — розрахункова площа поперечного перерізу.

Гнучкість елемента з площини дії моменту:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{375}{8,87} = 42,28.$$

За таблицею приймаємо: $\varphi_y = 0,866$.

Максимальний момент у середній третині розрахункової довжини стрижня становить:

$$M_x^{1/3} = -246,7 + \frac{-526,3 + 246,7}{4,5} \left(4,5 - \frac{1}{3} \cdot 3,75 \right) = -448,63 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для подальшої перевірки приймаємо абсолютне значення моменту: $|M_x^{1/3}| = 448,63 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Відносний ексцентриситет:

$$m_x = \frac{M_x \cdot A}{N \cdot W_x} = \frac{448,63 \cdot 100 \cdot 138,4}{497,3 \cdot 2638,16} = 4,73.$$

Оскільки $m_x \leq 5$,

коефіцієнт σ визначається за формулою:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x}.$$

Умовна гнучкість для цього випадку не перевищує граничного значення:

$$\lambda_y = 37,53 < 3,14 \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

$$3,14 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^4}{23}} = 94,88.$$

Приймаємо: $\beta = 1$.

Коефіцієнт α : $\alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 4,73 = 0,89$.

Тоді:

$$c = \frac{1}{1 + 0,89 \cdot 4,73} = 0,192.$$

Додатково перевіряємо умову включення повного перерізу стінки в розрахунок:

$$\frac{h_{ст}}{t_{ст}} = \frac{47}{0,8} = 58,75,$$

$$3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,8 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^4}{23}} = 114,82.$$

Оскільки $58,75 < 114,82$, у розрахунковий переріз включається повна площа стінки.

Напруження з площини дії моменту:

$$\sigma = \frac{497,3}{0,192 \cdot 0,866 \cdot 138,4} = 21,55 \text{ кН/см}^2.$$

Перевіряємо умову міцності та стійкості:

$$21,55 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапруження становить:

$$\frac{23 - 21,55}{23} \cdot 100\% = 6,3\%.$$

Отже, стійкість верхньої частини колони з площини дії моменту також забезпечена.

Прийнятий зварний двотавровий переріз верхньої частини колони з листів $360 \times 14\text{мм}$ і $470 \times 8\text{мм}$ задовольняє вимоги місцевої стійкості полиць, загальної стійкості в площині дії моменту та стійкості з площини дії моменту. Фактичні напруження не перевищують розрахунковий опір сталі, тому підібраний переріз можна прийняти для подальшого конструювання колони.

Розрахунок нижньої частини колони

Нижню частину колони прийнято наскрізного типу. Переріз складається з двох гілок, з'єднаних між собою ґраткою. Загальна висота перерізу нижньої частини колони приймається: $h_n = 1000\text{ мм}$.

Підкранову гілку колони прийнято із широкополичного двотавра. Зовнішню гілку також прийнято із широкополичного двотавра.

Для розрахунку гілок колони приймаються найбільш несприятливі комбінації зусиль із таблиці розрахункових сполучень.

Для комбінації, за якої згинальний момент додатково навантажує підкранову гілку:

$$(1) + (2) + (3) + (11) + (14) + (24)$$

$$N_{1-1} = -40,9 - 13,608 - 84,047 - 0,202 - 0,324 = -139,03\text{ тс} = -1390,3\text{ кН},$$

$$M_{1-1} = -7,282 - 2,871 - 29,650 - 4,093 - 2,210 = -46,11\text{ тс} \cdot \text{м} \\ = -461,1\text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для комбінації, за якої згинальний момент додатково навантажує зовнішню гілку:

$$(1) + (2) + (3) + (23) + (26)$$

$$N_{2-2} = -43,91 - 13,608 - 84,047 - 0,2016 - 0,324 = -142,09\text{ тс} \\ = -1420,9\text{ кН},$$

$$M_{2-2} = 16,689 + 6,470 - 2,136 + 18,407 + 23,261 = 62,69\text{ тс} \cdot \text{м} \\ = 626,9\text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Розрахункова довжина гілок із площини рами приймається:

$$l_y = H_n = 14,3\text{ м}.$$

Визначення положення центра ваги перерізу

Положення центра ваги наскрізного перерізу визначається з умови рівноваги зусиль у гілках. Приймаємо: $z_0 = 2$ см, $h_0 = h - z_0 = 100 - 2 = 98$ см.

Положення центра ваги визначається з рівняння:

$$t_1^2 - \left(\frac{M_1 + M_2}{N_1 - N_2} + h_0 \right) t_1 + \frac{M_2 h_0}{N_1 - N_2} = 0.$$

Після підстановки розрахункових значень отримуємо:

$$t_1^2 + 2581,8t_1 - 151320,69 = 0.$$

Звідси:

$$t = \frac{-2581,8 + \sqrt{2581,8^2 + 4 \cdot 151320,69}}{2} = 57,34 \text{ см.}$$

Отже: $y_1 = 57,34$ см, $y_2 = h_0 - y_1 = 98 - 57,34 = 40,66$ см.

Визначення зусиль у гілках колони

Зусилля у підкрановій гілці становить:

$$N_{B1} = N_1 \cdot \frac{y_2}{h_0} + \frac{M_1}{h_0},$$
$$N_{B1} = 1390,3 \cdot \frac{50}{100} + \frac{46110}{100} = 1043,19 \text{ кН.}$$

Зусилля у зовнішній гілці:

$$N_{B2} = N_2 \cdot \frac{y_1}{h_0} + \frac{M_2}{h_0},$$
$$N_{B2} = 1420,9 \cdot \frac{50}{100} + \frac{62690}{100} = 1461,07 \text{ кН.}$$

Підбір площі перерізу гілок

Необхідна площа перерізу гілок визначається за формулою:

$$A_B = \frac{N_B}{\varphi \cdot R_y}.$$

Попередньо приймаємо:

$$\varphi = 0,7,$$
$$R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Для підкранової гілки:

$$A_{в1} = \frac{1043,19}{0,7 \cdot 23} = 64,79 \text{ см}^2.$$

Для зовнішньої гілки:

$$A_{в2} = \frac{1461,07}{0,7 \cdot 23} = 90,75 \text{ см}^2.$$

Для найбільш навантаженої зовнішньої гілки приймаємо широкополичний двотавр: 40Ш1, $A = 96,1 \text{ см}^2$, $i_x = 16,7 \text{ см}$, $i_y = 7,18 \text{ см}$.

Для підкранової гілки з конструктивних міркувань також приймаємо двотавр: 40Ш1, $A = 96,1 \text{ см}^2$.

Оскільки прийняті перерізи гілок мають незначну відмінність від попередньо визначених необхідних площ, додатковий перерахунок зусиль у гілках не виконується.

Перевірка стійкості гілок із площини рами

Підкранова гілка

Розрахункова довжина: $l_y = 14,3 \text{ м} = 1430 \text{ см}$.

Гнучкість гілки:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_x} = \frac{1430}{16,7} = 85,6.$$

За таблицями для стиснутих елементів приймаємо: $\varphi = 0,665$.

Напруження в підкрановій гілці:

$$\sigma = \frac{N_{в1}}{\varphi \cdot A} = \frac{1043,19}{0,665 \cdot 96,1} = 16,3 \text{ кН/см}^2.$$

Перевіряємо умову: $16,3 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2$.

Отже, стійкість підкранової гілки із площини рами забезпечена.

Зовнішня гілка

Гнучкість зовнішньої гілки:

$$\lambda_y = \frac{1430}{16,7} = 85,6.$$

Приймаємо: $\varphi = 0,665$.

Напруження в зовнішній гілці:

$$\sigma = \frac{N_{B2}}{\varphi \cdot A} = \frac{1461,07}{0,665 \cdot 96,1} = 22,8 \text{ кН/см}^2.$$

Перевіряємо умову:

$$22,8 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Отже, стійкість зовнішньої гілки із площини рами також забезпечена.

Перевірка стійкості гілок у площині рами

Для підкранової гілки:

$$\lambda_{x1} = \frac{l_x}{i_y} = \frac{225}{7,18} = 31,33.$$

Приймаємо: $\varphi = 0,93$.

Напруження:

$$\sigma = \frac{N_{B1}}{\varphi \cdot A} = \frac{1043,19}{0,93 \cdot 96,1} = 11,6 \text{ кН/см}^2.$$

$$11,6 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Для зовнішньої гілки:

$$\lambda_{x2} = \frac{225}{7,18} = 31,33.$$

$$\varphi = 0,93.$$

$$\sigma = \frac{1461,07}{0,93 \cdot 96,1} = 16,4 \text{ кН/см}^2.$$

$$16,4 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Таким чином, стійкість обох гілок у площині рами забезпечена.

Розрахунок ґратки нижньої частини колони

Поперечна сила в перерізі колони становить: $Q = 83,2 \text{ кН}$.

Умовна поперечна сила визначається за формулою:

$$Q_{fic} = 0,24(A_{BH} + A_{HH}).$$

$$Q_{fic} = 0,24(74,6 + 106,4) = 43,44 \text{ кН}.$$

Оскільки: $43,44 < 83,2 \text{ кН}$, розрахунок ґратки виконується за
максимальною поперечною силою: $Q_{max} = 83,2 \text{ кН}$.

Зусилля стиску в розкосі визначається за формулою:

$$N_p = \frac{Q_{max}}{2 \cdot \sin \alpha}.$$
$$N_p = \frac{83,2}{2 \cdot \sin 42^\circ} = 62,17 \text{ кН.}$$

Попередньо приймаємо: $\lambda_p = 100$, $\varphi = 0,56$.

Необхідна площа перерізу розкосу:

$$A_{p,tr} = \frac{N_p}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$
$$A_{p,tr} = \frac{62,17}{0,56 \cdot 23 \cdot 0,75} = 6,436 \text{ см}^2.$$

Приймаємо кутик: $L75 \times 5$, $A_p = 7,39 \text{ см}^2$, $i_{min} = 1,49 \text{ см}$.

Максимальна гнучкість розкосу:

$$\lambda_{max} = \frac{l_p}{i_{min}} = \frac{150,5}{1,49} = 101,0.$$

Напруження в розкосі:

$$\sigma = \frac{N_p}{\varphi \cdot A_p} = \frac{62,17}{0,55 \cdot 7,39} = 15,3 \text{ кН/см}^2.$$

Перевіряємо умову:

$$15,3 < R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 0,75 = 17,25 \text{ кН/см}^2.$$

Отже, прийнятий розкіс ґратки задовольняє умову міцності та стійкості.

Перевірка стійкості нижньої частини колони як єдиного стрижня

Геометричні характеристики всього наскрізного перерізу:

$$A = A_{BH} + A_{HH} = 96,1 + 96,1 = 192,2 \text{ см}^2.$$

Момент інерції всього перерізу:

$$I_x = A_{BH} y_1^2 + A_{HH} y_2^2,$$
$$I_x = 96,1 \cdot 50^2 + 96,1 \cdot 50^2 = 480500 \text{ см}^4.$$

Радіус інерції:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{480500}{192,2}} = 50 \text{ см.}$$

Гнучкість колони:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{2402,5}{50} = 48,1.$$

Наведена гнучкість наскрізної колони:

$$\lambda_{пр} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \cdot \frac{A}{A_{p1}}}.$$
$$\lambda_{пр} = \sqrt{48^2 + 30,3 \cdot \frac{192,2}{14,78}} = 54,5.$$

де $\alpha_1 = 30,3$.

Умовна гнучкість:

$$\bar{\lambda}_{пр} = \lambda_{пр} \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$
$$\bar{\lambda}_{пр} = 54,5 \sqrt{\frac{23}{2,1 \cdot 10^4}} = 1,8.$$

Перевірка для комбінації, що навантажує зовнішню гілку

Для перерізу 1–1 приймаємо: $N_{2-2} = 1420,9$ кН, $M_{2-2} = 626,9$ кН · м.

Відносний ексцентриситет:

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{I_x} (y_2 + z_0).$$
$$m = \frac{626,9 \cdot 100}{1420,9} \cdot \frac{192,2}{480500} \cdot (43,53 + 3,94) = 0,862.$$

За таблицями приймаємо: $\varphi_e = 0,468$.

Напруження:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} = \frac{1420,9}{0,468 \cdot 192,2} = 16,8 \text{ кН/см}^2.$$
$$16,8 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Отже, стійкість нижньої частини колони для цієї комбінації забезпечена.

Перевірка для комбінації, що навантажує підкранову гілку

Для перерізу 2–2 приймаємо: $N_{1-1} = 1390,3$ кН, $M_{1-1} = 461,1$ кН · м.

Відносний ексцентриситет:

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{I_x} \cdot y_1.$$

$$m = \frac{461,1 \cdot 100}{1390,3} \cdot \frac{192,2}{480500} \cdot 56,47 = 0,777.$$

Приймаємо: $\varphi_e = 0,488$.

Напруження:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} = \frac{1390,3}{0,488 \cdot 192,2} = 15,74 \text{ кН/см}^2.$$

$$15,74 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Отже, стійкість нижньої частини колони для комбінації, що навантажує підкранову гілку, також забезпечена.

Нижню частину колони прийнято наскрізною, із двох широкополічних двотаврових гілок, з'єднаних ґраткою з кутиків. Виконані перевірки показали, що прийняті перерізи гілок забезпечують необхідну міцність і стійкість як у площині рами, так і з площини рами. Розкіс ґратки також задовольняє умови міцності та стійкості. Перевірка нижньої частини колони як єдиного стрижня підтвердила, що напруження в перерізі не перевищують розрахунковий опір сталі.

Розрахунок вузла переходу між верхньою і нижньою частинами колони

Розрахунок вузла з'єднання верхньої та нижньої частин колони виконується для перевірки міцності стикового шва, траверси та зварних швів її кріплення. У розрахунку враховуються зусилля, що діють у перерізі над уступом колони, а також тиск підкранових конструкцій.

Вихідні розрахункові зусилля

Для перерізу над уступом приймаються такі розрахункові комбінації зусиль:

1-ша комбінація: $M = 27 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $N = -352,6 \text{ кН}$.

2-га комбінація: $M = -279,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $N = -505,5 \text{ кН}$.

Тиск кранів приймається: $D_{max} = 937,4$ кН.

Перевірка міцності стикового шва

Міцність стикового шва Ш1 перевіряється за нормальними напруженнями у крайніх точках перерізу надкранової частини колони. Площа стикового шва приймається рівною площі поперечного перерізу верхньої частини колони.

Площа перерізу: $A_0 = 138,4$ см².

Момент опору: $W = 2638,16$ см³.

Розрахунковий опір сталі приймається: $R_y = 230$ МПа.

Перша комбінація зусиль

Для зовнішньої полиці:

$$\sigma = \frac{N}{A_0} + \frac{|M|}{W}$$

$$\sigma = \left(\frac{352,6}{138,4} + \frac{27 \cdot 100}{2638,16} \right) \cdot 10 = 35,71 \text{ МПа.}$$

Перевірка умови міцності:

$$35,71 < 230 \text{ МПа.}$$

Для внутрішньої полиці:

$$\sigma = \frac{N}{A_0} - \frac{|M|}{W}$$

$$\sigma = \left(\frac{352,6}{138,4} - \frac{27 \cdot 100}{2638,16} \right) \cdot 10 = 15,24 \text{ МПа. } 15,24 < 230 \text{ МПа.}$$

Отже, для першої комбінації зусиль міцність стикового шва забезпечена.

Друга комбінація зусиль

Для зовнішньої полиці:

$$\sigma = \left(\frac{505,5}{138,4} - \frac{279,6 \cdot 100}{2638,16} \right) \cdot 10 = -69,46 \text{ МПа.}$$

За абсолютним значенням:

$$|\sigma| = 69,46 \text{ МПа.}$$

З урахуванням понижувального коефіцієнта:

$$R_y \cdot 0,85 = 230 \cdot 0,85 = 195,5 \text{ МПа.}$$

Перевірка:

$$69,46 < 195,5 \text{ МПа.}$$

Для внутрішньої полиці:

$$\sigma = \left(\frac{505,5}{138,4} + \frac{279,6 \cdot 100}{2638,16} \right) \cdot 10 = 142,5 \text{ МПа.}$$

$$142,5 < 230 \text{ МПа.}$$

Таким чином, міцність стикового шва Ш1 за нормальними напруженнями забезпечена для обох розрахункових комбінацій.

Визначення товщини стінки траверси

Товщина стінки траверси визначається з умови зминання від дії максимального тиску кранів:

$$t_{\text{тр}} \geq \frac{D_{\text{max}}}{l_{\text{см}} \cdot R_{\text{см}} \cdot \gamma}.$$

Підставляємо значення:

$$t_{\text{тр}} = \frac{937,4}{18 \cdot 35 \cdot 1} = 1,5 \text{ см.}$$

Розрахунковий опір зминанню торцевої поверхні:

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{36}{1,025} = 35 \text{ кН/см}^2 = 350 \text{ МПа.}$$

де

$$l_{\text{см}} = b_{\text{ср}} + 2t_{\text{ш}} = 30 + 2 \cdot 2 = 34 \text{ см,}$$

$$b_{\text{ср}} = 18 \text{ см, } t_{\text{ш}} = 2 \text{ см.}$$

Прийняте значення товщини стінки траверси уточнюється нижче під час розрахунку підкранової балки.

Розрахунок зварного шва кріплення траверси до верхньої частини колони

Зусилля у внутрішній полиці верхньої частини колони за другою комбінацією визначається за формулою:

$$N_{\text{п}}^{\text{верх}} = \frac{N_1}{2} + \frac{M_1}{h_k}.$$

$$N_{\text{п}}^{\text{верх}} = \frac{505,5}{2} + \frac{27960}{50} = 811,95 \text{ кН.}$$

Приймаємо катет зварного шва: $k_f = 0,7$ см.

Необхідна довжина шва Ш2:

$$l_{ш2} = \frac{N_{\Pi}^{\text{верх}}}{4 \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}}.$$
$$l_{ш2} = \frac{811,95}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1} = 23 \text{ см.}$$

Перевіряємо конструктивну умову:

$$l_{ш2} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f.$$
$$23 < 85 \cdot 0,7 \cdot 0,7 = 41,65 \text{ см.}$$

Також виконується умова:

$$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} < \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz}.$$
$$0,7 \cdot 18 \cdot 1 < 1 \cdot 16,2 \cdot 1.$$

Отже, прийнятий катет і довжина шва Ш2 забезпечують надійне кріплення траверси до верхньої частини колони.

Розрахунок шва кріплення траверси до підкранової гілки

У стінці підкранової гілки передбачається проріз, у який заводиться стінка траверси. Розрахунок шва Ш3, що прикріплює траверсу до підкранової гілки, виконується за найбільшою опорною реакцією траверси.

Опорна реакція траверси визначається за формулою:

$$F_{\text{тр}} = \frac{N_1 \cdot h_n}{2h_v} + \frac{M_1}{h_v} + 0,9D_{\text{max}}.$$
$$F_{\text{тр}} = \frac{505,5 \cdot 50}{2 \cdot 100} + \frac{27,96 \cdot 100}{100} + 0,9 \cdot 937,4 = 998 \text{ кН.}$$

Приймаємо катет шва: $k_f = 0,7$ см.

Необхідна довжина шва Ш3:

$$l_{ш3} = \frac{F_{\text{тр}}}{4 \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}}.$$
$$l_{ш3} = \frac{998}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1} = 28,3 \text{ см.}$$

Перевіряємо граничну довжину шва:

$$l_{ш3} < 85 \cdot \beta_f \cdot k_f.$$

$$28,3 < 41,65 \text{ см.}$$

Отже, умова довжини зварного шва ШЗ виконується.

Визначення висоти траверси

З умови міцності стінки підкранової гілки в місці кріплення траверси визначається необхідна висота траверси:

$$h_{\text{тр}} \geq \frac{F_{\text{тр}}}{2 \cdot t_{\text{ст}} \cdot R_s \cdot \gamma}.$$

$$h_{\text{тр}} \geq \frac{998}{2 \cdot 0,76 \cdot 13,3 \cdot 1} = 49,37 \text{ см.}$$

Приймаємо висоту траверси: $h_{\text{тр}} = 60 \text{ см.}$

де $t_{\text{ст}} = 7,6 \text{ мм}$ — товщина стінки двотавра 45Б1.

Розрахунковий опір сталі зрізу:

$$R_s = 0,58 \cdot \frac{R_{yn}}{\gamma_m} = 0,58 \cdot \frac{23,5}{1,025} = 13,3 \text{ кН/см}^2 = 133 \text{ МПа.}$$

Геометричні характеристики траверси

Положення центра ваги перерізу траверси визначається за формулою:

$$y_n = \frac{38,8 \cdot 1,2 \cdot 0,6 + 59,4 \cdot 1,2 \cdot 30,6 + 2 \cdot 17,5 \cdot 1,2 \cdot 45}{38,8 \cdot 1,2 + 59,4 \cdot 1,2 + 2 \cdot 17,5 \cdot 1,2} = 25,15 \text{ см.}$$

Відстань до крайнього волокна: $y_a = 38,9 \text{ см.}$

Момент інерції перерізу траверси:

$$I_x = \frac{38,8 \cdot 1,2^3}{12} + 38,8 \cdot 1,2 \cdot 21,6^2 + \frac{1,2 \cdot 58,8^3}{12} + 1,2 \cdot 58,8 \cdot 9,5^2$$

$$+ \frac{2 \cdot 17,5 \cdot 1,2^3}{12} + 2 \cdot 17,5 \cdot 1,2 \cdot 23,9^2.$$

$$I_x = 71998 \text{ см}^4.$$

Мінімальний момент опору:

$$W_{\min} = \frac{I_x}{y_a} = \frac{71998}{38,9} = 1851 \text{ см}^3.$$

Перевірка міцності траверси як балки

Траверса перевіряється як балка, завантажена поздовжньою силою N , згинальним моментом M_i максимальним тиском кранів $D_{\max}$.

Перевірка за нормальними напруженнями

Максимальний згинальний момент у траверсі:

$$M_{\text{тр}} = \left(\frac{M_1}{h_v} + \frac{N_1 \cdot h_n}{2h_v} \right) (h_v - h_n).$$

$$M_{\text{тр}} = \left(\frac{27,96}{100} + \frac{505,5 \cdot 50}{200} \right) (100 - 50) = 6332,73 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Нормальні напруження в траверсі:

$$\sigma_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{тр}}}{W_{\text{min}}}.$$

$$\sigma_{\text{тр}} = \frac{6332,73}{1851} \cdot 10 = 34,2 \text{ МПа}.$$

Перевірка умови міцності: $34,2 < 230 \text{ МПа}$.

Отже, міцність траверси за нормальними напруженнями забезпечена.

Перевірка за дотичними напруженнями

Максимальна поперечна сила:

$$Q_{\text{max}} = \frac{N_1 \cdot h_n}{2h_v} - \frac{M_1}{h_v} + \frac{k \cdot D_{\text{max}} \cdot 0,9}{2}.$$

$$Q_{\text{max}} = 516,8 \text{ кН}.$$

де $k = 1,2$ — коефіцієнт, що враховує нерівномірну передачу зусилля D_{max} .

Дотичні напруження:

$$\tau = \frac{Q_{\text{max}}}{t_{\text{тр}} \cdot h_{\text{тр}}}.$$

$$\tau = \frac{516,8}{1,2 \cdot 58,8} \cdot 10 = 73,2 \text{ МПа}.$$

Перевірка умови міцності:

$$73,2 < 133 \text{ МПа}.$$

Отже, міцність траверси за дотичними напруженнями також забезпечена.

За результатами розрахунку встановлено, що стиковий шов з'єднання верхньої та нижньої частин колони, зварні шви кріплення траверси, а також сама

траверса задовольняють умови міцності. Нормальні та дотичні напруження не перевищують допустимих значень у МПа.

Розрахунок бази колони

Розрахунок бази колони виконується з метою перевірки міцності опорних плит, траверс, анкерних болтів і анкерної плитки. База колони повинна забезпечувати надійну передачу вертикальних зусиль, згинальних моментів і поперечних сил від металевої колони на залізобетонний фундамент.

У розрахунку приймаються такі розрахункові комбінації зусиль: $M_1 = -216,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $N_1 = 1410,4 \text{ кН}$; $M_2 = 626,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $N_2 = 1420,9 \text{ кН}$.

Для опорної плити приймається сталь С235 з розрахунковим опором $R_y = 22 \text{ кН/см}^2 = 220 \text{ МПа}$.

Для фундаменту приймається бетон класу В15 з розрахунковим опором стиску:

$$R_b = 0,85 \text{ кН/см}^2 = 8,5 \text{ МПа}.$$

Визначення зусиль у гілках колони

Зусилля у підкрановій гілці колони визначається за формулою:

$$N_1 = \frac{M_1}{h_0} + \frac{N \cdot y_2}{h_0}.$$

Після підстановки числових значень отримуємо:

$$N_1 = \frac{626,9}{96} + \frac{1420,9 \cdot 43,53}{96} = 650,82 \text{ кН}.$$

Зусилля у зовнішній гілці колони:

$$N_2 = \frac{M_2}{h_0} + \frac{N \cdot y_1}{h_0}.$$

$$N_2 = \frac{216,8}{96} + \frac{1410,4 \cdot 56,47}{96} = 831,9 \text{ кН}.$$

Отримані зусилля використовуються для розрахунку опорних плит під кожною гілкою колони.

Розрахунок бази підкранової гілки

Необхідна площа опорної плити визначається з умови міцності бетону фундаменту на стиск під плитою:

$$A_{\text{пл}}^{\text{тр}} = \frac{N_1}{R_b \cdot \gamma_b}.$$
$$A_{\text{пл}}^{\text{тр}} = \frac{650,82}{0,85 \cdot 1,2} = 638,06 \text{ см}^2.$$

Приймаємо розміри опорної плити: $B_{\text{пл}} = 400 \text{ мм} = 40 \text{ см}$; $L_{\text{пл}} = 600 \text{ мм} = 60 \text{ см}$. Площа прийнятої плити: $A = 60 \cdot 40 = 2400 \text{ см}^2$.

Середнє напруження в бетоні під плитою становить:

$$\sigma_b = \frac{650,82}{2400} = 0,27 \text{ кН/см}^2 = 2,7 \text{ МПа}.$$

Оскільки: $2,7 < 8,5 \text{ МПа}$, міцність бетону під опорною плитою забезпечена.

З умови симетричного розташування траверс відносно центра ваги гілки відстань між траверсами у світлі приймається 18 см, товщина траверси — 12 мм.

Визначення згинальних моментів у плиті

Для окремих ділянок опорної плити визначаються згинальні моменти.

Ділянка 1. Консольний звис $c = 5 \text{ см}$:

$$M_1 = \sigma_b \cdot \frac{c_1^2}{2}$$
$$M_1 = 0,31 \cdot \frac{5,8^2}{2} = 5,21 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

Ділянка 2. Обпирання по трьох сторонах:

$$\frac{b}{a} = \frac{100}{180} = 0,56, \beta = 0,067.$$
$$M_2 = \beta \cdot q \cdot a^2$$
$$M_2 = 0,067 \cdot 0,31 \cdot 18^2 = 6,73 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

Ділянка 3. Обпирання по чотирьох сторонах:

$$\frac{b}{a} = \frac{42,3}{8,6} = 4,92 > 2.$$

У цьому випадку ділянка працює як однопрогонова балка:

$$M_3 = \frac{q \cdot a^2}{8}$$

$$M_3 = \frac{0,31 \cdot 8,6^2}{8} = 2,9 \text{ кН} \cdot \text{см/см.}$$

Максимальний момент:

$$M_{max} = 6,73 \text{ кН} \cdot \text{см/см.}$$

Необхідна товщина опорної плити:

$$\delta_{пл} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y}}$$

$$\delta_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot 6,73}{22}} = 1,84 \text{ см.}$$

З урахуванням припуску на фрезерування приймаємо товщину плити:

$$\delta_{пл} = 2,2 \text{ см} = 22 \text{ мм.}$$

Визначення висоти траверси

Висота траверси визначається з умови розміщення зварного шва, що кріпить траверсу до гілки колони. Приймаємо катет шва:

$$k_f = 6 \text{ мм} = 0,6 \text{ см.}$$

Необхідна довжина шва:

$$l_{шв} = \frac{N_1}{4 \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}}.$$

$$l_{шв} = \frac{638,06}{4 \cdot 0,6 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1} = 21,1 \text{ см.}$$

Приймаємо висоту траверси для підкранової гілки: $h_{тр} = 25 \text{ см.}$

Розрахунок бази зовнішньої гілки

Необхідна площа опорної плити під зовнішню гілку:

$$A_{пл}^{тр} = \frac{N_2}{R_b \cdot \gamma_b}.$$

$$A_{пл}^{тр} = \frac{1410,4}{0,85 \cdot 1,2} = 1382,75 \text{ см}^2.$$

Приймаємо розміри плити: $B_{пл} = 40 \text{ см}; L_{пл} = 60 \text{ см.}$

Площа плити: $A = 60 \cdot 40 = 2400 \text{ см}^2$.

Середнє напруження в бетоні під плитою:

$$\sigma_b = \frac{1410,4}{2400} = 0,59 \text{ кН/см}^2 = 5,9 \text{ МПа.}$$

Оскільки: $5,9 < 8,5 \text{ МПа}$, міцність бетону під опорною плитою зовнішньої гілки забезпечена.

З умови симетричного розташування траверс відносно центра ваги гілки відстань між траверсами у світлі приймається 19,6 см, товщина траверси — 12 мм.

Згинальні моменти в опорній плиті

Ділянка 1. Консольний звис $c = 5 \text{ см}$:

$$M_1 = \sigma_b \cdot \frac{c^2}{2}$$
$$M_1 = 0,68 \cdot \frac{5^2}{2} = 8,5 \text{ кН} \cdot \text{см/см.}$$

Ділянка 2. Обпирання по трьох сторонах:

$$\frac{b}{a} = \frac{100}{196} = 0,5, \beta = 0,06.$$
$$M_2 = \beta \cdot q \cdot a^2$$
$$M_2 = 0,06 \cdot 0,68 \cdot 18^2 = 13,22 \text{ кН} \cdot \text{см/см.}$$

Ділянка 3. Обпирання по чотирьох сторонах:

$$\frac{b}{a} = \frac{42,3}{8,6} = 4,92 > 2.$$

Ділянка працює як однопрогонова балка:

$$M_3 = \frac{q \cdot a^2}{8}$$
$$M_3 = \frac{0,68 \cdot 8,6^2}{8} = 6,29 \text{ кН} \cdot \text{см/см.}$$

Ділянка 4. Обпирання по чотирьох сторонах: $\frac{b}{a} > 2$, тому ділянка також працює як однопрогонова балка:

$$M_4 = \frac{q \cdot a^2}{8}$$

$$M_4 = \frac{0,68 \cdot 6,2^2}{8} = 3,28 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

Максимальний момент: $M_{max} = 13,22 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$

Необхідна товщина плити:

$$\delta_{пл} = \sqrt{\frac{6M_{max}}{R_y}}$$

$$\delta_{пл} = \sqrt{\frac{6 \cdot 13,22}{22}} = 1,9 \text{ см}.$$

З урахуванням припуску на фрезерування приймаємо: $\delta_{пл} = 2,2 \text{ см} = 22 \text{ мм}.$

Необхідна довжина зварного шва для кріплення траверси:

$$l_{шв} = \frac{N_2}{4 \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}}.$$

$$l_{шв} = \frac{831,9}{4 \cdot 0,6 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1} = 27,51 \text{ см}.$$

Приймаємо висоту траверси для зовнішньої гілки: $h_{тр} = 30 \text{ см}.$

Розрахунок анкерних болтів

Для розрахунку анкерних болтів приймається така комбінація зусиль: $M = 859,3 \text{ кН} \cdot \text{м}; N = 839,9 \text{ кН}; Q = 83,2 \text{ кН}.$

Розрахункове розтягувальне зусилля в анкерних болтах:

$$F = -\frac{N \cdot y_2}{h_0} + \frac{M}{h_0}.$$

$$F = -\frac{839,9 \cdot 50}{96} + \frac{859,3 \cdot 100}{96} = 514,26 \text{ кН}.$$

Для фундаментних болтів приймається розрахунковий опір розтягу:

$$R_{ba} = 18,5 \text{ кН/см}^2 = 185 \text{ МПа}.$$

Необхідна площа перерізу болтів:

$$A_{болт}^{тр} = \frac{F}{R_{ba}} A_{болт}^{тр} = \frac{514,26}{18,5} = 27,8 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4 анкерні болти діаметром 56 мм: 4Ø56, із сумарною площею:

$$A = 4 \cdot 19,2 = 76,8 \text{ см}^2.$$

Несуча здатність прийнятих болтів:

$$F_{\text{факт}} = 4 \cdot 266 = 1064 \text{ кН.}$$

Оскільки: $1064 > 812 \text{ кН}$, несуча здатність анкерних болтів забезпечена.

Розрахунок анкерної плити

Зусилля, що припадає на один анкерний болт:

$$N_a = \frac{514,26}{4} = 128,57 \text{ кН.}$$

Згинальний момент в анкерній плитці:

$$M_{\text{пл}} = 128,57 \cdot 6 = 771,42 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Необхідний момент опору плити:

$$W_{\text{пл}}^{\text{тр}} = \frac{M_{\text{пл}}}{R_y}$$

$$W_{\text{пл}}^{\text{тр}} = \frac{771,42}{22} = 35,06 \text{ см}^3.$$

Товщина плити з урахуванням ослаблення перерізу отвором під болт:

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6W_{\text{пл}}^{\text{тр}}}{b - d_0}}.$$

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 35,06}{20,0 - 6,2}} = 1,04 \text{ см.}$$

За конструктивними вимогами приймаємо товщину анкерної плити: $t_{\text{пл}} = 30 \text{ мм.}$

За результатами розрахунку бази колони встановлено, що прийняті розміри опорних плит, траверс, анкерних болтів і анкерної плити забезпечують необхідну міцність і надійність вузла. Напруження в бетоні під плитами не перевищують розрахунковий опір бетону класу В15, товщина опорних плит прийнята з урахуванням умов згину та фрезерування, а несуча здатність анкерних болтів має достатній запас.

3. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1 Вибір методів виробництва основних будівельно-монтажних робіт і засобів механізації

Технологічний процес зведення надземної частини виробничої будівлі передбачає виконання комплексу взаємопов'язаних заготівельних, транспортних і монтажних операцій. До заготівельних процесів належать виготовлення металевих конструкцій у заводських умовах, зокрема колон, ферм, зв'язків, балок, прогонів та інших елементів каркаса, а також їх транспортування на будівельний майданчик до місця монтажу.

Будівельно-монтажні процеси включають укрупнювальне складання відправних марок, установлення конструкцій у проєктне положення, їх тимчасове закріплення, вивірку, остаточне кріплення болтами або зварюванням, а також демонтаж тимчасових пристроїв після забезпечення стійкості змонтованих елементів [8].

Монтаж надземної частини будівлі передбачається виконувати комплексною бригадою у складі 24 працівників у дві зміни із застосуванням двох гусеничних кранів. Використання двох монтажних механізмів дає змогу організувати роботи потоковим методом, скоротити тривалість монтажу та забезпечити раціональну послідовність зведення каркаса.

До початку монтажу металевих конструкцій мають бути завершені підготовчі роботи, а саме [8]:

- повністю виконано роботи зі зведення підземної частини будівлі;
- улаштовано гідроізоляцію фундаментів;
- виконано зворотне засипання пазух котловану;
- доставлено в зону монтажу необхідну кількість металевих конструкцій;
- підготовлено та перевірено монтажні пристрої, інструменти й такелажне оснащення;
- підготовлено монтажні механізми та проведено їх технічний огляд відповідними службами.

Монтаж каркаса будівлі виконується спеціалізованими потоками за допомогою самохідних кранів на гусеничному ході. Загальна тривалість зведення будівлі значною мірою залежить від прийнятої організації монтажу, послідовності встановлення конструкцій і забезпечення безперервності роботи монтажних потоків [8].

Для даної будівлі прийнято комбінований метод монтажу з напрямком руху монтажного потоку вздовж прольотів. З метою раціональної організації робіт будівлю поділяють на окремі монтажні ділянки. Такий підхід дає змогу поєднувати монтаж каркаса з іншими будівельними процесами, зокрема земляними роботами, улаштуванням фундаментів, монтажем технологічного обладнання та виконанням робіт із влаштування огорожувальних конструкцій.

Монтаж здійснюється двома паралельними потоками. Першим потоком виконують монтаж колон і підкранових балок, другим — монтаж елементів покриття. Гусеничні крани переміщуються вздовж прольотів від однієї стоянки до іншої та встановлюють конструкції в межах відповідної монтажної зони. Монтаж елементів виконується з приоб'єктного складу, який розміщується поблизу ділянки робіт у зоні дії крана [8].

Ферми та балки розташовують уздовж прольоту так, щоб їх центр ваги під час піднімання та переміщення не виходив за межі стійкого положення раніше змонтованих конструкцій. Таке розміщення забезпечує безпечну організацію монтажу та зменшує ризик втрати стійкості елементів під час їх піднімання [8].

Перед початком монтажу колон перевіряють положення фундаментів у плані, їх висотні відмітки, а також правильність розташування анкерних болтів. Сталеві колони встановлюють у проєктне положення цілими елементами. Піднімання колон виконують методом повороту: колону розташовують біля місця встановлення, захоплюють стропами у верхній частині, після чого за допомогою крана переводять у вертикальне положення та встановлюють на фундамент.

Перед підніманням на колони навішують монтажні сходи, які використовують для подальшого зняття стропів, встановлення підкранових

балок, зв'язків та елементів покриття. Після встановлення колон виконують їх тимчасове закріплення, вивірку за допомогою геодезичних приладів і висків, а після остаточного закріплення — підливання башмаків цементним розчином.

Для забезпечення просторової стійкості каркаса після встановлення чергової колони монтують зв'язки та підкранові балки. Підкранові балки вивіряють безпосередньо під час установлення, до зняття гака крана. Під час вивірки контролюють їх положення в плані, висотні відмітки верхньої поверхні, вертикальність стінок, відстань між паралельними балками, різницю рівнів у стиках та можливі зміщення в місцях з'єднання. Остаточне кріплення підкранових балок виконують болтами та зварюванням [8].

Монтаж ферм і зв'язків покриття виконують лише після вивірки та остаточного закріплення колон і зв'язків між ними. Для підвищення продуктивності монтажу ферми доцільно збирати в укрупнені монтажні блоки, які складаються з двох ферм, елементів ліхтарів, рам і зв'язків. Укрупнювальне складання виконують у зоні дії монтажного крана.

Здвоєні ферми або монтажні блоки стропують не менше ніж у чотирьох точках. Для піднімання використовують стропи та траверси із захоплювальними пристроями. Під час монтажу блок піднімають на висоту, що перевищує відмітку опори на 0,5–1,0 м, після чого плавно опускають, наводять на опорні болти монтажними ломиками та одразу закріплюють у проєктному положенні.

Вивірку ферм виконують безпосередньо після їх установлення. Для безпечного виконання робіт на змонтовані колони навішують підмости. На фермах перед установленням тимчасових або постійних зв'язків передбачають підмости вздовж нижнього пояса, а на верхньому поясі використовують переносні колиски. До піднімання ферм на кожній із них закріплюють страхувальний трос для безпечного переміщення монтажників уздовж нижнього пояса.

Одночасно з монтажем ферм виконують монтаж прогонів покриття. Після завершення монтажу основних елементів металевого каркаса переходять до влаштування огорожувальних конструкцій — покрівлі та зовнішніх стін.

Покрівельне покриття виконується із сендвіч-панелей, які укладають по прогонах у напрямку знизу вгору — від карниза до коника. Кріплення панелей здійснюється спеціальними самонарізними гвинтами, які входять до комплекту постачання. Вузли кріплення та послідовність монтажу приймаються відповідно до інструкції виробника сендвіч-панелей.

Монтаж стінових сендвіч-панелей виконується окремим спеціалізованим потоком. Панелі встановлюють у кожному прольоті між двома колонами на всю висоту стінового огородження. Одночасно виконують монтаж віконних блоків, улаштування стиків і герметизацію примикань. Для піднімання панелей та блоків застосовують траверси, що забезпечують рівномірне сприйняття навантаження та запобігають пошкодженню елементів.

Стінові панелі та віконні блоки монтують із приставного риштування, положення якого змінюють залежно від висоти виконання робіт. Прийнята технологія монтажу забезпечує послідовне зведення металевих каркаса, улаштування покриття та стінового огородження, а також створює умови для безпечної й ефективної організації будівельно-монтажних робіт [8].

3.2 Матеріально-технічні ресурси

3.2.1 Вибір монтажного крану

Вибір монтажного крана для зведення надземної частини виробничої будівлі виконується за основними технічними параметрами: вантажопідйомністю, висотою підйому гака та монтажним вильотом стріли. Після визначення необхідних технічних характеристик здійснюється порівняння можливих варіантів кранів за техніко-економічними показниками.

Для монтажу металевих каркасів виробничого цеху попередньо розглядаються два варіанти гусеничних кранів: ДЕК-251; СКГ-25.

Необхідна вантажопідйомність крана визначається за масою найбільш важкого монтованого елемента з урахуванням маси вантажозахоплювальних пристроїв:

$$Q_{\text{кр}} = g \cdot k,$$

де g — маса найбільш важкого монтованого елемента, т; k — коефіцієнт, що враховує масу стропів, траверс і можливі відхилення фактичної маси елемента.

Для розрахунку приймаємо: $g = 11,8$ т, $k = 1,1$.

Тоді: $Q_{\text{кр}} = 11,8 \cdot 1,1 = 12,98$ т.

Отже, необхідна вантажопідйомність крана становить: $Q_{\text{кр}} \approx 13,0$ т.

Прийнятий монтажний кран повинен забезпечувати піднімання вантажу масою не менше 13,0 т на необхідному монтажному вильоті стріли.

Необхідна висота підйому гака визначається за формулою:

$$H_{\Gamma} = h_0 + h_3 + h_e + h_c,$$

де h_0 — перевищення опори монтованого елемента над рівнем стоянки крана, м; h_3 — монтажний запас за висотою, м; h_e — висота монтованого елемента, м; h_c — висота вантажозахоплювального пристрою, м.

Приймаємо: $h_0 = 16,6$ м, $h_3 = 0,5$ м, $h_e = 3,2$ м, $h_c = 2,2$ м.

Тоді:

$$H_{\Gamma} = 16,6 + 0,5 + 3,2 + 2,2 = 22,5 \text{ м.}$$

Отже, необхідна висота підйому гака становить: $H_{\Gamma} = 22,5$ м.

Монтажний виліт стріли приймається з урахуванням розташування крана відносно будівлі, ширини монтажної зони, габаритів конструкцій і безпечної відстані від крана до будівлі.

Для розрахунку приймаємо: $L_{\text{м}} = 12,0$ м.

Отже, монтажний кран повинен забезпечувати роботу за таких мінімальних параметрів: $Q_{\text{кр}} \geq 13,0$ т, $H_{\Gamma} \geq 22,5$ м, $L_{\text{м}} \geq 12,0$ м.

За цими параметрами для подальшого порівняння приймаються крани ДЕК-251 і СКГ-25.

Техніко-економічне порівняння кранів

Для остаточного вибору крана виконується порівняння двох варіантів за тривалістю монтажу та орієнтовною собівартістю монтажу 1 т конструкцій.

Для розрахунку приймаємо загальну масу металевих конструкцій, що монтуються: $P = 315$ т.

Коефіцієнт перевиконання норм приймаємо: $K_{\text{вн}} = 1,1$.

Варіант 1 — кран ДЕК-251

Для крана ДЕК-251 приймаємо: $t_{\text{ц}} = 18$ хв, $K_{\text{ч}} = 0,82$, $g_{\text{сер}} = 2,8$ т.

Кількість монтажних циклів за зміну:

$$n_{\text{ц}} = \frac{480 \cdot K_{\text{ч}}}{t_{\text{ц}}},$$
$$n_{\text{ц}} = \frac{480 \cdot 0,82}{18} = 21,87.$$

Змінна експлуатаційна продуктивність крана:

$$\Pi_{\text{зм}} = g_{\text{сер}} \cdot n_{\text{ц}},$$
$$\Pi_{\text{зм}} = 2,8 \cdot 21,87 = 61,24 \text{ т/зм.}$$

Тривалість монтажу конструкцій:

$$T_{\text{м}} = \frac{P}{K_{\text{вн}} \cdot \Pi_{\text{зм}}},$$
$$T_{\text{м}} = \frac{315}{1,1 \cdot 61,24} = 4,68 \text{ зм.}$$

Приймаємо: $T_{\text{м}} = 5$ зм.

Час на монтаж, демонтаж і випробування крана приймаємо: $T_{\text{п}} = 2$ зм.

Загальна тривалість робіт:

$$T_{\text{заг}} = T_{\text{м}} + T_{\text{п}} = 5 + 2 = 7 \text{ зм.}$$

Варіант 2 — кран СКГ-25

Для крана СКГ-25 приймаємо: $t_{\text{ц}} = 20$ хв, $K_{\text{ч}} = 0,80$, $g_{\text{сер}} = 2,8$ т.

Кількість монтажних циклів за зміну:

$$n_{\text{ц}} = \frac{480 \cdot 0,80}{20} = 19,2.$$

Змінна експлуатаційна продуктивність:

$$\Pi_{\text{зм}} = 2,8 \cdot 19,2 = 53,76 \text{ т/зм.}$$

Тривалість монтажу:

$$T_{\text{м}} = \frac{315}{1,1 \cdot 53,76} = 5,32 \text{ зм.}$$

Приймаємо: $T_{\text{м}} = 6 \text{ зм.}$

Час на монтаж, демонтаж і випробування крана: $T_{\text{п}} = 3 \text{ зм.}$

Загальна тривалість робіт: $T_{\text{заг}} = 6 + 3 = 9 \text{ зм.}$

Розрахунок собівартості монтажу 1 т конструкцій

Собівартість монтажу 1 т конструкцій визначається за формулою:

$$C_{1\text{т}} = \frac{E + C_{\text{зм}} \cdot T_{\text{заг}}}{P},$$

де E — одноразові витрати на доставку, монтаж, демонтаж і випробування крана, грн; $C_{\text{зм}}$ — вартість експлуатації крана за одну зміну, грн/зм; $T_{\text{заг}}$ — загальна тривалість роботи крана, зм; P — маса монтованих конструкцій, т.

Для крана ДЕК-251

Приймаємо: $E = 6200 \text{ грн}$, $C_{\text{зм}} = 7500 \text{ грн/зм}$.

Тоді:

$$C_{1\text{т}} = \frac{6200 + 7500 \cdot 9}{315}$$

$$C_{1\text{т}} = \frac{58700}{315} = 186,35 \text{ грн/т.}$$

Для крана СКГ-25

Приймаємо: $E = 5800 \text{ грн}$, $C_{\text{зм}} = 6900 \text{ грн/зм}$.

Тоді:

$$C_{1\text{т}} = \frac{5800 + 6900 \cdot 9}{315}$$

$$C_{1\text{т}} = \frac{67900}{315} = 215,56 \text{ грн/т.}$$

Таблиця 6 – Порівняння варіантів монтажних кранів

Показник	ДЕК-251	СКГ-25
Необхідна вантажопідйомність, т	13,0	13,0
Забезпечувана вантажопідйомність, т	25	25
Необхідна висота підйому гака, м	22,5	22,5
Монтажний виліт стріли, м	12,0	12,0

Змінна продуктивність, т/зм	61,24	53,76
Тривалість монтажу конструкцій, зм	5	6
Загальна тривалість робіт, зм	7	9
Собівартість монтажу 1 т, грн/т	186,35	215,56

За результатами техніко-економічного порівняння більш доцільним є застосування крана ДЕК-251, оскільки він забезпечує меншу тривалість монтажних робіт і нижчу собівартість монтажу 1 т металевих конструкцій.

Отже, для виконання монтажу надземної частини виробничої будівлі приймається гусеничний кран: ДЕК-251

Прийнятий кран забезпечує необхідну вантажопідйомність, висоту підйому гака та монтажний виліт стріли, а також має кращі техніко-економічні показники порівняно з краном СКГ-25.

3.2.2 Відомість машин, механізмів і пристосувань

Для виконання монтажу металевих каркасів виробничої будівлі, встановлення колон, ферм, прогонів, підкранових балок та інших конструктивних елементів передбачено використання монтажних кранів, транспортних засобів, вантажозахоплювальних пристроїв, зварювального обладнання, геодезичних приладів та засобів безпеки.

Перелік основних машин, механізмів, інструментів і монтажних пристосувань наведено в таблиці 7.

Таблиця 7 – Відомість машин, механізмів і пристосувань

№ з/п	Найменування	Кількість, шт.	Марка, характеристика, ДСТУ	Примітка
1	Гусеничний монтажний кран	1	ДЕК-50; $L_{\text{стр}} = 30\text{м}$, $L_{\text{гус}} = 10\text{м}$, $Q = 15\text{т}$	Для монтажу важких елементів каркаса
2	Гусеничний монтажний кран	1	ДЕК-251; $L_{\text{стр}} = 20\text{м}$, $L_{\text{гус}} = 5\text{м}$, $Q = 15\text{т}$	Для монтажу колон, ферм і елементів покриття

3	Платформа для транспортування колон	2	УПЛ-1212, вантажопідйомність $Q = 15\text{т}$	Для доставки металевих колон на майданчик
4	Зварювальний апарат	2	МС-2008	Для виконання монтажних зварних з'єднань
5	Захоплювач для колон	2	Стальмонтаж-10, $Q = 15\text{т}$	Для стропування та піднімання колон
6	Траверса для монтажу ферм	2	Сталева конструкція	Для рівномірного піднімання ферм
7	Кліщовий захоплювач	2	Сталева конструкція	Для захоплення окремих монтажних елементів
8	Начіпні підмости	4	Сталева конструкція	Для безпечного виконання робіт на висоті
9	Універсальні стропи	2	УСК-5.0.500, ДСТУ Б В.2.8-10-98	Для стропування будівельних конструкцій
10	Строп чотиригілковий	2	УСК-5.0.500, ДСТУ Б В.2.8-10-98	Для піднімання великогабаритних елементів
11	Пояс запобіжний	8	ДСТУ EN 60584-1:2016	Засіб індивідуального захисту монтажників
12	Страхувальний канат	2	НПАОП 27.4-1.45-17	Для організації безпечного переміщення працівників

Застосування наведеного комплексу машин, механізмів і пристосувань забезпечує виконання монтажних робіт у встановленій технологічній послідовності, підвищує продуктивність праці та створює безпечні умови для роботи монтажників. Гусеничні крани використовуються для встановлення основних несучих конструкцій каркаса, а вантажозахоплювальні пристрої забезпечують надійне стропування та переміщення елементів у проєктне положення.

Геодезичні прилади (теодоліт, нівелір, будівельний висок) застосовуються для контролю положення колон, балок і ферм у плані та за висотою. Засоби індивідуального захисту, націпні підмости та страхувальні канати передбачені для безпечного виконання робіт на висоті під час монтажу каркаса та елементів покриття.

3.3 Техніко-економічні показники монтажних робіт

Для оцінювання ефективності прийнятих організаційно-технологічних рішень визначено основні техніко-економічні показники виконання монтажних робіт. До них належать тривалість виконання робіт, загальні працезатрати, трудомісткість одиниці робіт і виробіток на одного робітника.

Таблиця 8 – Техніко-економічні показники виконання монтажних робіт

№ з/п	Найменування показника	Одиниця виміру	Значення
1	Тривалість виконання робіт	дні	39
2	Загальні працезатрати	люд.-зм.	354
3	Трудомісткість одиниці робіт	люд.-зм./т	0,357
4	Виробіток на одного робітника	т/люд.-зм.	2,8

Тривалість виконання монтажних робіт становить 39 днів. Загальні працезатрати прийняті на рівні 354 люд.-зм. Трудомісткість одиниці робіт дорівнює 0,357 люд.-зм./т, що характеризує витрати праці на монтаж однієї тонни конструкцій.

Виробіток на одного робітника становить: $B = 2,8$ т/люд.-зм.

Отримані техніко-економічні показники свідчать про раціональність прийнятої технології монтажу металевого каркаса та ефективне використання трудових ресурсів і монтажних механізмів.

Примітка: назву таблиці краще змінити, оскільки наведені показники не є відомістю машин і механізмів. Правильніше: «Техніко-економічні показники монтажних робіт».

3.4 Розробка технологічної карти на монтаж каркаса

Технологічна карта розроблена на монтаж металевого каркаса одноповерхового 4-х пролітного будинку заводу машинобудування в Новокраматорську. До складу робіт, розглянутих схемою, входить:

- монтаж колон і вертикальних зв'язків,
- монтаж підкранових балок,
- монтаж кроквяних ферм і зв'язків по них,
- монтаж металевих прогонів.

3.4.1 Організація й технологія будівельного процесу

До початку робіт з будівництва каркаса повинні бути виконані наступні роботи:

- закінчені роботи зі зведення підземної частини будинку;
- виконана гідроізоляція фундаментів і зворотне засипання частин пазух котловану;
- завезене в зону монтажу необхідна кількість конструкцій, приготовлені й перевірені інструменти й пристосування;
- приготовлені монтажні механізми, оглянуті комісією Держтехнагляду.

Роботи з монтажу каркаса будинки виконуються спеціалізованими потоками комплексними бригадами за допомогою самохідних кранів на гусеничному ході. Загальна тривалість зведення будинку залежить від організації монтажу його каркаса. Потокове виробництво робіт з монтажу конструкцій будинку дозволяє сполучати в часі на різних ділянках будинку різні процеси по монтажу конструкцій з виконанням загальнобудівельних робіт і робіт з монтажу технологічного встаткування [9].

Проектуючи організацію монтажу конструкцій каркаса, у першу чергу вибираємо метод монтажу, який може бути роздільним, комплексним або комбінованим.

При роздільному методі за кожен проходку крана встановлюють елементи певного типу.

Комплексний метод характерний тим, що кран в одній зоні встановлюють усі конструкції в радіусі дії стріли.

Комбінований метод відрізняється тим, що частина конструкцій монтують роздільно (колони), а частина комплексно (усі елементи покриття).

Роботи з монтажу каркаса будинки виконуються комбінованим методом з напрямком потоку уздовж прольотів. Для кращої організації монтажу й сполучення його з іншими роботами, виконуваними до й послуги монтажу конструкцій (земляних робіт, обладнання фундаментів, монтаж устаткування й ін.), будинок розбивають на монтажні ділянки - 1 проліт [10].

Перед початком монтажу колон перевіряють положення в плані й відмітки поверхні фундаментів, положення анкерних болтів. Якщо відхилення перевищують допустимі, то фундамент треба виправити або переробити [9].

Монтаж колон. Сталеві колони встановлюють цілком, піднімаючи у вертикальне положення методом повороту. Колони розташовують в опори, краном захоплюють колону стропами за верхню крапку й, повертаючи стрілу з одночасною вибіркою поліспаста, приводять колону у вертикальне положення. При підйомі за допомогою стропів на колони навішують сходи для наступного зняття стропів і монтажу балок і елементів покриття.

Вивіряють колони геодезичними інструментами й схилами. При цьому перевіряють положення колон у плані, їх вертикальність і відмітки опорних поверхонь для конструкцій, установлюваних на колони. Відхилення від проектних розмірів не повинні перевищувати, що допускаються.

Колони закріплюють анкерними болтами. Для додання колонам стійкості, слідом за установкою чергової колони, монтуються зв'язки й підкранові балки [9, 10].

Монтаж підкранових балок. Процес установки балок складається з операцій захоплення, підйому й установки на опори, вивірки й закріплення.

Сталеві балки захоплюють кліщами. Для наведення балок на опори на колонах закріплюють подмости.

Підкранові балки вивіряють у процесі їх установки до зняття гака крана. Підкранові колії, що вимагають підвищеної точності установки, вивіряють ділянками в межах до температурного шва після того, як вивірені й закріплені конструкції основного каркаса будинку (колони, ферми, зв'язки, балки).

Вивірка підкранових балок включає перевірку їх положення в плані, відмітки верхньої поверхні, вертикальності стінок, відстані між двома паралельними балками, різниці рівнів балок у стиках, зсуву в стиках. Положення балок виправляють ломиками, металевими підбивками й домкратами. Відхилення від проектних розмірів не повинні перевищувати, що допускаються ДБНом [9, 10].

Балки закріплюють болтами й зварюванням.

Монтаж ферм. Ферми й зв'язку встановлюють тільки після вивірки й остаточного закріплення колон і зв'язків по них. Для забезпечення індустріалізації й потоковості процесу, ферми збираються в укрупнюючі монтажні блоки, що полягають із двох ферм, рам, ліхтарів і зв'язків. Складання роблять у зоні дії монтажного крана [9, 10].

Ферми, спарені в монтажні блоки, захоплюють не менш чому за чотири крапки. Для їхнього підйому використовують стропи й траверси, обладнані захопленнями дистанційного керування. Блоки й ферми піднімають на висоту, що перевищує відмітку опори на 0.5-1м, потім повільно опускають, наводячи їх монтажними ломиками на опорні болти, і відразу ж закріплюють.

Ферми вивіряють відразу ж після їхньої установки. Відмітки опорних вузлів ферм перевіряють нівелірами або переносять відмітки з нижнього рівня на верхній, вертикальність ферм – схилом, їх прогин із площини – дротом, що натягається, а відстань між верхніми поясами ферм – сталевими стрічками або шаблонами. Відхилення від проектних розмірів не повинні перевищувати, що допускаються ДБНом [9, 10].

Для установки ферм на змонтовані колони навішують підмості, а на самих фермах перед установкою тимчасових або постійних зв'язків необхідно навішувати підмості уздовж нижнього пояса по всій його довжині, а на

верхньому поясі користуватися переносними колісками. До підйому ферм на кожній з них закріплюють трос для безпечного переміщення монтажників по нижньому поясу.

Відразу ж після установки, вивірки й закріплення чергового блоку або ферми на них укладають прогони покриття [10].

РОЗДІЛ 4. ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику

Організація безпечних умов праці на будівельному майданчику є важливою складовою виконання будівельно-монтажних робіт. Усі роботи повинні виконуватися відповідно до вимог чинних нормативних документів з охорони праці, пожежної безпеки, електробезпеки та організації будівельного виробництва [11–13].

Будівельний майданчик необхідно огородити з метою недопущення доступу сторонніх осіб. Небезпечні зони, у межах яких можливе падіння предметів, рух будівельних машин, дія електричного струму або обвалення ґрунту, повинні бути позначені сигнальними знаками та огороженнями [11, 14]. У місцях масового проходу людей огороження необхідно обладнувати захисними козирками.

На в'їзді до будівельного майданчика слід установити схему руху транспорту. Проїзди та проходи повинні бути вільними, регулярно очищатися від сміття, снігу й льоду. Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виконання робіт обмежується: на прямих ділянках — до 10 км/год, на поворотах — до 5 км/год [11].

У темний час доби будівельний майданчик, робочі місця, проходи та проїзди мають бути освітлені. Освітлення повинно бути рівномірним і не створювати засліплювальної дії на працівників. Виконання робіт у неосвітлених місцях не допускається [15].

Особливу увагу необхідно приділяти безпечному виконанню робіт на висоті. Робочі місця, розташовані на висоті 1,3 м і більше, а також проходи біля перепадів висот повинні мати тимчасові огороження. Якщо встановити огороження неможливо, працівники повинні використовувати запобіжні пояси, страхувальні канати та інші засоби індивідуального захисту [11, 14].

Складування будівельних матеріалів і конструкцій необхідно виконувати на вирівняних майданчиках із дотриманням вимог стійкості штабелів. Між

штабелями слід передбачати проходи шириною не менше 1 м. Забороняється розміщувати матеріали в межах призми можливого обвалення ґрунту біля котлованів і траншей без відповідного розрахункового обґрунтування [11].

Пожежна безпека на будівельному майданчику забезпечується наявністю первинних засобів пожежогасіння, вільних пожежних проїздів, дотриманням правил зберігання горючих матеріалів і заборонаю використання відкритого вогню поблизу легкозаймистих речовин [12, 13]. Електробезпека забезпечується справним станом тимчасових електромереж, заземленням обладнання, використанням захисних пристроїв і застосуванням безпечної напруги для переносного освітлення [11, 16].

Під час виконання робіт у колодязях, шурфах, траншеях та інших обмежених просторах перед початком робіт необхідно перевірити стан повітряного середовища. У разі виявлення шкідливих або вибухонебезпечних газів роботи слід припинити до повного провітрювання або організації вентиляції [11].

Усі працівники повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту: касками, спецодягом, спецвзуттям, рукавицями, захисними окулярами, запобіжними поясами та іншими засобами залежно від виду виконуваних робіт. Перед початком робіт працівники мають пройти інструктаж з охорони праці та пожежної безпеки [11, 12].

Отже, дотримання організаційних, технічних і санітарно-гігієнічних вимог на будівельному майданчику дозволяє зменшити ризик виробничого травматизму, забезпечити безпечне виконання будівельно-монтажних робіт і створити належні умови праці для робітників.

4.2 Вибір і розрахунки каната стропа для виконання розвантажно-навантажувальних робіт

Під час виконання розвантажувально-навантажувальних робіт для піднімання будівельних конструкцій, бункерів, інвентарю та технологічного

обладнання застосовуються гнучкі стропа. Вибір стропа виконується за умовою забезпечення необхідної несучої здатності з урахуванням маси вантажу, кількості гілок стропа, кута їх нахилу та коефіцієнта запасу міцності.

Для розрахунку приймаємо такі вихідні дані:

вага вантажу, що підіймається, — неповоротний бункер місткістю 1 м³, заповнений бетонною сумішшю: $Q = 3$ кН; кількість гілок стропа: $m = 4$; кут між напрямком дії зусилля у гілці стропа та вертикаллю: $\alpha = 45^\circ$; коефіцієнт запасу міцності для стропа: $k_3 = 6$.

Зусилля в одній гілці стропа визначається за формулою:

$$S = \frac{Q}{m \cdot \cos \alpha},$$

де S — розрахункове зусилля в одній гілці стропа, кН; Q — вага вантажу, що підіймається, кН; m — кількість гілок стропа; α — кут нахилу гілки стропа до вертикалі.

Підставляємо значення:

$$S = \frac{3}{4 \cdot 0,707} = 1,06 \text{ кН.}$$

Отже, розрахункове зусилля в одній гілці стропа становить: $S = 1,06$ кН.

Це значення також можна визначити через коефіцієнт, що враховує нахил гілки стропа:

$$k = \frac{1}{\cos 45^\circ} = 1,42.$$

Тоді:

$$S = \frac{k \cdot Q}{m} = \frac{1,42 \cdot 3}{4} = 1,06 \text{ кН.}$$

Необхідне розривне зусилля в одній гілці стропа визначається з урахуванням коефіцієнта запасу міцності:

$$R = S \cdot k_3,$$

де R — необхідне розривне зусилля каната, кН; S — зусилля в одній гілці стропа, кН; k_3 — коефіцієнт запасу міцності.

$$R = 1,06 \cdot 6 = 6,36 \text{ кН.}$$

Отже, мінімальне необхідне розривне зусилля каната повинно бути не менше:

$$R = 6,36 \text{ кН.}$$

За результатами розрахунку приймається канат типу ТК 6×19 діаметром 11 мм із тимчасовим опором розриву 1400 МПа. Розривне зусилля такого каната становить: $R_{\text{факт}} = 52,6 \text{ кН.}$

Перевіряємо умову міцності:

$$R_{\text{факт}} \geq R,$$

$$52,6 \geq 6,36 \text{ кН.}$$

Умова виконується, тому прийнятий канат має достатній запас міцності та може бути використаний для виготовлення чотиригілкового стропа з обв'язкою гаками.

Для виконання розвантажувально-навантажувальних робіт приймається чотиригілковий строп із каната типу ТК 6×19 діаметром 11 мм. Прийнятий канат забезпечує необхідну несучу здатність при підніманні бункера з бетонною сумішшю масою 3 кН, а його фактичне розривне зусилля значно перевищує розрахункове. Це підтверджує безпечність використання обраного стропа під час виконання монтажних і вантажно-розвантажувальних робіт.

4.3 Визначення меж небезпечної зони під час монтажу будівлі баштовим краном

Під час виконання монтажних робіт із використанням баштового крана необхідно визначити межі небезпечної зони. До цієї зони належить простір, у межах якого можливе падіння вантажу, монтажного елемента або його частини під час підймання, переміщення чи встановлення в проєктне положення.

Радіус відльоту вантажу у разі можливого падіння визначається за формулою:

$$S_{\text{відл}} = \sqrt{h[m(1 - \cos \varphi) + n]},$$

де h — висота підймання конструкції над рівнем землі, м; m — довжина стропа, м; φ — кут між вертикаллю і стропом; n — половина довжини монтованої конструкції, м.

Вихідні дані для розрахунку: $h = 20,4$ м; $m = 2,5$ м; $\varphi = 45^\circ$; $n = 0,75$ м.

Тоді:

$$S_{\text{відл}} = \sqrt{20,4[2,5(1 - \cos 45^\circ) + 0,75]}$$

$$S_{\text{відл}} = \sqrt{20,4[2,5(1 - 0,707) + 0,75]}$$

$$S_{\text{відл}} = \sqrt{20,4 \cdot 1,4825} = 5,5 \text{ м.}$$

Отже, розрахунковий радіус відльоту вантажу при можливому падінні становить: $S_{\text{відл}} = 5,5$ м.

Межі небезпечної зони роботи крана за довжиною кранового шляху визначаються за формулою:

$$S_{\text{н.довж}} = L_{\text{кр.шляху}} + 2(L_{\text{max.стріли}} + S_{\text{відл}}),$$

де $L_{\text{кр.шляху}}$ — довжина кранового шляху, м; $L_{\text{max.стріли}}$ — максимальний виліт стріли крана, м; $S_{\text{відл}}$ — радіус можливого відльоту вантажу, м.

Підставляємо значення:

$$S_{\text{н.довж}} = 12,5 + 2(22 + 5,5) = 67,5 \text{ м.}$$

Межі небезпечної зони за шириною кранового шляху визначаються за формулою:

$$S_{\text{н.шир}} = B_{\text{кр.шляху}} + 2(L_{\text{max.стріли}} + S_{\text{відл}}),$$

де $B_{\text{кр.шляху}}$ — ширина кранового шляху, м.

$$S_{\text{н.шир}} = 4,5 + 2(22 + 5,5) = 59,5 \text{ м.}$$

За результатами розрахунку межі небезпечної зони роботи баштового крана становлять: $S_{\text{н.довж}} = 67,5$ м; $S_{\text{н.шир}} = 59,5$ м.

Отримані значення необхідно враховувати під час розміщення тимчасових споруд, складів матеріалів, проходів для робітників і проїздів транспорту. Небезпечна зона повинна бути позначена сигнальним огородженням, попереджувальними знаками та, за потреби, сигнальним освітленням [11].

4.4 Протипожежна безпека

Протипожежні заходи для проєктованого виробничого цеху передбачено з урахуванням функціонального призначення будівлі, її об'ємно-планувальних рішень, конструктивної схеми, категорії виробничих приміщень за пожежною небезпекою та вимог чинних нормативних документів з пожежної безпеки.

Найближче пожежне депо розташоване на відстані близько 1,5 км від будівельного майданчика, що забезпечує можливість своєчасного прибуття пожежно-рятувальних підрозділів у разі виникнення пожежі. Розміщення будівлі на генеральному плані виконано з дотриманням нормативних протипожежних відстаней до сусідніх будівель і споруд.

Планувальні рішення генерального плану забезпечують вільний під'їзд пожежної техніки до виробничого цеху. Проїзди запроєктовано таким чином, щоб пожежні автомобілі мали можливість безперешкодно наближатися до будівлі та виконувати гасіння пожежі з необхідних напрямків. Під'їзди, розворотні майданчики та зони доступу пожежної техніки не допускається захащувати матеріалами, обладнанням або тимчасовими спорудами.

Зовнішнє пожежогасіння передбачається від пожежних гідрантів, розташованих на закільцьованій водопровідній мережі. Для забезпечення надійності водопостачання прийнято використання двох існуючих пожежних гідрантів та одного резервного. Місця розташування гідрантів повинні бути позначені флуоресцентними покажчиками, які забезпечують їх швидке виявлення у темний час доби та за умов обмеженої видимості [14].

Розрахункова витрата води на зовнішнє пожежогасіння приймається: $Q = 25$ л/с.

Для будівельного майданчика площею менше 15 га приймається одна одночасна пожежа. Тривалість гасіння пожежі для будівлі II ступеня вогнестійкості з виробничими приміщеннями категорій Г і Д приймається: $t = 2$ год.

Необхідний об'єм води для пожежогасіння визначається за формулою:

$$V = Q \cdot 3600 \cdot t.$$

Підставляємо значення:

$$V = 25 \cdot 3600 \cdot 2 = 180000 \text{ л.}$$

Отже, необхідний протипожежний запас води становить: $V = 180 \text{ м}^3$.

Термін відновлення протипожежного запасу води приймається 36 год. Додатковий протипожежний запас води допускається не передбачати за умови, що довжина водоводу до джерела водопостачання не перевищує 500 м.

Об'ємно-планувальні та конструктивні протипожежні рішення

Будівля виробничого цеху приймається II ступеня вогнестійкості. Прийняті об'ємно-планувальні рішення забезпечують можливість швидкої та безпечної евакуації людей у разі виникнення пожежі. Евакуаційні виходи, проходи та дверні прорізи повинні мати нормативну ширину та бути вільними від обладнання, матеріалів і сторонніх предметів.

Несучі та огорожувальні конструкції будівлі повинні відповідати вимогам, установленим для будівель II ступеня вогнестійкості. Для основних конструктивних елементів приймаються мінімальні межі вогнестійкості за табл. 9 [14].

Таблиця 9 – Мінімальні межі вогнестійкості

Конструктивний елемент	Мінімальна межа вогнестійкості
Колони та основні несучі елементи каркаса	R 120
Несучі стіни та стіни сходових кліток	REI 120
Самонесучі зовнішні стіни	REI 60
Внутрішні стіни та перегородки	EI 15 / REI 15
Сходові площадки та марші	R 60
Міжповерхові перекриття	REI 45

Для забезпечення необхідної межі вогнестійкості металевих конструкцій передбачається їх оброблення вогнезахисним складом «Укртерм-М2» або іншим сертифікованим вогнезахисним матеріалом із підтвердженими характеристиками. Перед нанесенням вогнезахисного покриття поверхні металевих конструкцій повинні бути очищені від іржі, пилу, мастил та інших забруднень [13].

Організаційні протипожежні заходи

На будівельному майданчику та в процесі експлуатації виробничого цеху необхідно передбачити:

- вільний доступ до пожежних гідрантів і засобів пожежогасіння;
- розміщення первинних засобів пожежогасіння у доступних місцях;
- позначення евакуаційних виходів і напрямків руху людей;
- заборону захащення евакуаційних шляхів;
- дотримання правил зберігання горючих і легкозаймистих матеріалів;
- проведення інструктажів з пожежної безпеки для працівників;
- регулярну перевірку справності електромереж, освітлення та обладнання [13].

Особливу увагу необхідно приділяти виконанню зварювальних та інших вогневих робіт. Такі роботи повинні виконуватися лише за наявності відповідного дозволу, після очищення робочої зони від горючих матеріалів і забезпечення місця виконання робіт первинними засобами пожежогасіння.

Блискавкозахист

Проектована будівля підлягає захисту від прямих ударів блискавки та занесення високого потенціалу. Для цього передбачається влаштування блискавкоприймальної сітки, яка укладається по покрівлі будівлі.

Блискавкоприймальна сітка виконується зі сталевого дроту діаметром не менше 6 мм. Розмір комірок сітки приймається не більше 6×6 м. Усі вузли сітки повинні бути надійно з'єднані між собою, переважно зварюванням.

Металеві елементи, що виступають над покрівлею, необхідно приєднати до блискавкоприймальної сітки. Неметалеві елементи, які виступають над рівнем даху, повинні бути захищені додатковими блискавкоприймачами, також приєднаними до загальної системи блискавкозахисту.

Опір заземлювального пристрою системи блискавкозахисту не повинен перевищувати: $R \leq 20 \Omega$ у будь-яку пору року [14].

Прийняті протипожежні рішення забезпечують належний рівень пожежної безпеки виробничого цеху. Генеральним планом передбачено під'їзди для пожежної техніки, зовнішнє пожежогасіння забезпечується від пожежних гідрантів, а конструктивні елементи будівлі відповідають вимогам II ступеня вогнестійкості. Додатково передбачено вогнезахист металевих конструкцій і систему блискавкозахисту, що підвищує загальну безпеку об'єкта.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Чинний від 2017-12-16. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с.
2. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. Чинний від 2021-12-30. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2022. 26 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Чинний від 2006-07-03. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2006. 69 с.
4. ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд». Чинний від 2018-08-02. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2018. 40 с.
5. https://www.liraland.ua/download/private/lira/2023/lira_sapr_examples_ua.pdf
6. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1. Чинний від 2021-12-30. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2022. 223 с.
7. ДСТУ Б В.2.8-10-98 Стропи вантажні. Технічні умови. Чинний від 1999-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 1998. 61 с.
8. Технологія будівельного виробництва : підручник / В. К. Черненко, М. Г. Ярмоленко, Г. М. Батура та ін. ; за ред. В. К. Черненка, М. Г. Ярмоленка. Київ : Вища школа, 2002. 430 с.
9. ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва. Чинний від 2017-01-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2016. 49 с.
10. Технологія будівельного виробництва. Підручник /В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та ін.; За редакцією В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. – К.: Вища школа, 2002.
11. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). Чинний від 2009-01-27. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. 120 с.
12. НАПБ А.01.001-2014. Правила пожежної безпеки в Україні. Київ, 2014.
13. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні

- вимоги. Чинний від 2017-06-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2017. 38 с.
14. Жигулін О. А. Охорона праці у будівництві : навчальний посібник. Одеса, 2023.
15. ДСТУ Б А.3.2-15:2011. Система стандартів безпеки праці. Норми освітлення будівельних майданчиків. Чинний від 2011-02-02. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2012.
16. ДСТУ 7237:2011. Система стандартів безпеки праці. Електробезпека. Загальні вимоги та номенклатура видів захисту. Чинний від 2012-12-01. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2011.