

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

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

Кафедра будівельних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

**РЕКОНСТРУКЦІЯ МЕХАНІЧНОГО КОРПУСУ
У МІСТІ ПОЛТАВА**

Розробила: студент IV курсу, групи БтаЦІ 2022-3

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія

ОПП «Промислове та цивільне будівництво»



Якименко Руслан Романович

Керівник: докт. техн. наук, професор



Яровий Сергій Миколайович

Рецензент: канд. техн. наук, доцент



Череднік Дмитро Леонідович

ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М. БЕКЕТОВА

НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ

ЗАТВЕРДЖУЮ

В.о. завідувач кафедри будівельних
конструкцій

 к.т.н., доц. Спіранде К.В.

« 01 » червня 2026 року

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

Якименко Руслан Романович

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи: Реконструкція механічного корпусу у місті
Полтава

затверджена наказом ректора ХНУМГ від « 26 » травня 2026 р. № 447-03

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

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

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно
розробити): архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна
частина, технологічні рішення та організація будівництва, розділ охорони праці.

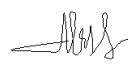
Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

-архітектурно-будівельна частина: план цеху, фасади та розрізи, генеральний план
– 2 л.;

-розрахунково-конструктивна частина: план фундаментів, інженерно-геологічний
переріз – 1л.; кмд ферм покриття, кмд підкранової балки – 2 л.;

-технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта на розробку
схем монтажу колон, ферм перекриття та зв'язків по покриттю – 1 л.

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

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

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина	01.06-04.06.2026	виконано
2.	Розрахунково-конструктивна частина	05.06-12.06.2026	виконано
3.	Технологічні рішення та організація будівництва	12.06-14.05.2026	виконано
4.	Охорона праці	14.06-15.06.2026	виконано

Керівник дипломної роботи



д.т.н., проф. Яровий С. М.

Завдання прийняв до виконання



Якименко Р. Р.

Дата видачі завдання « 01 » червня 2026 р.

ЗМІСТ

1. АРХІТЕКТУРНО- БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА	6
1.1. Вихідні дані для проєктування	6
1.2. Генеральний план промислового підприємства	7
1.3. Об'ємне – планувальне рішення цеху	9
1.4. Архітектурно – конструктивна схема рішення цеху	9
1.5. Теплотехнічний розрахунок утеплювача покриття цеху	13
1.6. Розрахунок площі світлових проїомів (бокове освітлення)	16
2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	18
2.1. РОЗРАХУНОК ПІДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ ТА ФУНДАМЕНТУ	18
2.1.1. Аналіз інженерно-геологічних умов	18
2.1.2. Визначення відмітки ± 0.000	21
2.1.3. Визначення габаритів підшви фундаменту, що спирається на природну основу	22
2.1.4. Розрахунок осадки фундаменту методом пошарового підсумовування	24
2.1.5. Розрахунок фундаменту на продавлення	26
2.1.6. Розрахунок армування плитної частини фундаменту	30
2.2. РОЗРАХУНОК НАДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ	32
2.2.1. Схема рами	32
2.2.2. Розрахункова схема навантаження на раму від двох мостових кранів	34
2.2.3. Розрахунок вітрового навантаження на раму	32
2.2.4. Висновок за результатами розрахунків навантажень	35
2.2.5. Конструктивний розрахунок колони	40
2.2.6. Конструювання стику верхньої частини колони з нижньою	49
2.2.7. Конструювання бази колони роздільного типу	52
2.2.8. Конструювання та розрахунок крокв'яної ферми покриття	54
2.2.9. Підбір поперечних перерізів стрижнів ферми	59
2.2.10. Розрахунок підкранової балки	63
2.2.11. Висновки	71

3. ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	72
3.1. Загальне рішення на поточній організації зведення об'єкта	72
3.2. Земляні роботи	72
3.3. Монтаж конструкцій каркасу	73
3.3.1. Підготовчі роботи	73
3.3.2. Вибір та розрахунок параметрів монтажних кранів	74
3.3.3. Монтаж сталевих колон	75
3.3.4. Монтаж підкранових балок $l=12$ м, $m=4$ т	76
3.3.5. Монтаж ферм покриття $L=24$ м, $m=2$ т	77
3.3.6 Влаштування покриття з профільованого настилу	77
3.4. Монолітні бетонні роботи	78
3.5. Будівельний генеральний план	78
3.6. Календарний графік та трудомісткість	80
4. ОХОРОНА ПРАЦІ	82
4.1. Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	82
4.2. Аналіз виробничих умов та потенційних ризиків на об'єкті проектування	85
4.3 Вивчення ризиків, зумовлених потенційними небезпеками, на об'єкті проектування	88
4.3.1 Матриця оцінки ризиків	89
4.3.2 Аналіз результатів оцінювання	92
4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проектування	93
4.5 Загальний висновок з охорони праці	96
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	99

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Вихідні дані для проєктування

Реконструкція механічного цеху шляхом добудови однопрольотної будівлі здійснюється з північного боку до раніше збудованого двопрольотного цеху категорії Д, ступеня вогнестійкості III відповідно до вимогам пожежної безпеки згідно з ДБН В.1.1-7:2016 [1] та ДСТУ Б В.1.1-36:2016 [2].

Будівництво виконується на території діючого підприємства, що спеціалізується на ремонті будівельної техніки, у місті Полтава.

Кліматичні та геологічні умови:

Температура зовнішнього повітря за даними ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [3] для м. Полтава:

- найбільш холодної доби – -26°C ;
- найбільш холодної п'ятиденки – -23°C .

Характеристичні значення навантажень та впливів для м. Полтава згідно з ДБН В.1.2-2:2006 додаток Е [4]:

- вітрове навантаження W_0 – 470 Па;
- снігове навантаження S_0 – 1450 Па;
- товщина стінки ожеледі B – 19 мм;
- вітрове навантаження при ожеледиці W_b – 250 Па.

Гідрогеологічні умови:

- глибина промерзання ґрунту – 1,0 м;
- ґрунтові води знаходяться на глибині 4,6 м від поверхні землі.

Існуюча забудова навколо об'єкта:

–З півночі – 3-поверховий адміністративно-побутовий корпус, II ступінь вогнестійкості.

–З півдня – одно пролітний інструментальний цех, категорія В, ступінь вогнестійкості II.

–Із заходу – компресорна станція виробничого підприємства.

–Зі сходу – відкрита площадка для складування металопрокату та залізобетонних виробів.

Підключення всіх інженерних мереж, а саме водопостачання, каналізації, тепло- та електро-постачання здійснюється від існуючих комунікацій виробничого підприємства. Водопостачання від існуючої внутрішньозаводської мережі технічної та питної води.

Майданчик реконструкції має розвинену транспортну мережу, що забезпечує підвезення матеріалів, конструкцій та обладнання. Наявні під'їзні дороги з твердим покриттям, таким як асфальтобетон, що виходять на міську магістраль загального користування. Ширина проїжджої частини 6,0 м, радіуси поворотів не менше 12 м, що забезпечує проїзд вантажних автомобілів із причепами. На майданчику передбачено місця для розвороту та маневрування автокранів. До території підприємства підведена під'їзна залізнична колія.

1.2 Генеральний план промислового підприємства

Генеральний план промислового підприємства розроблено відповідно до вимог ДБН В.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій» [4]. Він охоплює комплексні рішення щодо архітектурно-планувальної організації території, транспортного забезпечення, розташування інженерних мереж, благоустрою та озеленення.

Чинне зонування території базується на виробничо-технічних підрозділах підприємства:

- 1 Зона А – адміністративно-побутова включає прохідну, офісні приміщення, їдальню, медичний пункт.
- 2 Зона Б – основного виробництва. Тут розташовані цехи, де безпосередньо виконуються ремонтні роботи.
- 3 Зона В – інженерно-технічна .Це місце для компресорних, насосних, трансформаторних підстанцій та інших допоміжних об'єктів.
- 4 Зона Г – складська-транспортна призначена для складування матеріалів, готової продукції та маневрування вантажного транспорту.

Людський потік повністю відокремлене від вантажного. Маршрути пересування як працівників, так і транспортних засобів скорочено до мінімуму, що підвищує безпеку та ефективність роботи.

Ефективність використання території підтверджується техніко-економічними показниками, наведеними в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Техніко-економічні показники по генплану

№ з/п	Найменування показників	Од. вим.	Кількість
	Загальна територія підприємства	га	42,25
2	Площа забудови	м ²	1152,0
3	Площа дорожніх покриттів	м ²	7352,0
4	У тому числі проїзди та майданчики	м ²	1853,0
5	Площа озеленення	м ²	29046,0
6	Щільність забудови, відношення площі забудови до території	%	41,2
7	Коефіцієнт озеленення, площа озеленення / територія	%	0,66
8	Коефіцієнт використання території	%	0,58
9	Загальна площа всіх будівель та споруд по підлозі	м ²	12480,0
10	Коефіцієнт забудови (нормативний 0,4...0,6)	частка	0,27
11	Коефіцієнт щільності забудови Кщз = заг. площа будівель / територія	частка	0,30
12	Площа твердих покриттів - дороги + проїзди + майданчики	м ²	9205,0
13	Коефіцієнт твердих покриттів	%	21,8
14	Відсоток озеленення до території	%	68,7

1.3 Об'ємне – планувальне рішення цеху

Будівля, що реконструюється є одноповерховою, однопрогоною та призначена для виробничих потреб.

У плані вона має прямокутну форму з габаритними розмірами в осях $24,0 \times 48,0$ м.

–Ширина прольоту $L = 24,0$ м.

–Відмітка підлоги до головки підкранової рейки – $14,0$ м.

–Відмітка підлоги до низу крокв'яних ферм – $19,2$ м.

У будівлі передбачено мостовий електричний кран вантажопідйомністю основна / допоміжна = $50/10$ т.

Температурні та деформаційні шви відсутні, оскільки довжина температурного відсіку $48,0$ м не перевищує гранично допустимої $230,0$ м згідно з ДБН В.2.6-198:2014 [5]. Ухил покриття – $1,5\%$. Система водовідведення це внутрішній організований водостік.

Техніко-економічні показники будівлі наведені в табл 1.2.:

Таблиця 1.2. Техніко-економічні показники будівлі

Показник	Значення
Площа забудови	$1152,0 \text{ м}^2$
Корисна площа	$896,0 \text{ м}^2$
Конструктивна площа	$126,0 \text{ м}^2$
Будівельний об'єм	$13390,0 \text{ м}^3$

1.4 Архітектурно – конструктивна схема рішення цеху

Будівля виконується за каркасною схемою. Несучий каркас складається з металевих колон, жорстко закріплених у фундаментах, та несучих конструкцій покриття - металевих ферм, які спираються на колони через шарнірні з'єднання.

Поздовжню жорсткість і просторову стійкість каркасу забезпечують такі елементи:

- 1.підкранові балки;
- 2.фундаментні балки;
- 3.прогони;
- 4.вертикальні та горизонтальні зв'язки.

Ці елементи сприймають навантаження від власної ваги конструкцій, поздовжні зусилля від гальмування мостових кранів, а також вітрові впливи.

Крок колон становить: основних поздовжніх колон – 12,0 м; фахверкових торцевих колон – 6,0 м.

Конструктивна схема покриття організована як металеві ферми з металевими прогонами.

Застосування сучасних несучих металевих конструкцій разом із легкими огорожувальними системами та ефективними утеплювачами нового покоління дає змогу значно зменшити загальну масу будівлі порівняно з традиційними залізобетонними конструкціями та звичайними теплоізоляційними матеріалами.

Влаштування фундаментів

Глибина закладення фундаментів складає не менше 1,2 м нижче глибини промерзання ґрунту – 1,0 м для м. Полтава.

Під колони крайніх рядів передбачено стовпчасті монолітні залізобетонні фундаменти. Клас бетону рекомендовано С12/15 (В15). Фундаменти виконано суцільними, монолітними, із заздалегідь випущеними анкерними болтами для фіксації колон. Відмітка верху підколонника – +0,200 м від рівня чистої підлоги.

Під фахверкові торцеві колони також застосовуються монолітні залізобетонні стовпчасті фундаменти того ж класу бетону С12/15 (В15).

Під всіма фундаментами виконується бетонна підготовка товщиною 100 мм із бетону класу С5/7.5 (В7.5). Вона забезпечує вирівнювання основи та запобігає втраті цементного молока з конструктивного бетону.

По обрізу монолітних фундаментів на відмітці +0,680 м встановлюються фундаментні балки згідно з серією 1.415.1-В1, які сприймають навантаження від стін та передають їх на фундаменти.

Для захисту від капілярного підсмоктування вологи виконується горизонтальна гідроізоляція, а саме поверхні фундаментів та фундаментних балок на рівні 0,150 м...0,000 м обмазуються бітумною мастикою в два шари згідно з ДСТУ-Н Б В.2.6-212:2016 «Настанова з виконання робіт із застосуванням сухих будівельних сумішей» [6].

Каркас будівлі

Конструктивна схема відповідає вимогам ДБН В.2.6-198:2014 «Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування» (зі зміною № 1) [5] для промислових будівель з крановим навантаженням важкого режиму роботи.

Основу каркаса складають поперечні рами, утворені колонами, жорстко закріпленими у фундаментах, та кроквяними металевими фермами, які шарнірно спираються на ці колони. У поздовжньому напрямку рами об'єднані підкрановими балками та вертикальними зв'язками, що забезпечує просторову жорсткість усієї системи.

Колони передбачаються металеві, наскрізного перерізу, з додатковою внутрішньою гілкою, яка слугує опорою для підкранової балки. Крок основних колон складає 12,0 м. Для кріплення стінових панелей передбачено фахверкові колони, що встановлюються з кроком 6,0 м.

Підкранові балки це зварні металеві двотаврового перерізу, прольотом 12,0 м. Вони розраховані на роботу з мостовими кранами вантажопідйомністю 10/50 т.

Кроквяні ферми будуть металеві, виконані з рівнобоких кутиків. Їхній проліт становить 24,0 м, що відповідає ширині будівлі.

Поздовжню стійкість каркаса забезпечують хрестові вертикальні сталеві зв'язки між колонами та вертикальні зв'язки між фермами. Під час монтажу всі ферми додатково з'єднуються вздовж верхніх поясів за допомогою сталевих інвентарних розпірок.

Конструкція стін та цоколя

Зовнішні стіни будівлі виконані з готових панелей фабричного виготовлення, тришарових сендвіч-панелей. Кожна панель складається з двох зовнішніх сталевих

оцинкованих профільованих листів та внутрішнього шару твердого утеплювача – пінополіуретану. Товщина панелі типу І становить 60 мм.

Для кріплення стінових панелей до фахверкових колон передбачено горизонтальні сталеві ригелі з гнуто-зварного профілю. Стики між суміжними панелями заповнюються еластичними прокладками з пінополіуретану, що забезпечує герметичність та терм розріз. Загальний опір теплопередачі стінового огороження має відповідати нормативним вимогам для м. Полтава, де зона температурної ефективності – І. Монтаж панелей виконується з обов'язковим улаштуванням пароізоляції та вітрозахисту в місцях примикань.

Цокольна частина будівлі споруджується до позначки 1,2 м від рівня чистої підлоги. Цоколь виконується з легко бетонних панелей. Це рішення забезпечує підвищену міцність, вологостійкість та довговічність у нижній частині фасаду.

Покриття та покрівля

Покриття одноповерхової будівлі буде виконане з оцинкованого профільованого настилу товщиною 0,8 мм. Він укладається на верхні пояси несучих металевих конструкцій покриття просторових решітчастих металевих прогонів прольотом 12,0 м. Фіксація настилу до прогонів здійснюється за допомогою самонарізних болтів діаметром 6 мм. Сусідні елементи настилу з'єднуються між собою спеціальними заклепками діаметром 5 мм.

Поверх профнастилу влаштовується теплоізоляційний шар, яким є плитковий утеплювач з твердого пінополіуретану завтовшки 60 мм.

Покрівля буде виконана з двох шарів рулонного руберойду із захисним гравійним шаром згідно з вимогами ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд» [7]. Водовідведення з покриття внутрішнє організоване. Для збору та відведення атмосферних опадів на покрівлі встановлюються водостічні лійки типу ВР-95Б, що забезпечують надійне видалення води з поверхні покриття.

Підлога

Підлога виконується з бетону класу С16/20, товщина шару становитиме 50 мм. Бетон укладається на попередньо влаштовану бетонну підготовку товщиною

120 мм з бетону класу C5/7,5. До початку укладання підлоги основу необхідно ущільнити з додаванням щебню, тобто влаштування несучого підстиляючого шару.

Вікна, двері, ворота

Вікна будівлі передбачається змонтувати із здвоєних металевих трубчастих профілів, оснащених гумовими ущільнювачами, згідно з серією 2.436-19. Скління буде подвійне.

Двері цеху виготовлені відповідно до серії 1.436.2-23. Вхідні та службові двері – згідно з ДСТУ EN 14351-1:2020 «Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та двері зовнішні пішохідні без протипожежних та/або димозахисних характеристик» [8].

Ворота будуть сталеві, розпашні, з автоматичним відкриванням стулок, згідно з серією 1.435.2-23. Полотно воріт типу «сендвіч».

Оздоблення та антикорозійний захист

Зовнішні стіни будівлі мають силікатні цегляні вставки, тобто вкладки, які підлягають оштукатурюванню з подальшим фарбуванням акриловими фарбами. Стики між зовнішніми стіновими панелями фарбуються фарбами з підвищеним захистом від ультрафіолетового випромінювання.

Усі металеві конструкції будівлі отримують лакофарбове покриття для антикорозійного захисту. Технологія передбачає ґрунтування: два шари фосфатуючого ґрунту ФЛ-03К; фінішне покриття включає три шари перхлорвінілової, стійкої до агресивних середовищ емалі ХВ-124 та потребує умови дотримання технології нанесення.

1.5 Теплотехнічний розрахунок утеплювача покриття цеху

Згідно з додатком В ДБН В.2.6-31:2021 [9], місто Полтава належить до I температурної зони. Відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [3], розрахункові температури зовнішнього повітря становлять:

- $-23\text{ }^{\circ}\text{C}$ – для найбільш холодної п'ятиденки;
- $-26\text{ }^{\circ}\text{C}$ – для найбільш холодної доби.

Вологісний режим зони будівництва нормальний. Усередині приміщення сухий тепловологісний режим, що відповідає категорії умов експлуатації «А» згідно з таблицею 1 ДБН В.2.6-31:2021[9].

Як теплоізоляційний матеріал для реконструкції цеху використовуються плити з жорсткого пінополіуретану з густиною $\rho = 40 \text{ кг/м}^3$ (рис. 1.1.).

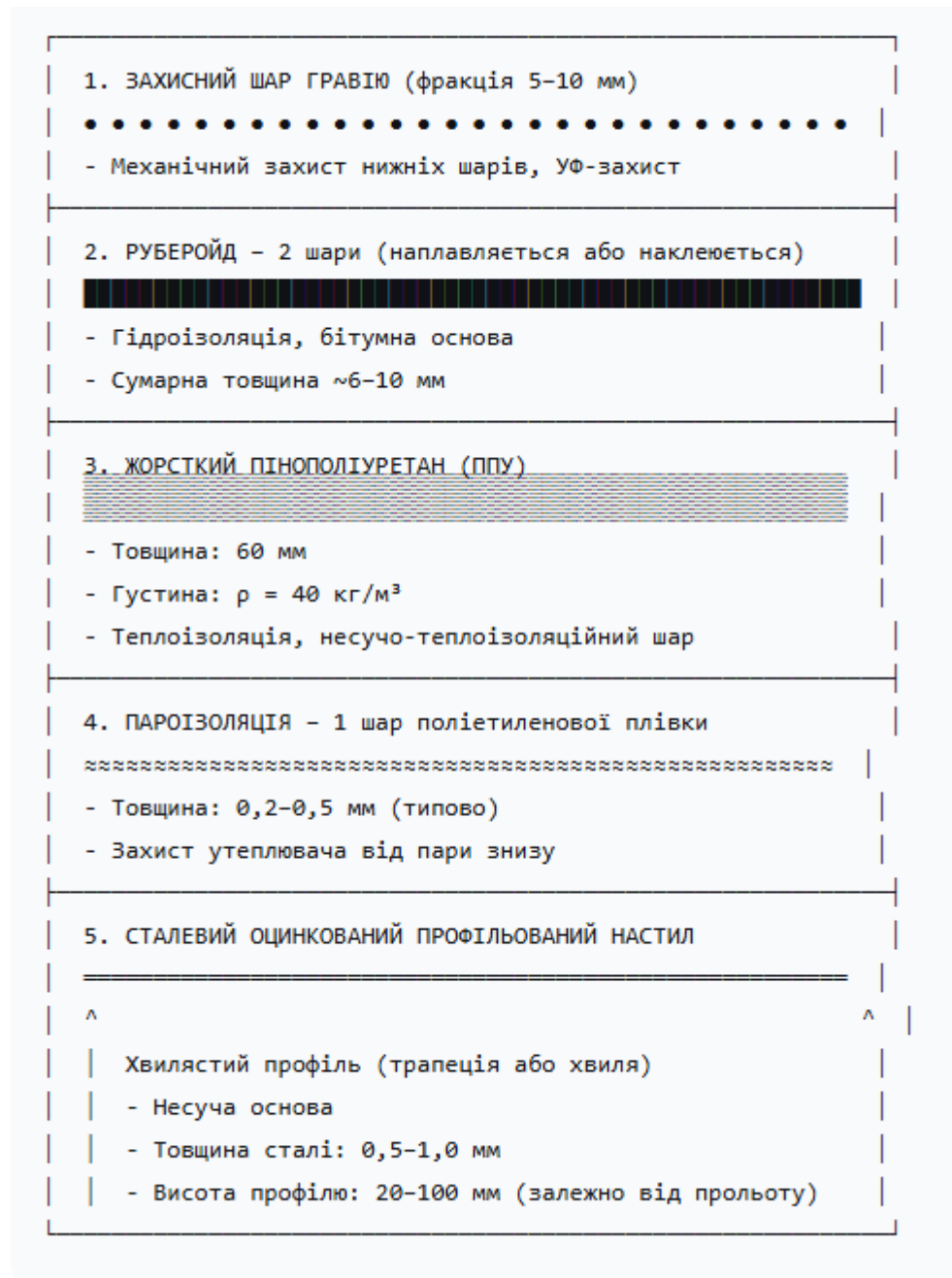


Рисунок 1.1 – Теплоізоляційний матеріал для реконструкції цеху

Теплофізичні характеристики шарів покриття визначено згідно з додатком А ДСТУ 9191:2022 [10] і зведено в таблицю 1.3.

Таблиця 1.3 Теплофізичні характеристики шарів покриття

№	Найменування шару	Товщина δ_n , м	Коефіцієнт теплопровідності λ , Вт/(м·К)	Коефіцієнт теплосвоєння S , Вт/(м²·К)
1	Металевий профільований настил	0,001	58,0	126,5
2	Шар поліетиленової плівки	0,0005	0,21	6,08
3	Утеплювач — пінополіуретан ($\gamma = 40$ кг/м³)	x (невідома)	0,029*	0,4
4	Два шари руберойду	0,008	0,17	3,53

Теплотехнічний розрахунок виконується в наступній послідовності.

Термічний опір окремого шару R , (м²·К)/Вт, визначається за формулою

$$R = \delta / \lambda,$$

де δ — товщина шару в метрах, λ — коефіцієнт його теплопровідності.

Виконаємо розрахунок для кожного шару конструкції:

$$R_1 = 0,001 \text{ м} / 58,0 \text{ Вт/(м·К)} \approx 1,72 \times 10^{-5} \text{ (м}^2\text{·К)/Вт}$$

$$R_2 = 0,0005 \text{ м} / 0,21 \text{ Вт/(м·К)} \approx 0,00238 \text{ (м}^2\text{·К)/Вт}$$

$$R_4 = 0,008 \text{ м} / 0,17 \text{ Вт/(м·К)} \approx 0,04706 \text{ (м}^2\text{·К)/Вт}$$

Термічний опір шару утеплювача R_3 визначається як

$$R_3 = x / 0,029 \text{ (м}^2\text{·К)/Вт}.$$

Товщина утеплювача x приймається за результатами подальшого розрахунку для забезпечення нормативного опору теплопередачі.

Нормативний температурний перепад для покриття Δt_n приймається рівним 5 °С за таблицею 3. Нормативний мінімально допустимий опір теплопередачі $R_{q,\min}$ для покриття визначається за таблицею 2 ДБН В.2.6-31:2021 [9]. Для будівель I температурної зони сухого або нормального режиму експлуатації його значення становить:

$R_{q,min} = 3,3 \text{ (м}^2\cdot\text{К)/Вт}$, – якщо теплова інерція $D > 1,5$;

$R_{q,min} = 2,5 \text{ (м}^2\cdot\text{К)/Вт}$, – якщо теплова інерція $D \leq 2,0$.

Теплова інерція D конструкції визначається за формулою

$$D = \Sigma (R_n \times S_n),$$

де R_n – термічний опір n -го шару, S_n – коефіцієнт його теплосасвоєння.

Виконавши попередній розрахунок для даної конструкції покриття без урахування утеплювача отримаємо:

$$D = R_1 \cdot S_1 + R_2 \cdot S_2 + R_4 \cdot S_4 = (1,72 \cdot 10^{-5} \cdot 126,5) + (0,00238 \cdot 6,08) + (0,04706 \cdot 3,53) \approx 0,0022 + 0,0145 + 0,1661 \approx 0,18.$$

Оскільки наведений вище розрахунок виконано без урахування утеплювача, теплова інерція конструкції $D < 2,0$. Тому нормативний опір теплопередачі покриття $R_{q,min} = 2,5 \text{ (м}^2\cdot\text{К)/Вт}$. Розрахунок повністю відповідає кліматичним умовам м. Полтава та вимогам чинних нормативних Покриття задовольняє теплотехнічним вимогам ДБН В.2.6-31:2021 [9].

1.6 Розрахунок площі світлових проїомів (бокове освітлення)

Вихідні дані приміщення, які будуть використані для розрахунку:

– Проліт, або глибина приміщення $B = 24,0$ м, довжина $L = 48,0$ м, висота до низу ферм становить $19,2$ м.

– Бічне застелення включає два яруси вікон висотою $3,0$ м та $4,8$ м, підвіконня на висоті $1,2$ м.

– Робоча поверхня знаходиться на висоті $0,8$ м від підлоги. Зорові роботи середньої точності, що означає 4-й розряд.

– Коефіцієнти відбивання стелі – $0,7$; стін – $0,6$; підлоги – $0,35$.

Розрахунок виконується за ДБН В.2.5-28-2018 [11].

Нормоване значення коефіцієнта природного освітлення (КПО) для м. Полтава становить

$m = 0,9$ за таблицею 4;

$e_n = 1,5$ за таблицею 1,2.

Тому розрахункове значення $e_N = 1,5 \times 0,9 = 1,35 \%$.

N – номер групи забезпеченості природним світлом.

Загальний коефіцієнт світлопропускання τ_0 с урахуванням

$\tau_1 = 0,8$ - подвійне скло;

$\tau_2 = 0,75$ - сталева палітурка;

$\tau_3 = 0,9$ - сонцезахисні пристрої;

$\tau_4 = 1,0$ - несуче скло відсутнє;

$\tau_5 = 0,9$ - незначне забруднення.

$$\tau_0 = 0,8 \times 0,75 \times 0,9 \times 1,0 \times 0,9 = 0,486$$

Допоміжні параметри

$K_3 = 1,3$ - коефіцієнт запасу, за таблицею 3;

$\eta_0 = 9,5$ - світлова характеристика вікон, таблиця Л.1;

$K_{зд} = 1,0$ - коефіцієнт затемнення протилежними будівлями, за таблицею Л.2;

$r_1 = 1,8$ - коефіцієнт, що враховує підвищення КПО завдяки відбитому світлу визначено за таблицею Л.5 після обчислення

$$L/B = 48/24 = 2, \quad B/h_1 \approx 2,1, \quad l/B = 1.$$

Середньозважений коефіцієнт відбивання становить

$$\rho_{сер} = (0,5 \cdot 0,7 \cdot 1152 + 0,35 \cdot 1152 + 0,6 \cdot 941) / (1152 + 1152 + 941) \approx 0,43$$

Площа підлоги становить

$$S_n = 24 \times 48 = 1152,0 \text{ м}^2.$$

Розрахункова формула за ДБН В.2.5-28-2018 [11]

$$S_0 = \frac{S_n \cdot e_N \cdot K_3 \cdot \eta_0 \cdot K_{зд}}{\tau_0 \cdot r_1 \cdot 10} = \frac{1152,0 \cdot 1,35 \cdot 1,3 \cdot 9,5 \cdot 1,0}{0,486 \cdot 1,8 \cdot 10} = 2195,0 \text{ м}^2.$$

Таким чином, необхідна розрахункова площа світлових проїмів для забезпечення нормованого КПО становить $\approx 2195 \text{ м}^2$.

Це значення враховує світлові характеристики вікон, умови експлуатації, включаючи забруднення, сонцезахист та відбиття світла внутрішніми поверхнями.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВА – КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Розрахунок підземної частини та фундаменту

2.1.1 Аналіз інженерно-геологічних умов

Поверхня майданчика відносно рівна, ухил є у північно-західному напрямку. Абсолютні позначки поверхні коливаються в межах +150,00...+150,50 м. Для оцінки ґрунтових умов виконано інженерно-геологічні вишукування, топографічну зйомку та буріння двох розвідувальних свердловин глибиною до 32 м з відбором зразків ґрунту непорушеної структури. Вишукування вважаємо, що проведено відповідно до вимог ДБН А.2.1-1-2008 «Інженерні вишукування для будівництва» [12].

Класифікація ґрунтів та визначення їх найменувань виконано згідно з ДСТУ ISO 14688-1:2021 «Геотехнічні дослідження та випробування. Ідентифікація та класифікація ґрунтів. Частина 1. Ідентифікація та опис» [13]. Фізико-механічні характеристики ґрунтів отримано за результатами лабораторних випробувань відповідно до ДСТУ Б В.2.1-17:2009 «Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей» [14].

Таблиця 2.1 – Фізико-механічні властивості ґрунтів

№ шару	Найменування ґрунту (згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96)	Потужність, м	ρ , т/м ³	ρ_d , т/м ³	e	I_L	I_p	S_r
3	Суглинок напівтвердий	3,5...4,3	1,89	1,58	0,71	0,21	0,14	—
4	Супісок пластичний	5,5...6,0	1,94	1,56	0,73	0,25	0,04	—
5	Пісок пилюватий, водо насичений	>10	2,00	1,67	0,60	—	—	0,89

За результатами буріння, з урахуванням даних таблиці 2.1 та проведених розрахунків, встановлено наступну побудову ґрунтової товщі:

- шар 1 – насипний ґрунт із будівельним сміттям, потужністю 0,4 м;
- шар 2 – ґрунтово-рослинний, потужністю 0,6 м;
- шар 3 – суглинки у напівтвердому стані, потужністю від 3,5 до 4,3 м;
- шар 4 – супіски у пластичному стані, потужністю від 5,5 до 6,0 м;
- шар 5 – пилюваті піски, водоносні, розвіданою потужністю 10 м.

Ґрунтові води зафіксовано на глибині 4,6 м від поверхні у межах шару 3. Зазначимо, що ґрунтові води за хімічним складом відносяться до неагресивних стосовно матеріалу фундаментів, що підтверджується результатами хімічних аналізів.

Згідно з вимогами ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд» [15], шари 1 та 2 можна класифікувати як непридатні, тобто як природна основа вони підлягають повному видаленню та заміні піщаними або глинистими ґрунтами з пошаровим ущільненням.

Перші два шари №1 насипний з будівельним сміттям і №2 ґрунтово-рослинний не придатні в якості природної основи. В процесі будівництва вони підлягають заміні глинистими або пісочними ґрунтами з ущільненням.

Шар №3. Суглинки, напівтвердий стан, потужність дорівнює 3,5...4,3 м. Розрахунок виконано за методиками ДСТУ Б В.2.1-17:2009 «Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей» [14].

Послідовно визначаємо:

Число пластичності

$$I_p = W_L - W_p = 0,31 - 0,17 = 0,14 \text{ - суглинок;}$$

Показник текучості

$$I_p = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,20 - 0,17}{0,31 - 0,17} = 0,21 \text{ - стан напівтвердий;}$$

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s \cdot (1 + W)}{\rho} - 1 = \frac{2,69 \cdot (1 + 0,20)}{1,89} - 1 = 0,71 \text{ - ґрунт середньої щільності;}$$

Щільність сухого ґрунту

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1,89}{1+0,20} = 1,58 \text{ т/м}^3.$$

Шар №4. Супіски, пластичний стан, потужністю 5,5...6,0 м.

Аналогічно визначаємо

Число пластичності

$$I_p = W_L - W_p = 0,27 - 0,23 = 0,04 - \text{супісок};$$

Показник текучості

$$I_p = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,24 - 0,23}{0,27 - 0,23} = 0,25 - \text{стан пластичний};$$

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s \cdot (1+W)}{\rho} - 1 = \frac{2,70 \cdot (1+0,24)}{1,94} - 1 = 0,73;$$

Щільність сухого ґрунту

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1,94}{1+0,24} = 1,56 \text{ т/м}^3.$$

Шар №5. Піски пилюваті, водо насичені , розвідана потужність 10 м

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_s \cdot (1+W)}{\rho} - 1 = \frac{2,67 \cdot (1+0,20)}{2,00} - 1 = 0,60;$$

Ступінь вологості

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,67 \cdot 0,2}{0,60 \cdot 1,0} = 0,89 - \text{пісок насичений водою};$$

Щільність сухого ґрунту

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{2,00}{1+0,20} = 1,67 \text{ т/м}^3.$$

За результатами виконаних інженерно-геологічних досліджень та у відповідності до ДБН В.2.1-10-2018 [15] робимо висновок, що шари 1 та 2 підлягають заміні з

ущільненням, а шари 3, 4, 5 ґрунту придатні для використання як природна основа. Фундаменти прийнято монолітні залізобетонні на природній основі, опорою слугують ґрунти шару 3.

2.1.2 Визначення відмітки ± 0.000

Відмітка чистої підлоги, що відмічає позначка ± 0.000 , призначається вище від планувальної позначки землі на 200...300 мм, щоб уникнути капілярного підняття води та забезпечити нормальну експлуатацію цеху у відповідності до вимоги ДБН В.2.2-12:2019 [16].

Для попереднього визначення розмірів фундаменту треба обчислити умовний розрахунковий опір ґрунту третього шару, який є суглинок напівтвердий, за таблицями ДБН В.2.1-10-2018: [15]

$$R_o = 250 - \frac{250-180}{10} \cdot 2,1 = 235 \text{ кПа},$$

де 250 кПа – для суглинку з коефіцієнтом пористості $e = 0,71$

80 кПа – для $e = 0,8$; 2,1 – різниця між фактичним $e = 0,71$ та табличним $e = 0,7$, помножена на 10 для зручності інтерполяції.

Ступінь вологості ґрунту шару 3 станове

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,69 \cdot 0,20}{0,71 \cdot 1,0} = 0,78, \text{ що відповідає вологому, але не насиченому стану.}$$

Коефіцієнт пористості, що відповідає вологості на межі текучості дорівнює

$$e_L = \frac{\omega_L \cdot \rho_s}{\rho_w} = \frac{0,31 \cdot 2,69}{1} = 0,83.$$

Показник просадності I_{ss} використовує, згідно з ДБН В.2.1-10-2018 [15], формулу для попередньої оцінки:

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,83 - 0,71}{1 + 0,71} = 0,07.$$

Оскільки $I_{ss} = 0,07 < 0,1$ нормативний критерій для непросадних ґрунтів, то замочування цього ґрунту не викликає просадки.

Таким чином, основою можуть служити ґрунти шару 3 у природному стані без додаткового захисту від замочування.

Напишемо діючі навантаження на фундамент

1. поздовжня сила $N = 1605,6 \text{ кН}$;

2. згинальний момент $M = 428,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

3. поперечна сила $Q = 77,2 \text{ кН}$.

Ці навантаження будуть використані в подальшому розрахунку фундаменту.

2.1.3 Визначення габаритів підшви фундаменту, що спирається на природну основу

За несучу товщу приймаємо ґрунти 3-го геологічного шару. Це суглинки напівтверді. Умовний розрахунковий опір 3-го геологічного шару, згідно з попередніми обчисленнями п. 2.1.2, становить $R_o = 235 \text{ кПа}$.

1. Попередній підбір розмірів підшви.

Задаємося співвідношенням сторін $n = \frac{l_f}{b_f} = 1,2$.

Тоді менша сторона визначається за формулою: $n = \frac{l_f}{b_f} = 1,2$.

Розмір меншої сторони підшви

$$b_f = \sqrt{\frac{\sum N}{n \cdot R_o}} = \sqrt{\frac{1605,6}{1,2 \cdot 235}} = 2,386 \approx 2,4 \text{ м.}$$

Зробимо округлення до $b_f = 2,4 \text{ м}$. Відповідно $l_f = 1,2 \cdot 2,4 = 2,88 \approx 2,9 \text{ м}$, після округлення отримаємо $l_f = 2,9 \text{ м}$.

Отже, попередні розміри підшви – $2,4 \times 2,9 \text{ м}$.

2. Уточнення розрахункового опору ґрунту R за формулою ДБН В.2.1-10:2018 [15]

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot k_z \cdot b_f + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}),$$

де вихідні дані для кута внутрішнього тертя $\phi = 19$ за таблицями ДБН:

$$M_\gamma = 0,47; \quad M_g = 2,89; \quad M = 5,48$$

$$k = k_z = \gamma_{c2} = 1,0; \quad \gamma_{c1} = 1,25; \quad c_{II} = 17 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2};$$

$$b_f = 2,4 \text{ м}; \quad d_1 = 149,7 - 147,4 = 2,3 \text{ м}$$

Середньозважене значення питомої ваги ґрунту нижче підосви фундаменту дорівнює

$$\gamma_{II} = \frac{2,2 \cdot 18,9 + 6,0 \cdot 19,4 + 7,0 \cdot 20,0}{2,2 + 6,0 + 7,0} = 19,6 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}.$$

Також вище підосви фундаменту

$$\gamma'_{II} = \frac{2,4 \cdot 18,9 + 0,6 \cdot 16,5 + 0,4 \cdot 15,6}{2,4 + 0,6 + 0,4} = 18,09 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} \cdot (0,47 \cdot 1,0 \cdot 2,4 \cdot 19,6 + 2,89 \cdot 2,3 \cdot 19,6 + 5,48 \cdot 17) =$$

$$= 1,25 \cdot 224,568 = 294 \text{ кПа}; 1,2R = 280,71 \text{ кПа}$$

3. Перевірка тиску під підосвою.

Розрахункове навантаження на фундамент $N=1605,6 \text{ кН}$. Тиск:

$$A_f = 2,4 \cdot 2,9 = 6,96 \text{ м}^2; W_f = \frac{2,4 \cdot 2,9^2}{6} = 3,36 \text{ м}^3$$

$$\rho_{\max}^{\min} = \frac{\sum N}{A_f} \pm \frac{M}{W_f} = \frac{1605,6}{6,96} \pm \frac{428,4}{3,36} = 230,69 \pm 127,5;$$

$$\rho_{\max} = 231 + 128 = 359 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \rho_{\min} = 231 - 128 = 103 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Зробимо перевірку. Отримуємо, що

$$\rho_{\max} = 359 > 1,2R = 353 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2},$$

тому розміри підосви фундаменту необхідно збільшити.

Приймаємо нові розміри

$$b_f = 2,4 \text{ м}; l_f = 3,0 \text{ м};$$

$$A_f = 2,4 \cdot 3 = 7,2 \text{ м}^2; W_f = \frac{2,4 \cdot 3^2}{6} = 3,6 \text{ м}^3$$

$$\rho_{\max}^{\min} = \frac{\sum N}{A_f} \pm \frac{M}{W_f} = \frac{1605,6}{7,2} \pm \frac{428,4}{3,6} = 223 \pm 119;$$

$$\rho_{\max} = 223 + 119 = 342 < 1,2R = 353 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \bar{\rho} = 223 \text{ кПа} < 294 \text{ кПа}$$

Всі умови виконуються. Остаточного прийнято фундамент з розмірами підшви 2,4 м×3,0 м, відношення сторін дорівнює $n=1,25$.

2.1.4 Розрахунок осадки фундаменту методом пошарового підсумовування

Розрахунок виконується згідно з додатком Г ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд» [15].

Очікувана осадка визначається методом пошарового підсумовування для фундаменту з розмірами підшви $b_f=2,4$ м, $l_f=3,0$ м, співвідношення сторін підшви фундаменту

$$n = \frac{3,0}{2,4} = 1,25.$$

Побудова епюри природних або побутових напружень σ_{zg}

Епюра побудована за даними інженерно-геологічної свердловини № 1 (рис. 2.1). Напруження обчислено на межах шарів:

– На денній поверхні. $\sigma_{zg(0)} = 0$

– На рівні покритті 2-го шару насипний ґрунт

$$\sigma_{zg(1)} = h_1 \cdot \gamma_1 = 0,4 \cdot 15,6 = 6,24 \text{ кПа};$$

– На покритті 3-го шару рослинний шар $\sigma_{zg(2)} = 6,24 + 0,6 \cdot 16,5 = 16,1 \text{ кПа};$

– Напруження на рівні верху підшви фундаменту

$$-\sigma_{zg(f)} = 16,1 + 1,3 \cdot 18,9 = 40,7 \text{ кПа};$$

– На покритті 4-го шару суглинки

$$-\sigma_{zg(3)} = 40,7 + 2,2 \cdot 18,9 = 82,3 \text{ кПа};$$

– На покритті 5-го шару супіски

$$\sigma_{zg(4)} = 82,3 + 6,0 \cdot 19,4 = 198,7 \text{ кПа}.$$

Особливість для шару 5 пісок пилюватий, насичений водою, дія води враховується за формулою:

$$\rho_{зв} = \frac{\rho_s - 1}{e + 1} = \frac{2,67 - 1}{0,6 + 1} = 1,04 \text{ т/м}^3 (10,4 \text{ кН/м}^3).$$

– Напруження на підшві 5-ого шару $\sigma_{zg(5)} = 198,7 + 8,7 \cdot 10,4 = 289,2 \text{ кПа}.$

Середній тиск під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень складає

$$\bar{p} = 223 \text{ кПа.}$$

Додаткове напруження на рівні подошви дорівнює

$$\rho_o = \alpha \cdot (\bar{p} - \sigma_{zg(f)}) = 1,0 \cdot (223 - 40,7) = 182,3 \text{ кПа.}$$

Співвідношення сторін подошви фундаменту

$$n = \frac{3,0}{2,4} = 1,25.$$

Товщина елементарного шару прийнята з умов

$$\xi = \frac{2 \cdot z}{b};$$

$$\xi = \frac{2 \cdot h_{эл}}{b} = \frac{2 \cdot h_{эл}}{2,4}; h_{эл} = \frac{0,4 \cdot 2,4}{2} = 0,48 \text{ м.}$$

Для кожної глибини z_i від подошви обчислюємо відносний параметр

$$\xi = 2 \cdot z / b_f$$

та визначаємо коефіцієнт α за таблицею Г.1 ДБН В.2.1-10-2018[15] використовуючи інтерполяцію між табличними значеннями.

$$\underline{Z_1 = 0,3 \text{ м}}$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 0,3}{2,4} = 0,25; \alpha = 0,960 + \frac{0,972 - 0,960}{4} \cdot 2,7 = 0,969;$$

$$\rho_{o(1)} = 182,3 \cdot 0,968 = 176,5 \text{ кПа.}$$

$$\underline{Z_2 = 0,6 \text{ м}}$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 0,6}{2,4} = 0,5; \alpha = 0,800 + \frac{0,848 - 0,800}{4} \cdot 2,7 = 0,832;$$

$$\rho_{o(1)} = 182,3 \cdot 0,832 = 151,7 \text{ кПа.}$$

$$\underline{Z_3 = 0,9 \text{ м}}$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 0,9}{2,4} = 0,75; \alpha = 0,606 + \frac{0,682 - 0,606}{4} \cdot 2,7 = 0,657;$$

$$\rho_{o(1)} = 182,3 \cdot 0,657 = 119,8 \text{ кПа.}$$

$$\underline{Z_4 = 1,2 \text{ м}}$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 1,2}{2,4} = 1,00; \alpha = 0,449 + \frac{0,532 - 0,449}{4} \cdot 2,7 = 0,505;$$

$$\rho_{o(1)} = 182,3 \cdot 0,505 = 92,1 \text{ кПа.}$$

$$\underline{Z_5 = 1,5 \text{ м}}$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 1,5}{2,4} = 1,25; \alpha = 0,336 + \frac{0,414 - 0,336}{4} \cdot 2,7 = 0,389;$$

$$\rho_{o(1)} = 182,3 \cdot 0,389 = 70,9 \text{ кПа.}$$

$$\underline{Z_6 = 1,8 \text{ м}}$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 1,8}{2,4} = 1,50; \alpha = 0,257 + \frac{0,325 - 0,257}{4} \cdot 2,7 = 0,303;$$

$$\rho_{o(1)} = 182,3 \cdot 0,303 = 55,2 \text{ кПа.}$$

$$\underline{Z_7 = 2,1 \text{ м}}$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 2,1}{2,4} = 1,75; \alpha = 0,201 + \frac{0,260 - 0,201}{4} \cdot 2,7 = 0,241;$$

$$\rho_{o(1)} = 182,3 \cdot 0,241 = 43,9 \text{ кПа}$$

$$\underline{Z_8 = 2,4 \text{ м}}$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 2,4}{2,4} = 2,00; \alpha = 0,160 + \frac{0,210 - 0,160}{4} \cdot 2,7 = 0,194$$

$$\rho_{o(1)} = 182,3 \cdot 0,194 = 35,4 \text{ кПа.}$$

$$\underline{Z_9 = 2,7 \text{ м}}$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 2,7}{2,4} = 2,25; \alpha = 0,131 + \frac{0,173 - 0,131}{4} \cdot 2,7 = 0,159;$$

$$\rho_{o(1)} = 182,3 \cdot 0,159 = 29,0 \text{ кПа}$$

$$\underline{Z_{10} = 3,0 \text{ м}}$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 3,0}{2,4} = 2,50; \alpha = 0,108 + \frac{0,145 - 0,108}{4} \cdot 2,7 = 0,133$$

$$\rho_{o(1)} = 182,3 \cdot 0,133 = 24,2 \text{ кПа.}$$

$$\underline{Z_{11} = 3,3 \text{ м}}$$

$$\xi = \frac{2 \cdot 3,3}{2,4} = 2,75; \alpha = 0,091 + \frac{0,123 - 0,091}{4} \cdot 2,7 = 0,113;$$

$$\rho_{o(1)} = 182,3 \cdot 0,113 = 20,6 \text{ кПа.}$$


$$S = \beta \cdot \sum_1^n \frac{\overline{\rho_o} \cdot h_{\text{эл}}}{E_i},$$

$\overline{\rho}_o$ – полусума напружень на межах елементарного шару;

$$S_3 = \frac{0,8 \cdot 0,3}{10500} \cdot \left(\frac{182,3 + 176,5}{2} + \frac{176,5 + 151,7}{2} + \frac{151,7 + 119,8}{2} + \frac{119,8 + 92,1}{2} + \frac{92,1 + 70,9}{2} + \frac{70,9 + 55,2}{2} + \frac{55,2 + 43,9}{2} + \frac{43,9 + 35,4}{2} \right) = 0,0000229 \cdot 818,95 = 0,0187 \text{ м а } \pm 0,8 \text{ см.}$$

27

$$\sum S = 1,8 + 0,2 = 2,0 \text{ см};$$

$$\sum S = 2,0 \text{ см} < S_{\text{lim}}.$$

Геометричні розміри фундаменту представлено на рис. 2.2.

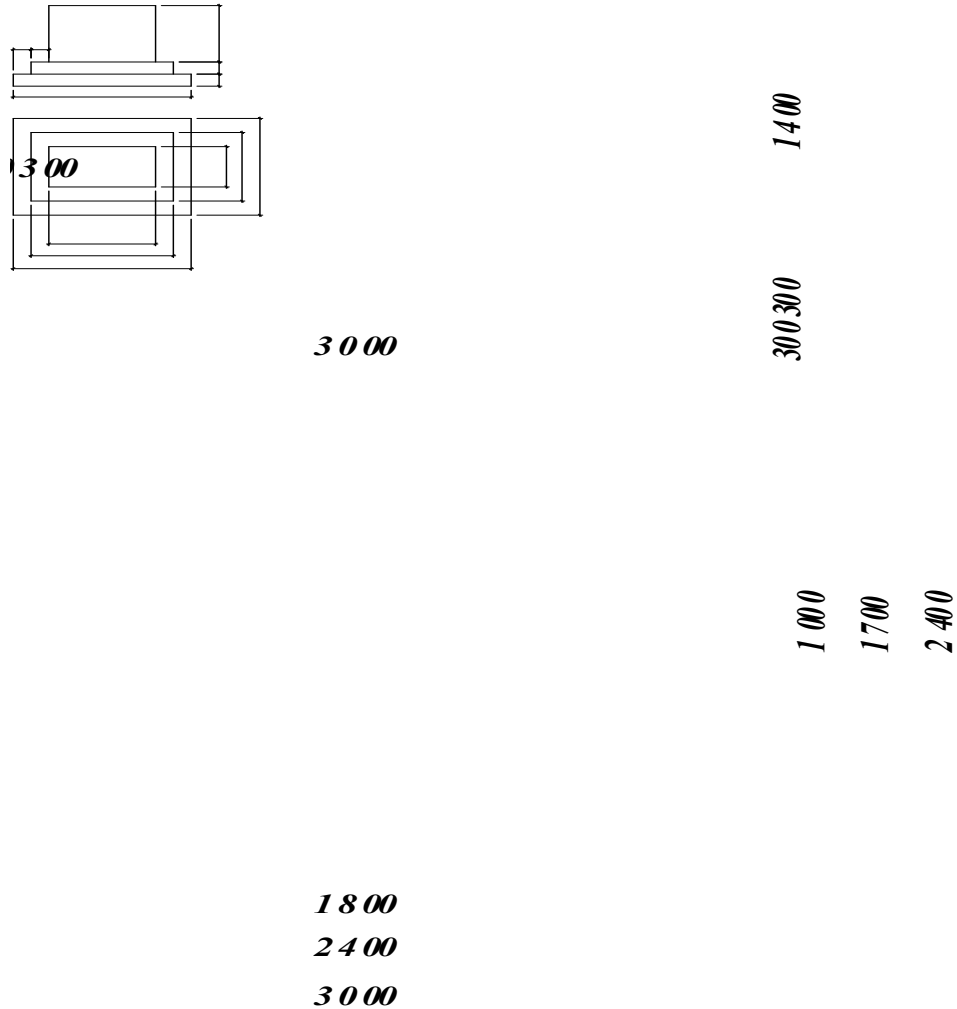


Рисунок 2.2 – Геометричні розміри фундаменту

2.1.5 Розрахунок фундаменту на продавлення

Мета розрахунку – визначити необхідну загальну висоту плитної частини фундаменту та висоту окремих її ступенів, виходячи з умови міцності на продавлення колоною.

Розрахунок виконано згідно з ДБН В.2.1-10-2018 (пункт 5.6.2 та додаток Ж) [15] та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції»[17].

Розрахункова схема продавлювання є піраміда, утворена похилими тріщинами, що йдуть від межі колони до робочої арматури плити, тобто

продавлювання залізобетонної плити розраховується за пірамідальною схемою, а міцність перевіряється за допомогою нерівності

Перевірка виконується за нерівністю:

$$P \leq R_{bt} \cdot H_0 \cdot b_m;$$

де P – розрахункове зусилля, що спричиняє продавлення, а саме реакція ґрунту в межах площі за межами піраміди продавлення;

$$P = P_g \cdot A_{f0};$$

$$P_g = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$

$$A_{f0} = 0.5 \cdot b \cdot (l - l_c - 2H_0) - 0.25 \cdot (b - b_c - 2H_0);$$

де b_m – середнє арифметичне периметрів верхньої основи на рівні колони та нижньої основи на рівні арматури піраміди продавлення;

H_0 – корисна висота плитної частини, це відстань від верху плити до центра ваги поздовжньої арматури;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону осьовому розтягуванню, за таблицями $R_{bt} = 0,9$ МПа.

Перевіряємо співвідношення розмірів

$$b - b_c > 2 \cdot H_0 = 2.4 - 1.7 = 0.7 \text{ м} > 2 \cdot 0.25 = 0,5 \text{ м}.$$

Обчислюємо середній периметр b_m

$$b_m = b_c + H_0 = 1.7 + 0.25 = 1.95 \text{ м}.$$

Обчислюємо площу A_{f0}

$$A_{f0} = 0.5 \cdot b \cdot (l - l_c - 2 \cdot H_0) - 0.25 \cdot (b - b_c - 2H_0) = 0.5 \cdot 2.4 \cdot (3 - 2.4 - 2 \cdot 0.25) - 0.25 \cdot (2.4 - 1.7 - 2 \cdot 0.25) = 0.11 \text{ м}^2.$$

Розрахунок ведемо по найбільшій комбінації завантаження. Максимальний крайовий тиск під підшоною фундаменту від розрахункової комбінації навантажень.

На другу комбінацію навантаження

$$P_g = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1605,6}{0,11} + \frac{428,4}{21,6} = 342,0 \text{ кПа}$$

$$P = P_g \cdot A_{f0} = 342,8 \cdot 0,11 = 37,62 \text{ кПа м}^2$$

$$37,62 \text{ кПа м}^2 \leq 0,9 \cdot 0,25 \cdot 2,2 = 495 \text{ кПа м}^2.$$

Умова виконується з великим запасом. Отже, міцність фундаменту на продавлення забезпечена. Прийнята висота плитної частини $H_0=0,25$ м є достатня.

2.1.6 Розрахунок армування плитної частини фундаменту

Розміри підшови становлять ширина $b=2,4$ м та довжина $l=3,0$ м. Висота плитної частини $H=0,6$ м, робоча висота $h_0=0,55$ м, захисний шар бетону 50 мм.

Використовується бетон класу C12/15 (B15), арматура класу A400C з розрахунковим опором $R_s=365 \text{ МПа}=365 \cdot 10^3 \text{ кПа}$.

Розрахункові тиски під підшовою від другої найбільш несприятливої комбінації навантажень з п. 2.1.3 та 2.1.5 становлять:

$$P_{\max}=342 \text{ кПа}, P_{\min}=104 \text{ кПа}, \text{ середній тиск } P_{\text{сер}}=223 \text{ кПа}.$$

Розміри ступенів фундаменту згідно з рис.2.2 становлять:

- поздовжній напрямок: перший ступінь $l_1=2,4$ м другий ступінь $l_2=1,8$ м;
- поперечний напрямок: перший ступінь $b_1=1,7$ м, другий ступінь $b_2=1,0$ м.

1) Підбор арматури в поздовжньому напрямку:

Розраховуємо консольні вильоти від грані колони до відповідного ступеня :

$$c_1 = \frac{l-l_1}{2} = \frac{3,0-2,4}{2} = 0,3 \text{ м} \quad ;$$

$$c_2 = \frac{l-l_2}{2} = \frac{3,0-1,8}{2} = 0,3 \text{ м} \quad ;$$

Згинальні моменти в перерізах по гранях ступенів на ширині $b=2,4$ м розраховуємо:

$$M_{1-1} = \frac{(2P_{\max} + P_1) \times c_1^2 \times l}{6} = \frac{(2 \times 442,8 + 110,34) \times 300^2 \times 3000}{6} = 448,2 \text{ кНм} ;$$

$$M_{2-2} = \frac{(2P_{\max} + P_2) \times (c_1 + c_2)^2 \times l}{6} = \frac{(2 \times 442,8 + 102,24) \times (300 + 300)^2 \times 3000}{6} = 975 \text{ кНм}$$

та підбираємо по найбільшому моменту арматуру

$$A_s = \frac{M_{2-2}}{R_s \times h_0 \times 0,9} = \frac{975 \times 300}{40 \times 550 \times 0,9} = 14,79 \text{ см}^2;$$

Необхідна площа перерізу робочої арматури в одному напрямку:

$$S = \frac{A_s}{n} = \frac{3011,1}{22} = 0,92 \text{ см}^2$$

$$n = \frac{l}{S} = \frac{3000}{200} + 1 = 16 \text{ шт}$$

де 200 – це максимальний шаг арматури $5 = 16 \cdot 1,21 = 19,36 \text{ см}^2$

Конструктивно із умов мінімального діаметра зварних сіток приймаємо розмір стрижнів $d=14 \text{ мм}$.

2) Підбор арматури в поперечному напрямку:

$$c_1 = \frac{l - l_1}{2} = \frac{2,4 - 1,7}{2} = 0,35 \text{ м}$$

$$c_2 = \frac{l_1 - l_2}{2} = \frac{1,7 - 1,0}{2} = 0,35 \text{ м}$$

Розрахунок ведемо по другій комбінації зусиль як по більш несприятливій:

$$P_{cp} = \frac{N}{A} = \frac{1605,6}{7,2} = 223 \text{ кПа}$$

$$M_{1-1} = \frac{P_{cp} \times c_1^2 \times b}{2} = \frac{223 \times 350^2 \times 2400}{2} = 24,08 \text{ кНм}$$

$$M_{2-2} = \frac{P_{cp} \times (c_1 + c_2)^2 \times b}{2} = \frac{223 \times (350 + 350)^2 \times 2400}{2} = 131,0 \text{ кНм}$$

Арматуру підбираємо по найбільшому моменту

$$A_s = \frac{M_{2-2}}{R_s \times h_0 \times 0,9} = \frac{131 \times 240}{40 \times 55 \times 0,9} = 15,88 \text{ см}^2$$

Площа одного стрижня: $S = \frac{A_s}{n} = \frac{15,88}{13} = 1,22 \text{ см}^2$

$$n = \frac{b}{S} = \frac{2400}{200} + 1 = 13 \text{ шт.}$$

Отже, приймаємо діаметр арматури $d=14 \text{ мм}$.

У фундаменті встановлюються зварні сітки з коміркою $200 \times 200 \text{ мм}$ з арматурних стрижнів діаметром 14 мм класу А400С в обох напрямках.

2.2.2 Розрахункова схема навантаження на раму від двох мостових кранів

При роботі двох кранів впритул один до одного розраховується навантаження на раму (рис 2.4). Найбільш негативний вплив на раму відбувається в умовах максимального навантаження.

Вихідні дані для розрахунку:

- $F_{k,max}=470,3$ кН- максимальний тиск колеса;
- $G_{кр}=66,3$ т, $G_B=18,0$ т;
- Кількість коліс, що передають навантаження на колону – 4;
- Коефіцієнт сполучення двох кранів $\psi=0,85$;
- Режим роботи – середній.

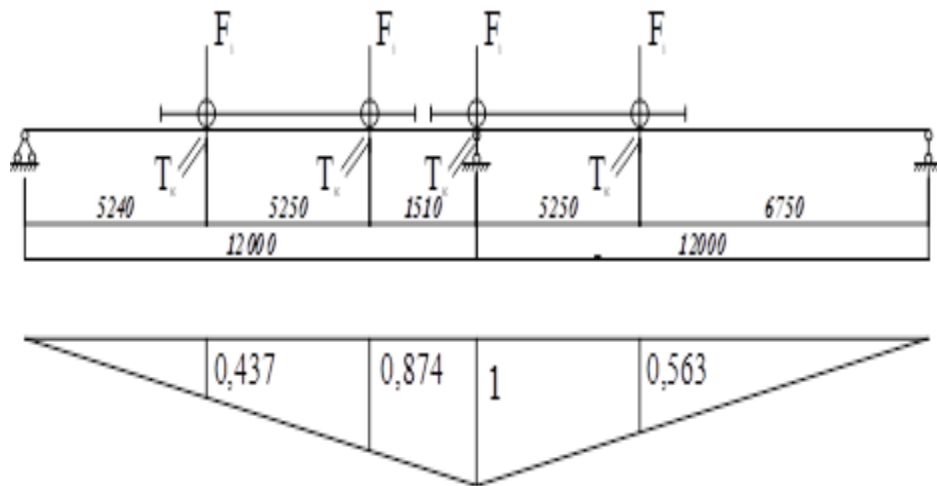


Рисунок 2.4 – Розрахунок навантаження на раму.

Обчислимо максимальний тиск коліс крану

$$D_{max} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum F_{max} \cdot y_i + G_{n.к.} =$$

$$= 1,1 \cdot 0,85 \cdot 470 \cdot (1 + 0,874 + 0,437 + 0,563) + 38 = 1301 \text{ кН}$$

та мінімальний тиск колеса

$$F_{min} = \frac{Q + G_{кр}}{n_o} - F_{max} = \frac{(50 + 66,5) \cdot 10}{2} - 470 = 112,5 \text{ кН}$$

Мінімальний та максимальний тиск коліс крану на колону каркасу дорівнює

$$D_{\min} = \gamma_f \cdot \psi \cdot \sum F_{\min} \cdot y_i + G_{n.k.} =$$

$$= 1,1 \cdot 0,85 \cdot 112,5 \cdot (1 + 0,874 + 0,437 + 0,563) + 38 = 340 \text{ кН}$$

$$D_{\max} = \psi \cdot 4 \cdot F_{k,\max} = 0,85 \cdot 4 \cdot 470,3 = 1301 \text{ кН}$$

Максимальний момент, що діє від тиску коліс на нижню частину колони при ексцентриситеті $e=0,8$ м станове

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e = 1301 \cdot \frac{1,25}{2} = 813,13 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Мінімальний момент, що діє від тиску коліс на нижню частину колони

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e = 340 \cdot \frac{1,25}{2} = 212,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Нормативне горизонтальне гальмівне навантаження

$$T = 0,05 \cdot (Q + G_B) \cdot g / 4 \cdot \psi \cdot 4 = 0,05 \cdot 68 \cdot 9,81 \cdot 0,85 = 28,4 \text{ кН}$$

Отримані значення використовуються для подальшого розрахунку міцності колон та рами.

2.2.3 Розрахунок вітрового навантаження на раму

Вихідні дані для м. Полтава згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування». [18]:

- Характеристичне значення вітрового тиску $\omega_0 = 0,45 \text{ кН/м}^2$.
- Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,4$.
- Крок рам $B = 12,0 \text{ м}$.
- Аеродинамічний коефіцієнт для активної навітряної сторони $c = 0,8$.
- Коефіцієнт зміни швидкісного тиску для висоти 10 м: $k = 0,4$;
для висоти 20 м: $k = 0,55$; для висоти 23,7 м: $k = 0,64$.

1. Розрахункове розподілене навантаження на колону

На висоті 20,0 м:

$$\omega_a = \omega_0 \cdot k \cdot c \cdot B \cdot \gamma_f = 0,45 \cdot 0,55 \cdot 0,8 \cdot 12,0 \cdot 1,4 = 3,33 \text{ кН/м}$$

На висоті 23,7 м, це верх колони з урахуванням висоти ферми:

$$\omega_a = 0,5 \cdot 0,64 \cdot 0,8 \cdot 12,0 \cdot 1,4 = 3,87 \text{ кН/м}.$$

2. Зосереджена сила в рівні верху колони

Навантаження, що передається від покрівлі на раму, обчислюється за середнім арифметичним значень W_a на висотах 20,0 м та 23,7 м:

$$W_a = \frac{W_{a,20} + W_{a,23,7}}{2} \cdot h_{\text{покр}} = \frac{3,33 + 3,87}{2} \cdot 3,7 = 13,3 \text{ кН.}$$

3. Пасивна підвітряна зосереджена сила

Для підвітряної сторони аеродинамічний коефіцієнт $c = 0,6$, тому

$$W_n = W_a \cdot \frac{0,6}{0,8} = 13,3 \cdot 0,75 = 10,0 \text{ кН.}$$

4. Еквівалентне рівномірно-розподілене навантаження.

Розрахункове навантаження на висоті 10 м

$$\omega_{a,10} = 0,45 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot 12,0 \cdot 1,4 = 2,42 \text{ кН/м.}$$

Для спрощення статичного розрахунку рами змінне вітрове навантаження замінюється еквівалентним рівномірно-розподіленим з коефіцієнтом $\alpha = 1,1$.

Остаточного маємо:

1. Активне еквівалентне навантаження

$$\omega_{e,a} = \omega_{a,10} \cdot \alpha = 2,42 \cdot 1,1 = 2,66 \text{ кН/м.}$$

2. Пасивне еквівалентне навантаження із співвідношенням аеродинамічних коефіцієнтів 0,6/0,8

$$\omega_{e,\pi} = \omega_{e,a} \cdot 0,75 = 2,66 \cdot 0,75 = 2,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

2.2.4 Висновок за результатами розрахунків навантажень

На основі виконаних розрахунків постійного, снігового, кранового та вітрового навантажень для однопрогонової виробничої будівлі з розмірами: проліт 24 м, довжина 48 м, висота до низу ферм 19,2 м, кран $Q=50/10$ т можна зробити такі основні висновки:

1. Снігове навантаження згідно з ДБН В.1.2-2:2006 для Полтави – V сніговий район [18]

Характеристичне значення: $S_0 = 1,45 \text{ кН/м}^2$. Розрахункове лінійне навантаження на ригель рами при кроці рам 12 м та коефіцієнті форми $\mu = 1$:

$S_m = 1,45 \cdot 1,14 \cdot 12 \approx 19,8$ кН/м. Це є одним із визначальних впливів для покриття та верхніх вузлів рам.

2. Кранове навантаження при використанні двох мостових крани, режим роботи середній

– Максимальний тиск коліс $F_{k,max} = 470,3$ кН, мінімальний $F_{k,min} \approx 112,5$ кН.

– Вертикальний тиск на колону від двох зближених кранів:

– $D_{max} = 1301$ кН $D_{min} = 340$ кН.

– Згинальні моменти в нижній частині колони при ексцентриситеті $e = 0,8$ м:

$M_{max} = 813,13$ кН·м, $M_{min} = 212,5$ кН·м.

– Горизонтальне гальмівне навантаження $T \approx 28,4$ кН на рівні підкранової рейки.

Ці зусилля є домінуючими для розрахунку колон, фундаментів та підкранових конструкцій.

3. Вітрове навантаження II вітровий район, Полтава, місцевість типу А

– Нормативне значення $w_0 = 0,45$ кН/м².

– Еквівалентне рівномірно-розподілене навантаження на колону:

– активне $\omega_{e,a} = 2,66$ кН/м, пасивне $\omega_{e,p} = 2,00$ кН/м.

– Зосереджена сила в рівні верху колони:

активна $W_a = 13,3$ кН, пасивна $W_p = 10,0$ кН.

Вітровий вплив є значущим для горизонтальних переміщень рами та розрахунку в'язей.

Отримані значення навантажень є типовими для подібних промислових будівель. Найбільш небезпечними для несучих конструкцій є кранові навантаження, особливо максимальний момент $M_{max} = 1279$ кН·м та снігове навантаження ≈ 20 кН/м на ригель. Вітрове навантаження є другорядним, але його необхідно враховувати для забезпечення просторової жорсткості каркаса.

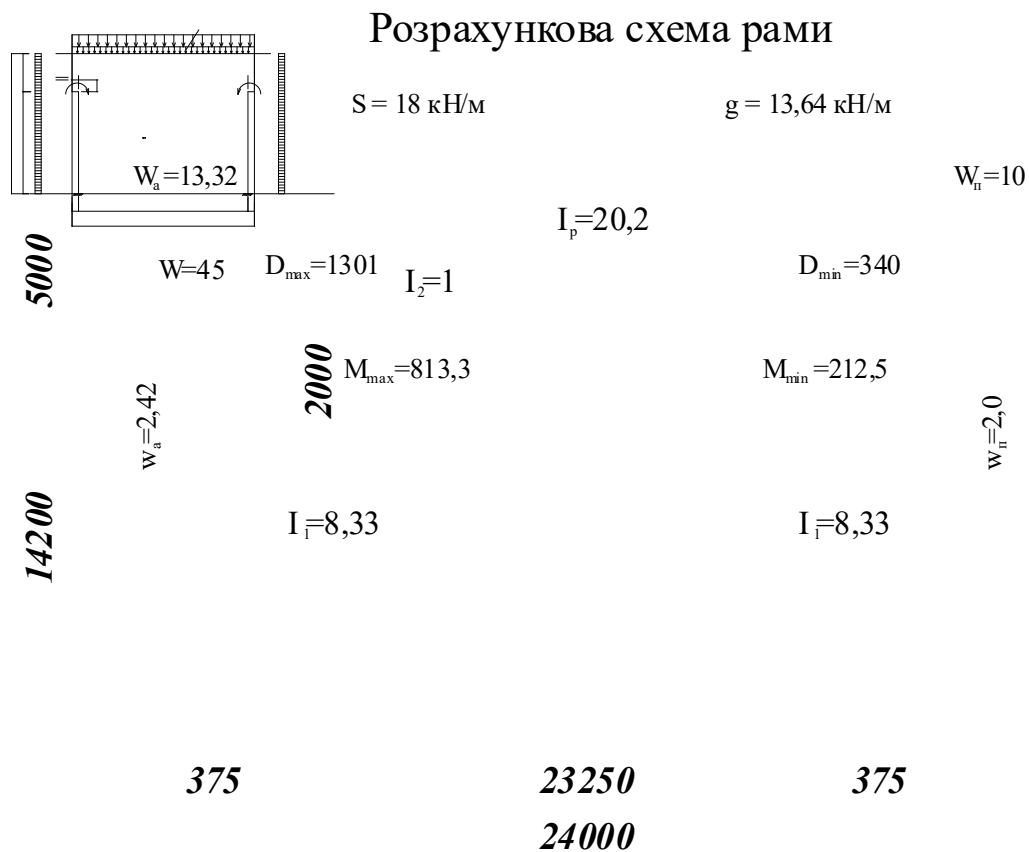


Рисунок 2.5 – Розрахункова схема рами з навантаженнями

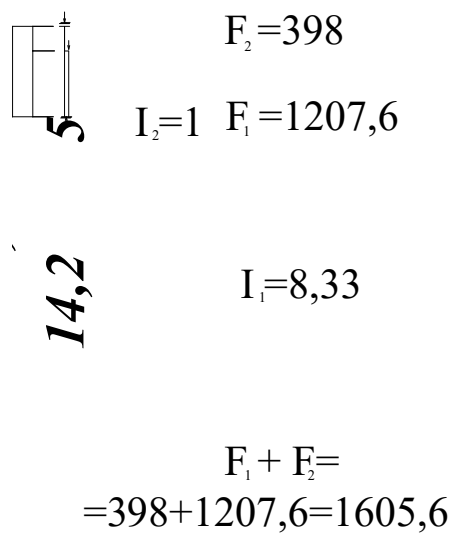
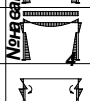
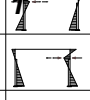
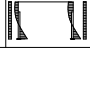
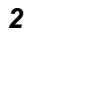


Рисунок 2.6 – Схема колони та поперечних перерізів

Таблиця 2.1– Зведена таблиця зусиль у стійках рами (ліва стійка)

Вид навантаження	Коефіцієнт врахування	Верхня частина стійки				Нижня частина стійки							
		перетин 1-1		перетин 2-2		перетин 3-3		перетин 4-4					
		M_{KH}	N_{KH}	M_{KH}	N_{KH}	M_{KH}	N_{KH}	M_{KH}	N_{KH}	Q_{KH}			
	1												
	2												
	3												
	4												
										q_n			
													
													
										q_{B1}			
2	Постійне рівномірне розпо- дження навантаження на ригелі (власна вага)	1	-161,2	251,4	-124,1	251,4	-7	251,4	118,5	251,4	-3,6		
		0,9	-161,2	251,4	-124,1	251,4	-7	251,4	118,5	251,4	-3,6		
3	Тимчасове рівномірне розпо- дження навантаження на ригелі (сніг)	1	-84,1	161,8	-62,1	104,1	-3	104,1	74,2	104,1	-14		
		0,9	-84,1	161,8	-62,1	104,1	-3	104,1	74,2	104,1	-14		
4	M_{max}	M_{min}	Кранові моменти (візок ліворуч)	1	-22,6	-	54,4	-	327	1505	365	253	-67
				0,9	-22,6	-	54,4	-	327	1505	365	253	-67
5	M_{min}	M_{max}	Кранові моменти (візок праворуч)	1	-21,9	-	21	-	-49,1	105	51	212,5	17
				0,9	-21,9	-	21	-	-49,1	105	51	212,5	17
6	T	Поперечне гальмування кранів (сила прикладена до лівої стійки)	1	±122		±107		±107		±437		±41	
			0,9	±122		±107		±107		±437		±41	
7	T	Поперечне гальмування кранів (сила прикладена до правої стійки)	1	±91		±12		±12		±253		±18	
			0,9	±91		±12		±12		±253		±18	
8	q_B	q_B	Впрозь навантаження (зправа наліво)	1	-197,4		-1		-1		421		8,6
				0,9	-197,4		-1		-1		421		8,6

Таблиця 2.2 – Розрахункові зусилля (для лівої стійки)

Сполучення	Зусилля	Верхня частина стійки				Нижня частина стійки				Q _{кн}
		перетин 1-1		перетин 2-2		перетин 3-3		перетин 4-4		
		M _{кнм}	N _{кн}	M _{кнм}	N _{кн}	M _{кнм}	N _{кн}	M _{кнм}	N _{кн}	
	$^{+} \frac{M_{\text{вкс}}}{N}$	545	397	196,6	398	401,8	1597	426,5	272,8	-49
Сполучення	Навантаження	1,2,3,5,7		1,2,3		1,2,3,5,7		1,2,4,5,7		
	$\frac{N_{\text{вкс}}}{M}$	355	398	196,6	398	19,6	1605,8	-1315,6	708,8	122
	Навантаження	1,2,3,5,7		1,2,7		1,2,3,5,7		1,2,3,5,7		

Для подальшого розрахунку міцності та стійкості колони однопрогонової виробничої будівлі прийнято найбільш несприятливі сполучення зусиль – згинальні моменти М та поздовжні сили N у двох характерних перерізах.

1. Верхня частина колони надкранова ділянка

Прийнято комбінацію, що дає максимальний додатний момент:

$$M_{\text{max}} = +545,0 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad N_{\text{відп}} = 397,0 \text{ кН}.$$

N_{відп} – поздовжня сила, що відповідає даному моменту з того ж сполучення навантажень.

2. Нижня частина колони підкранова ділянка

1. Розрахунок зовнішньої шатрової гілки

Комбінація з максимальним додатним моментом:

$$M_{\text{max}} = +401,8 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad N_{\text{відп}} = 1597,0 \text{ кН}.$$

б) Розрахунок підкранової гілки

Комбінація з максимальним від'ємним моментом, що означає розтяг у підкрановій гілці:

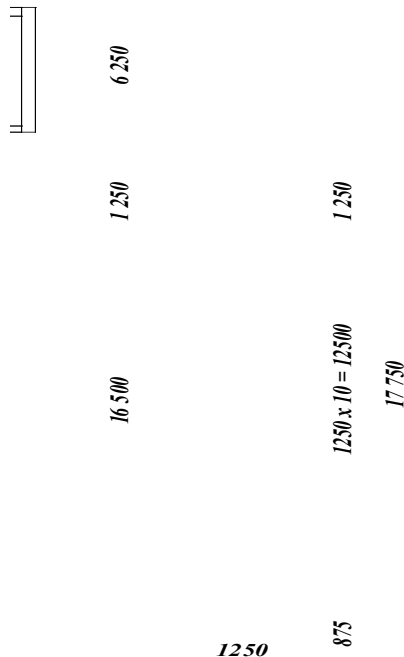
$$M_{\text{max}} = -1315,6 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad N_{\text{відп}} = 708,8 \text{ кН}.$$

З наведених розрахункових сполучень найбільш небезпечним є момент $M = -1315,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$ у підкрановій гілці нижньої частини колони. Він виникає при найгіршому розташуванні двох мостових кранів впритул із максимальним тиском на дану колону. Це зусилля є визначальним для підбору перерізу підкранової гілки, а

також для розрахунку анкерних болтів та бази колони. Розрахунок верхньої частини будемо вести за комбінацією $M=545 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N=397 \text{ кН}$.

2.2.5 Конструктивний розрахунок колони

Розрахункові довжини колони змінного перерізу (за рисунком 2.7)



Колона має змінний переріз щодо верхньої та нижньої частини. Нижній кінець колони має жорстке защемлення у фундаменті. Верхній кінець колони закріплений лише від повороту, але горизонтальне переміщення в площині рами можливе.

Така схема відповідає типовому кріпленню крокв'яної ферми до колони, а саме шарнірно-рухливе з'єднання, що допускає зсув, але обмежує кут повороту.

Рисунок 2.7 – Геометричні розміри колони

Геометричні параметри згідно з рисунком 2.7:

- Висота нижньої підкранової частини колони $l_1=14,2 \text{ м}$.
- Висота верхньої над кранової частини колони $l_2=5,0 \text{ м}$.

Коефіцієнт жорсткості n – відношення погонної жорсткості верхньої частини до нижньої:

$$n = \frac{I_2 \cdot l_1}{I_1 \cdot l_2} = \frac{1,0 \cdot 14,2}{8,33 \cdot 5,0} = 0,34$$

Коефіцієнт навантаження β :

$$\beta = \frac{F_1 + F_2}{F_2} = \frac{1605,6}{398,0} = 4,0,$$

де $F_1=1605,6$ кН – поздовжня сила в нижній частині колони, яка дорівнює сумарної від покриття, снігу, крана тощо, $F_2=398,0$ кН – поздовжня сила у верхній частині колони.

Для заданої розрахункової схеми маємо защемлення знизу, шарнірна опора зверху з допустимим горизонтальним зміщенням, для знайдених $n=0,34$ і $\beta=4,0$ за ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування»[19] визначаємо коефіцієнт для нижньої частини колони: $\mu_1=1,81$; коефіцієнт $\mu_2 = \frac{\mu_1}{\alpha_1} = \frac{1,81}{0,51} = 1,71$, приймаємо коефіцієнт $\mu_2 = 1,06$.

Розрахункові довжини частин колони

Розрахункова довжина верхньої надкранової частини :

- в площині рами, згин відносно осі x-x
- $l_x = \mu_2 \cdot l_2 = 3,0 \cdot 5,0 = 15,0$ м;
- із площини рами, згин відносно осі у-у, зв'язки вздовж будівлі
- $l_y = \mu \cdot l_2 = 1,0 \cdot 5,0 = 5,0$ м.

Розрахункова довжина підкранової нижньої частини:

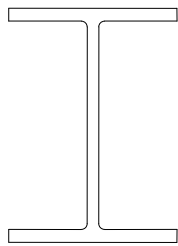
- в площині рами $l_x = \mu_1 \cdot l_1 = 1,81 \cdot 14,2 = 25,7$ м ;
- із площини рами $l_y = \mu \cdot l_1 = 1,0 \cdot 14,2 = 14,2$ м.

Найбільша гнучкість буде у верхньої частини в площині рами, де $l_x=15$ м при висоті 5 м, $\mu = 3$, що може спричинити втрату стійкості. Для нижньої частини розрахункова довжина 25,7 м є очікуваною при загальній висоті 14,2 м і її слід враховувати під час перевірки стійкості підкранової гілки.

Верхня частина колони

Верхня частина колони, прийнята із широкополичного двотавра 50Ш1. Чинною базою для проектування та розрахунку сталевих елементів є ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування»[19].

└ 50Ш1



Площа перерізу $A = 145,7 \text{ см}^2$
Момент інерції $I_x = 60930,0 \text{ см}^4$ $I_y = 6762,0 \text{ см}^4$
Радіус інерції $i_x = 20,45 \text{ см}$; $i_y = 6,81 \text{ см}$
Момент опору $W_x = 2518 \text{ см}^3$.

Рисунок 2.8 – Геометричні характеристики широкополічного двотавра 50Ш1

Для сприйняття високих навантажень від крана необхідно використовувати сталь марки С345. Її характеристики регламентуються ДСТУ 8541:2015. «Прокат сталевий підвищеної міцності» [20], який встановлює технічні вимоги до гарячекатаної конструкційної сталі.

Розрахунок в площині рами

Розрахунок виконано для верхньої частини колони з профілю 50Ш1 для сталь С345.

Розрахункові зусилля:

$$M = 545,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = 397,0 \text{ кН}.$$

Умовна гнучкість відносно осі Х становить:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{1500,0}{20,45} \cdot \sqrt{\frac{24,0}{21000,0}} = 2,48.$$

Відносний ексцентриситет

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{54500,0}{397,0} \cdot \frac{145,7}{2578,0} = 0,84.$$

Відносний приведенний ексцентриситет $m_{ef} = \eta \cdot m = 1,13$.

Коефіцієнт впливу форми перерізу η взято за табл. 73 ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» [19].

Відношення

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{30,0 \cdot 1,5}{45,4 \cdot 1,1} = 0,9.$$

$$\eta = 1,4 - 0,02 \cdot \bar{\lambda} = 1,4 - 0,02 \cdot 2,48 = 1,35$$

По таблиці Ж.3 додатка Ж «Коефіцієнти для розрахунку на стійкість центрально і позacentрове стиснутих елементів» чинного нормативного документа ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції» [19] коефіцієнт $\phi_e \approx 0,319$.

Стійкість відносно осі X

$$\sigma_x = \frac{N}{A \cdot \phi_e} = \frac{397,0}{145,7 \cdot 0,319} = 8,54 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

Виконана перевірка підтверджує правильність обраного перерізу 50Ш1 для верхньої частини колони. Запас міцності є суттєвим.

Розрахункова довжина та гнучкість із площини рами

Верхня частина колони розкріплена від зміщення з площини рами на рівні підкранової балки. Висота верхньої частини становить 5,0 м, висота підкранової балки – $\approx 2,0$ м, отже:

$$l_y = 5,0 - 2,0 = 3,0 \text{ м} = 300 \text{ см}.$$

Гнучкість:

$$\lambda_y = \frac{300,0}{6,81} = 44,1.$$

Коефіцієнт поздовжнього згину для сталі С345: $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$, $E = 2,1 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2$:

$$\phi_y = 0,877 \text{ за таблицею Д.1 ДБН В.2.6-198:2014 [19].}$$

Згідно з п. 9.1.7 ДБН [19] для ділянки з лінійною епюрою моментів розрахункове значення приймають як максимальний момент у середній третині довжини не менше половини найбільшого моменту, тобто

$$M_1 = 0,5 \cdot M_{\max} = 0,5 \cdot 545,0 = 272,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Розрахункова комбінація

$$M_1 = 272,5 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad N_b = 397,0 \text{ кН}.$$

Відносний ексцентриситет

$$m_1 = \frac{M_1}{N_1} \cdot \frac{A}{W} = \frac{27250,0 \cdot 145,7}{397,0 \cdot 2518,0} = 3,97 < 5,$$

розрахунок ведемо за формулами для малих ексцентриситетів.

За табл. 10 для гнучкості $\lambda_y=44,1$

$$\alpha=0,65+0,05 \cdot m_1=0,65+0,05 \cdot 3,97=0,8485 \approx 0,84.$$

Коефіцієнт c для розрахунку стійкості із площини $C = \frac{\beta}{1 + \lambda \cdot m_1}$

$$c = \frac{1}{1 + 0,84 \cdot 3,97} = \frac{1}{4,37} = 0,23.$$

Стійкість із площини рами при гнучкості $\lambda_y = \frac{300,0}{6,81} = 44,1$, $\varphi_y = 0,877$.

$$\sigma_y = \frac{N}{c \cdot \phi_y \cdot A} = \frac{397,0}{0,23 \cdot 0,877 \cdot 145,7} = 13,5 < 24 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість верхньої частини колони із площини рами забезпечена.

Перевірка міцності верхнього перерізу в площині рами. Розрахунок виконується за п. 9.2.1 ДБН В.2.6-198:2014 [19]. Для двотаврового перерізу при дії згину зі стиском:

1. коефіцієнт форми перерізу $c_x=1,07$ за табл. Д.7;
2. показник $n=1,5$.

Перевіряємо умову:

$$\sigma = \left(\frac{N}{A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M}{c_x \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

де $\gamma_c=1$ - коефіцієнт умов роботи.

Тоді

$$\sigma = \left(\frac{397,0}{145,7 \cdot 24,0 \cdot 1} \right)^{1,5} + \frac{54500,0}{2518,0 \cdot 1,07 \cdot 24,0 \cdot 1} = 0,842 < 1.$$

Міцність верхнього перерізу забезпечена.

Розрахунок нижньої наскрізної частини колони

Нижня частина колони складається з двох окремих гілок, об'єднаних між собою решіткою:

- зовнішня шарнірна гілка виконана у вигляді гнутого або зварного швелера;
- підкранова гілка – із суцільного широкополичного двотавра (рис. 2.9).

Зовнішня гілка сприймає переважно стискальні зусилля від покриття, снігу та невеликий згинальний момент, швелер працює ефективно.

Підкранова гілка, крім великої поздовжньої сили, зазнає значного згину від кранового навантаження та горизонтальних гальмівних зусиль, двотавровий переріз із розвиненими полицями краще чинить опір згину в площині рами.

З'єднання гілок у єдиний стрижень забезпечується решіткою з рівнополичних кутиків. Для спрощення приварювання кутиків до підкранової гілки останню приймають з широкополичного двотавра, це створює зручну площину для зварних швів та підвищує надійність вузла.

Роздільне виконання гілок дозволяє оптимізувати перерізи під різні навантаження при цьому економія металу досягає до 15-20% порівняно з суцільною колоною.

Широко поличний двотавр для підкранової гілки забезпечує жорстке та технологічне кріплення підкранової балки без додаткових косинок.

Решітка із кутиків надає конструкції легкості при достатній просторовій жорсткості.

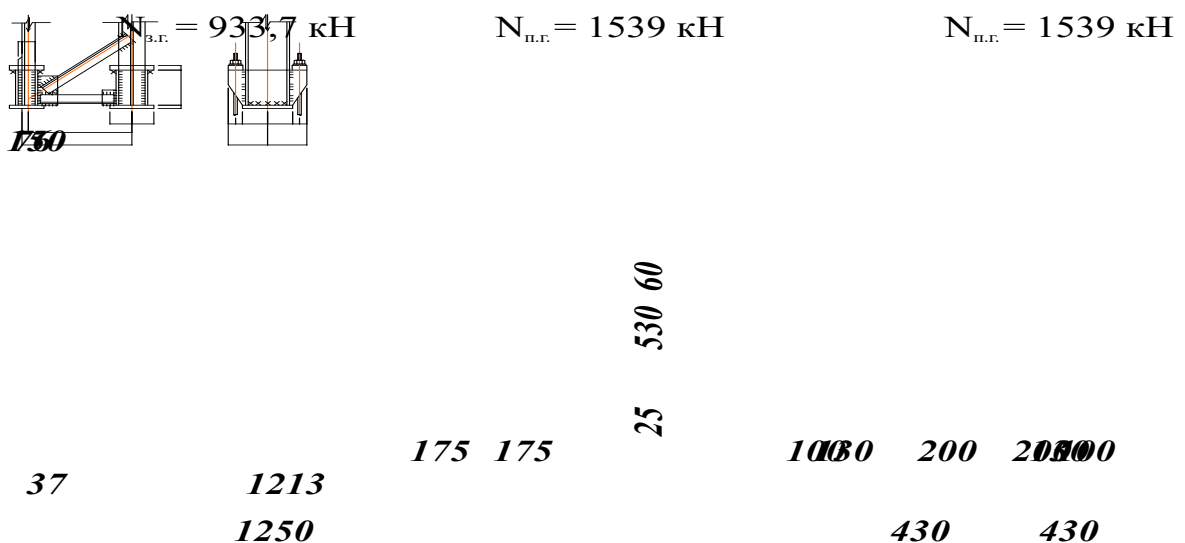


Рисунок 2.9 – Схема нижньої частини колони

Для зовнішньої шатрової гілки стиск:

$$+M_{\max} = 401,8 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad N_b = 1597,0 \text{ кН}$$

Для підкранової гілки розтяг або менший стиск:

$$-M_{\max} = 1315,6 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad N_b = 708,8 \text{ кН}$$

Максимальна поперечна сила $Q_{\max} = 122,0 \text{ кН}$.

Розрахунок решітки

Решітка виконується зі сталі С345 з $R_y=24 \text{ кН/см}^2$, коефіцієнт умов роботи $\gamma_c=1,0$.

При куті нахилу розкосу $\lambda=45^\circ$, $\cos(\lambda)=0,707$ повздовжня сила в одному розкосі для двоплощинної решітки з двома розкосами на панель дорівнює

$$N_p = \frac{Q_{\max}}{2 \cdot \sin \lambda} = \frac{122}{2 \cdot 0,707} = 86,3 \text{ кН}.$$

Довжина розкосу

$$l = \frac{b_H}{\cos \lambda} = \frac{1250,0}{0,707} = 1768,0 \text{ мм}.$$

Необхідна площа перерізу з урахуванням зниження розрахункового опору для кутиків, приварених однією полицею – коефіцієнт 0,7 дорівнює

$$A_{\Pi} = \frac{N_p}{0,7 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{86,3}{0,7 \cdot 24,0 \cdot 1,0} = 5,14 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо кутик L 70×5; $A = 6,86 \text{ см}^2$, $i_{\min} = 1,33 \text{ см}$.

Гнучкість стержня становить

$$\lambda_{\max} = \frac{l}{i_{\min}} = \frac{177}{1,39} = 127,3 > 120.$$

Згідно з ДБН, гранична гнучкість для стиснутих розкосів решітки – 120. Отже, переріз недостатній.

За сортаментом приймаємо L 75×6; $A = 8,78 \text{ см}^2$, $i_{\min} = 1,48 \text{ см}$, $\varphi_{\min} = 0,423$, тоді

$$\sigma = \frac{86,7}{0,423 \cdot 8,78} = 23,24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 24 \text{ кН/см}^2$$

Умова виконується. Отже, приймаємо розкіс з кутика L 75×6.

Переріз нижньої частини колони складається з двох гілок (рис. 2.10):

- підкранова, двотавр – позначимо її як гілка 1;
- зовнішня, швелер – гілка 2.

Відстань між осями гілок $b_H=1,2 \text{ м}$.

- Для підкранової гілки: $M_1=1315,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$ зі знаком «–», але беремо абсолютне значення, $N_1=708,8 \text{ кН}$.
- Для зовнішньої гілки: $M_2=401,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$, $N_2=1597,0 \text{ кН}$.

Розрахункові зусилля з урахуванням знаків:

Визначаємо положення центру ваги поперечного перерізу колони:

$$X_1^2 - \left(\frac{M_1 + M_2}{N_1 - N_2} + h_0 \right) X_1 + \frac{M_2 \cdot h_0}{N_1 - N_2} = 0$$

$$X_1^2 - \left(\frac{1315,6 + 401,8}{708,8 - 1597,0} + 1,2 \right) \cdot X_1 + \frac{401,8 \cdot 1,2}{708,8 - 1597,0} = 0$$

$$= X_1^2 + 0,73 \cdot X_1 - 0,54 = 0;$$

$$X_1 = -\frac{0,73}{2} + \sqrt{\left(\frac{0,73}{2}\right)^2 + 0,54} = 0,456 \text{ м};$$

$$X_2 = 1,2 - 0,45 = 0,744 \text{ м}.$$

Отже, відстань від підкранової гілки до центру ваги перерізу $X_1=0,456$ м. Відстань від зовнішньої гілки до центру ваги $X_2=0,744$ м. Це означає, що центр ваги зміщений ближче до більш навантаженої зовнішньої гілки, що логічно, оскільки $N_2 > N_1$)

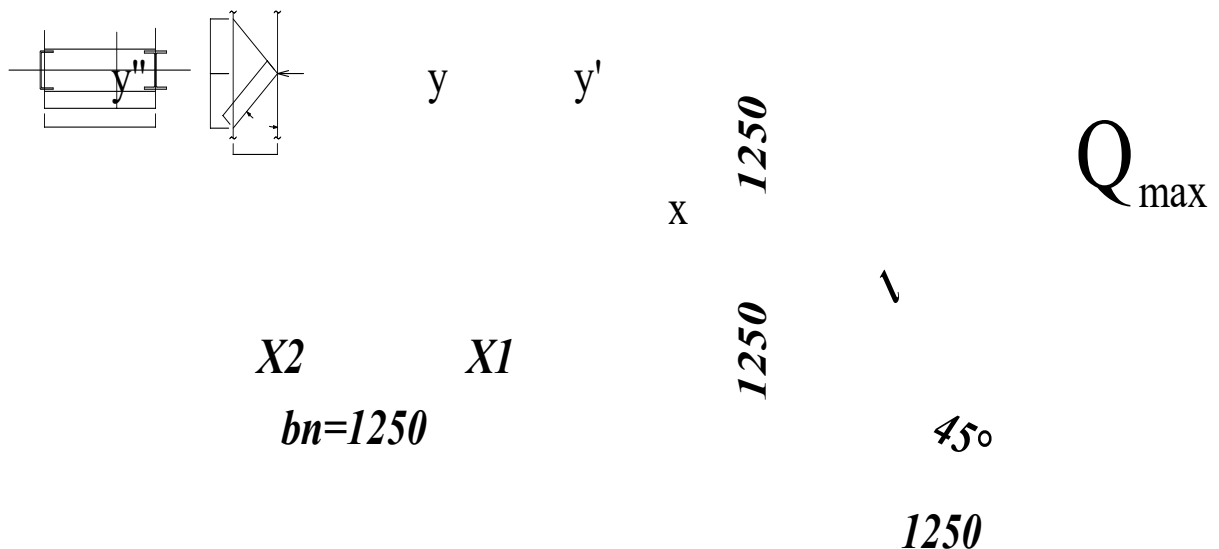


Рисунок 2.10 – Переріз колони та схема решітки колони

Визначаємо зусилля в підкрановій гілці

$$N_{nz} = \frac{M_1}{h_0} + \frac{N_1 \cdot X_2}{h_0} = \frac{1315,6}{1,2} + \frac{708,8 \cdot 0,75}{1,2} = 1539,0 \text{ кН}.$$

Визначаємо зусилля в зовнішній гілці

$$N_{3z} = \frac{M_2}{h_0} + \frac{N_2 \cdot X_1}{h_0} = \frac{401,8}{1,2} + \frac{1597,0 \cdot 0,45}{1,2} = 933,7 \text{ кН}.$$

Розрахунок підкранової гілки

Необхідна площа перерізу гілки за попередньою оцінкою з коефіцієнтом 0,8, що враховує зниження несучої здатності при позacentровому стиску:

$$A_{nz} = \frac{N_{nz}}{0,8 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1539,0}{0,8 \cdot 24,0 \cdot 1,0} = 80,0 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо двотавр 30ШЗ.

Характеристики: $A = 87,0 \text{ см}^2$, $i_x = 12,7 \text{ см}$, $i_y = 4,8 \text{ см}$.

Розрахункові довжини гілки:

В площині рами вісь X: $l_x = 1420 \text{ см}$;

Із площини рами вісь Y: $l_y = 250 \text{ см}$ – це крок розкосів решітки.

Гнучкості

$$\lambda_x = \frac{1420,0}{12,7} = 111,81 < 120 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{250,0}{4,8} = 52,1.$$

Коефіцієнт поздовжнього згину відносно осі X

$$\phi_x = 0,464; \quad \sigma_x = \frac{N_{nz}}{A \cdot \phi_x} = \frac{1539,0}{87,0 \cdot 0,464} = 38,1 > 24 \text{ кН/см}^2.$$

Отримане значення перевищує $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$, отже умова не виконується. Отже, переріз Т 30ШЗ непридатний.

Приймаємо більший двотавр 35ШЗ з характеристиками: $A = 116,3 \text{ см}^2$, $i_x = 14,7 \text{ см}$, $i_y = 5,99 \text{ см}$.

Перераховуємо

$$\begin{aligned} \lambda_x &= \frac{1420}{14,7} = 97; \quad \varphi_x = 0,561, \\ \sigma_x &= \frac{1539}{116,3 \cdot 0,561} = 23,6 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 24,0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}. \\ \lambda_y &= \frac{250}{5,99} = 42; \quad \varphi_y = 0,887, \\ \sigma_y &= \frac{1539}{116,3 \cdot 0,887} = 14,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 24,0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}. \end{aligned}$$

Умова виконується.

Підкранова гілка нижньої частини колони, виконана з широкополічного двотавра 35ШЗ, має площу $A=116,3 \text{ см}^2$, радіуси інерції $i_x=14,84 \text{ см}$, $i_y=6,93 \text{ см}$. Гнучкість в площині рами $\lambda_x=95,7$, коефіцієнт поздовжнього згину $\phi_x=0,579$. Напруга стиску становить $22,84 \text{ кН/см}^2$, що менше розрахункового опору сталі С345 24 кН/см^2 . Отже стійкість гілки забезпечена.

2.2.6 Конструювання стику верхньої частини колони з нижньою

На рис. 2.11 наведено конструктивну схему колони, де верхня частина – двотавр, нижня – наскрізна з двох гілок, з'єднані через траверсу та накладки.

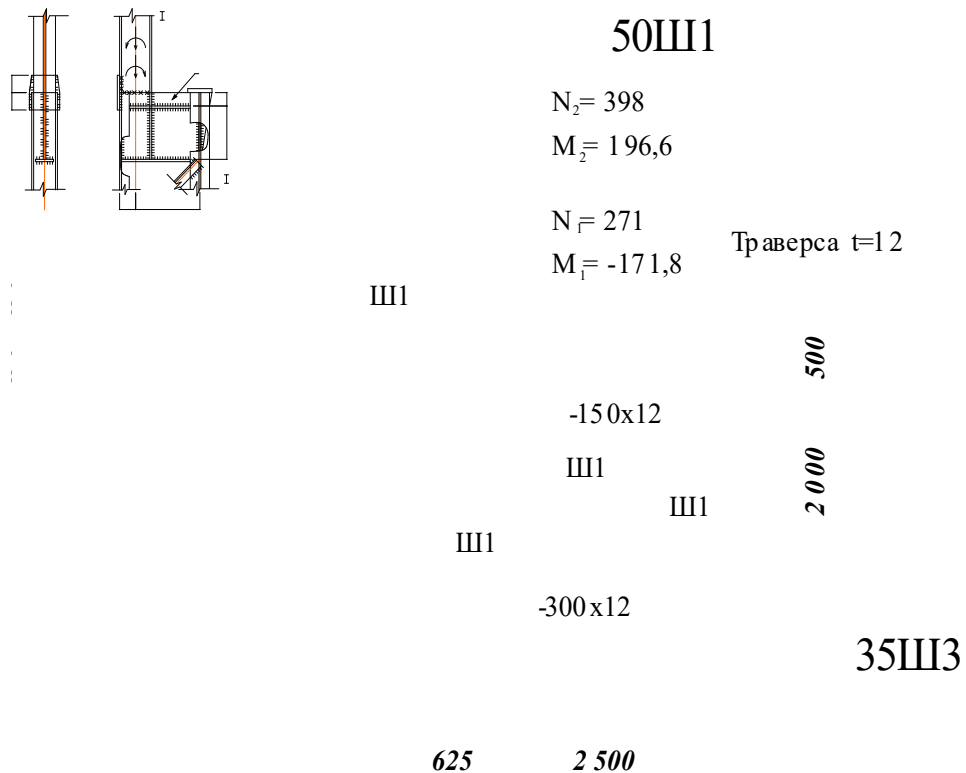


Рисунок 2.11 – Стик верхньої та нижньої частини колони

Розрахуємо кріплення накладки до верхньої та нижньої частини.

Розрахунок виконуємо згідно з ДБН В.2.6-198:2014 (пп. 10.3.4, 10.3.5 зварні з'єднання; табл. 10.1 коефіцієнти для ручного та напівавтоматичного зварювання) [19].

Товщина накладки становить 12 мм. Зварювання буде ручне на будівельному майданчику електродами типу Е42, катет шва $K_f=10$ мм. Розрахункові опори для ручного зварювання беремо за табл. 10.1[19].

Зусилля на шві 4 (Ш4):

$$N_{Ш4} = \frac{N_2}{2} + \frac{M_2}{h_I} = \frac{398,0}{2} + \frac{196,6}{0,484} = 605,2 \text{ кН},$$

Де $N_2=398,0$ – поздовжня сила у верхній частині;

$M_2=196,6$ кН·м– відповідний момент;

$h_I=0,484$ м – висота двотавра верхньої частини (50Ш1).

Розрахункова довжина шва з урахуванням кратерів:

$$l_{Ш4} = \frac{N_{Ш4}}{2 \cdot \beta_i \cdot K_f \cdot R_{\omega i} \cdot \gamma_{\omega i} \cdot \gamma_c} + 2 \cdot K_f$$

Для ручного зварювання маємо

$$\beta_f = 0,7; \quad \beta_z = 1; \quad R_{\omega f} = 180 \text{ МПа}; \quad R_{\omega z} = 0,45 \cdot R_u = 0,45 \cdot 380,0 = 171,0 \text{ МПа}$$

I. По металу шва розрахунок

$$l_{ш4} = \frac{605,2}{2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 2 = 26 \text{ см}$$

II. По границі сплавлення розрахунок

$$l_{Ш4} = \frac{605,2}{2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 17,1 \cdot 1 \cdot 1} + 2 = 20,0 \text{ см.}$$

Приймаємо більше значення довжини шва $l_{Ш4}=26,0$ см.

Зусилля у шві 1 (Ш1) – кріплення траверси до підкранової гілки становить:

$$N_{п.г.ш} = \frac{M}{b} + \frac{N \cdot b_0}{b} + 0,9 \cdot D = \frac{496,6}{1,25} + \frac{708,8 \cdot 0,25}{1,25} + 0,9 \cdot 1301,0 = 1710,5.$$

Траверса приварюється на заводі металевих конструкцій до нижньої частини колони напівавтоматичним зварюванням, зварний дріт Св- 08А, $R_{\omega f} = 180,0$ МПа; $R_{\omega z} = 171,0$ МПа; $\beta_f = 0,8$; $\beta_z = 1,0$.

Розрахунковий катет шва на 4 шва

$$l_{ш1} = 100,0 - 2,0 = 98,0 \text{ см}, \text{ тоді}$$

$$K_f = \frac{N_{п.г.ш}}{4 \cdot \beta_i \cdot l_{ш1} \cdot R_{wi} \cdot \gamma_{wi} \cdot \gamma_c}.$$

I. По металлу шва:

$$K_f = \frac{1726,5}{4 \cdot 0,8 \cdot 98,0 \cdot 18,0 \cdot 1 \cdot 1} = 0,3 \text{ см.}$$

II. По границі сплавлення:

$$K_f = \frac{1726,5}{4 \cdot 0,8 \cdot 98,0 \cdot 17,1 \cdot 1 \cdot 1} = 0,26 \text{ см.}$$

Приймаємо конструктивно $K_f = 6$ мм, це мінімальний катет для товщини 12 мм згідно з табл. 10.2 ДБН [19].

Розрахунок шва 2 (Ш2). Зусилля в шві від дії моменту M та поздовжньої сили N у зовнішній гілці розраховуємо

$$N_{ш2} = \frac{M}{b_n} + \frac{N(b_n - b_o)}{b_n} = \frac{401,8}{1,25} + \frac{1597 \cdot 1}{1,25} = 1599,0 \text{ кН.}$$

I. По металлу шва:

$$K_f = \frac{1599,0}{4 \cdot 0,8 \cdot 98,0 \cdot 18,0 \cdot 1 \cdot 1} = 0,57 \text{ см.}$$

Необхідний катет шва з умови міцності.

II. По границі сплавлення:

$$K_f = \frac{1599,0}{4 \cdot 0,8 \cdot 98,0 \cdot 17,1 \cdot 1 \cdot 1} = 0,24 \text{ см.}$$

Розрахунок шва 3 (Ш3):

$$N_{ш2} = \frac{N}{2} + \frac{M}{b_B} = \frac{708,8}{2} + \frac{496,6}{0,484} = 1380,0 \text{ кН.}$$

I. По металлу шва

$$K_f = \frac{1380,0}{4 \cdot 0,8 \cdot 98,0 \cdot 18,0 \cdot 1 \cdot 1} = 0,24 \text{ см.}$$

II. По границі сплавлення

$$K_f = \frac{1380,0}{4 \cdot 0,8 \cdot 98,0 \cdot 17,1 \cdot 1 \cdot 1} = 0,21 \text{ см.}$$

Приймаємо висоту катета шва $K_{ш1} = 6$ мм.

Умова міцності виконується з великим запасом. Прийняті катети забезпечують надійне з'єднання траверси з гілками колоні.

2.2.7 Конструювання бази колони роздільного типу

Оскільки підкранова гілка сприймає найбільші навантаження, базу виконують саме для неї (рис. 2.12). Фундамент необхідно побудувати з бетону класу С12/15 (В15), розрахунковий опір бетону стиску $R_{пр} = 0,85 \text{ кН/см}^2$. Розрахунковий опір бетону фундаменту з урахуванням коефіцієнта $\gamma=1,5$ розраховуємо

$$R_{\phi} = \gamma \cdot R_{пр} = 1,5 \cdot 0,85 = 1,275 \text{ кН/см}^2.$$

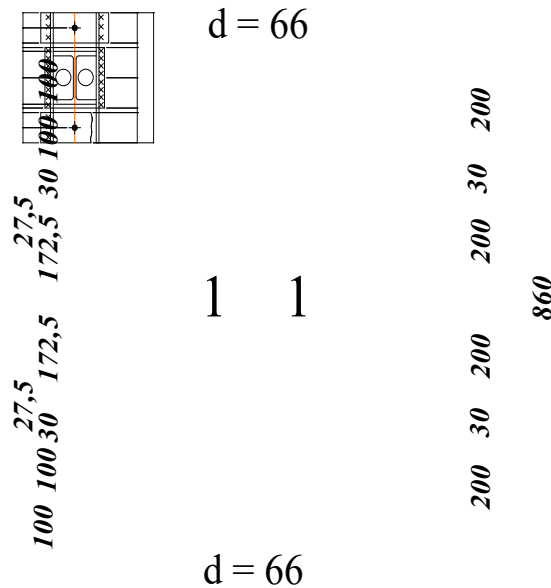


Рисунок 2.12 – Геометричні розміри бази колони

1. Визначення площі опорної плити

Потрібна площа плити при значенні коефіцієнта умов роботи $\gamma_c=1$ дорівнює

$$A = \frac{N_{п.г.}}{R_{\phi} \cdot \gamma_c} = \frac{1539,0}{1,275 \cdot 1} = 1207,0 \text{ см}^2.$$

2. Конструктивна ширина опорної плити

Виліт консолі за траверсу становить $c=38 \text{ мм}$, товщина траверси є $t_{тр}=12 \text{ мм}$, ширина двотавра підкранової гілки є $b=250 \text{ мм}$.

$$B = 2 \cdot c + 2 \cdot t_{тр} + b = 2 \cdot 38 + 2 \cdot 12 + 250,0 = 350,0 \text{ мм}.$$

3. Довжина опорної плити:

$$L = \frac{A_{п.}}{B} = \frac{1207,0}{35,0} = 34,5 \text{ см}.$$

Конструктивно приймається $L = 400 \text{ мм} = 40,0 \text{ см}$.

Фактична площа плити становить $35 \times 40 = 1400 \text{ см}^2 > 1207 \text{ см}^2$, отже умова виконується.

4. Напруження в бетоні фундаменті розраховуємо за формулою

$$\sigma_{\phi} = \frac{1539,0}{35,0 \cdot 40} = 1,1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

5. Згинальний момент у опорній плиті. Ділянка 1, обперта на чотири сторони. Перевіряємо співвідношення

$$\frac{a}{b} = \frac{313,0}{119,75} = 2,6 > 2,$$

тому коефіцієнт $\beta = 0,125$ для $a/b > 2$ коректний, визначено, що плита працює як одно пролітна балка.

$$M_{max} = \beta \cdot b_1^2 \cdot \sigma_{op} = 0,125 \cdot 11,975^2 \cdot 1,1 = 19,7 \text{ кН см.}$$

6. Товщина опорної плити

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6M}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 19,71}{24,0 \cdot 1}} = 22,2 \text{ мм.}$$

Приймаємо товщину опорної плити $t_{nl} = 25 \text{ мм}$, розміром $400 \times 350 \text{ мм}$.

7. Розрахунок висоти траверси

Траверси товщиною 12 мм приварюються до стержня гілки напівавтоматичним зварюванням дротом Св-08А діаметром $1,2 \text{ мм}$.

Висота катета зварного шва становить $K_f = 6 \text{ мм}$.

Визначаємо висоту траверси по металу шва:

$$h_{тр} = \frac{N_{п.г.}}{4 \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot R_{\omega F} \cdot \gamma_{\omega F} \cdot \gamma_c} + 2,0 \text{ см} = \frac{1535,0}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 18,0 \cdot 1 \cdot 1} + 2 \text{ см} = 52,76 \text{ см.}$$

Приймаємо висоту траверси $h_{тр} = 530 \text{ мм}$, зазначимо, що округлення до 53 см забезпечує запас.

База колони задовольняє умовам міцності бетону фундаменту, опорної плити та зварних з'єднань.

2.2.8 Конструювання та розрахунок крокв'яної ферми покриття

Схема сітки колон та встановлення зв'язків

Для забезпечення просторової жорсткості та стійкості сталевого каркасу покриття передбачається система зв'язків, яка розміщується за двома напрямками: у площині верхніх поясів ферм та у вертикальній площині між фермами.

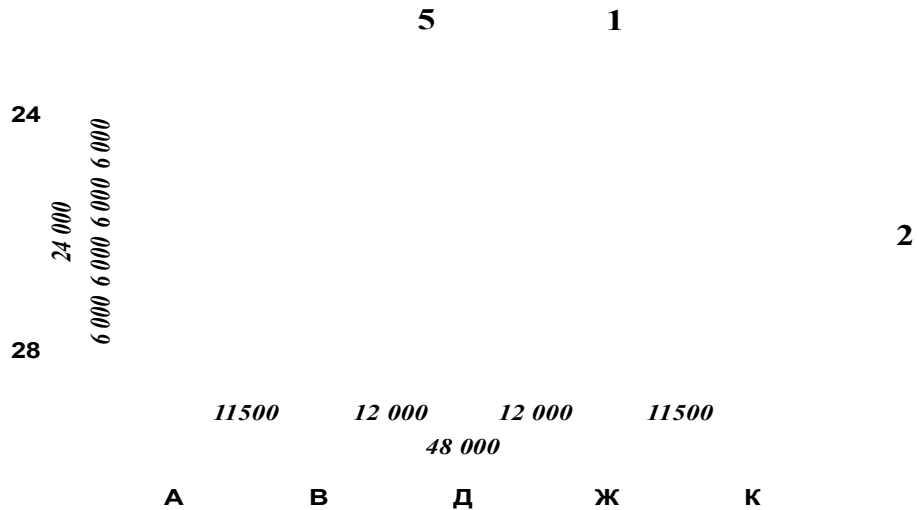


Рисунок 2.13 – Схема розташування зв'язків по верхніх поясах кроквяних ферм

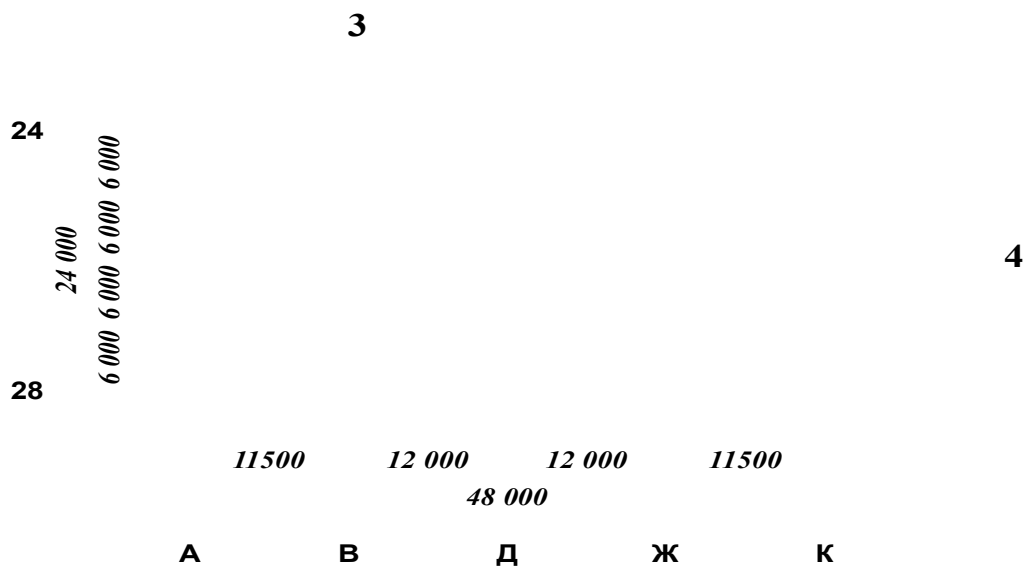


Рисунок 2.14 – Схема зв'язків по нижніх поясах

На рисунках 2.13, 2.14 позначено цифрами наступні елементи будівних конструкцій:

1. Колони сталевого каркасу, це вертикальні несучі елементи, що сприймають навантаження від покриття та передають їх на фундаменти.

2. Вертикальні зв'язки встановлюються між фермами в торцевих або середніх кроках. Вони запобігають зсуву та забезпечують загальну стійкість каркасу з площини ферм.

3. Кроквяні ферми як основні несучі конструкції покриття, до яких кріпиться покрівельний настил або прогони.

4. Горизонтальні зв'язки розташовуються у площині верхніх поясів. Вони сприймають вітрові та гальмівні навантаження, розподіляють їх між вертикальними зв'язками.

5. Розпірки, які забезпечують фіксовану відстань між фермами та зменшують розрахункову довжину верхніх поясів при стиску.

Призначення системи зв'язків наступне:

1. Утримувати елементи каркасу в проектному положенні під час монтажу та експлуатації;

2. Перерозподіляти горизонтальні навантаження такі як вітер, гальмування мостових кранів, температурні впливи на вертикальні зв'язки та далі на колони;

3. Зменшувати розрахункову довжину стиснутих поясів ферми, тим самим підвищуючи їх стійкість.

Конструктивні вимоги, які необхідно виконати:

1. Горизонтальні зв'язки по верхніх поясах влаштовуються в торцевих кроках температурного блоку, це зазвичай при довжині будівлі понад 60 м, також у середніх;

2. Крок розпірок не повинен перевищувати 12–15 м залежно від матеріалу та профілю поясів;

3. З'єднання елементів зв'язків виконуються на болтах або зварюванні відповідно до розрахунку.

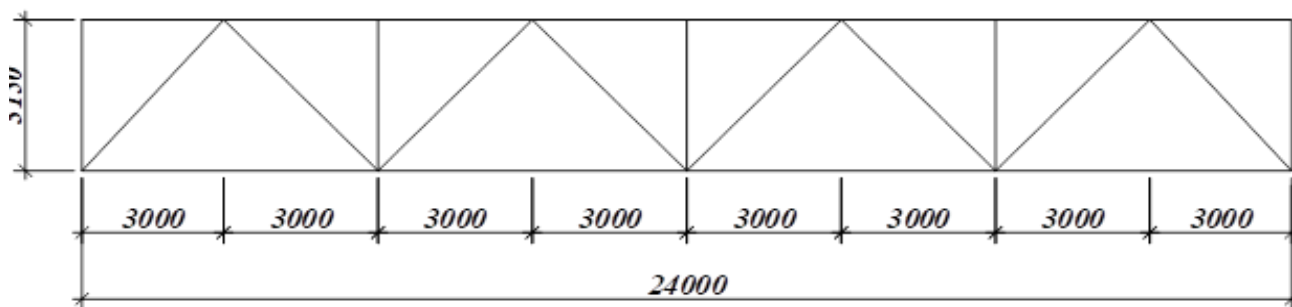


Рисунок 2.15 – Схема крокв'яної ферми з паралельними поясами
прольотом $L = 24,0$ м

Збір навантажень на кроквяну ферму покриття

Постійні навантаження від покриття визначаються за складом покрівлі та несучих конструкцій. Результати зведено в табл. 2.3.

Таблиця 2.3 – Постійно діюче навантаження

№ з/п	Види постійного навантаження і конструкція елементів покриття	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
1	Гравійний захисний шар	0,30	1,3	0,39
2	Гідроізоляційний килим (руберойд)	0,15	1,2	0,18
3	Утеплювач – пінополіуретан	0,04	1,2	0,05
4	Пароізоляція	0,05	1,2	0,06
5	Оцинкований профільований настил	0,155	1,05	0,163
6	Прогони (металеві)	0,08	1,05	0,084
7	Власна вага металевих конструкцій ферм	0,2	1,05	0,21
	Сумарне навантаження	$g^H = 0,975$		$g = 1,137$

Коефіцієнти надійності прийнято згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування» [18]. Власна вага ферми попередньо прийнята орієнтовно як $0,20 \text{ кН/м}^2$ і буде уточнена після підбору перерізів.

Снігове погонне навантаження на ферму $S=25,2$ кН/м отримане з урахуванням кроку ферм та району будівництва, то коефіцієнт надійності по сніговому навантаженню дорівнює $\gamma_f = 1,4$

Визначення зусиль у стрижнях ферми

Зусилля знайдено методом вирізання вузлів від одиничного навантаження $p=1$, прикладеного зліва, справа та з обох боків (стовпці 3–5), потім виконано множення на реальні навантаження. Сформовано табл 2.4.

Таблиця 2.4 – Зусилля у стрижнях ферми

Елемент	№ стржня	Зусилля від $p=1$			Зусилля від $P=40,93$ кН/м	Зусилля від $S = 25,2$ кН/м			Розрахункове зусилля, кН
		Зліва	Справа	З обох боків		Зліва	Справа	З обох боків	
Верхній пояс	В-1	0	0	0	0	0	0	0	0
	Г-3	- 4,05	- 2,00	- 6,05	- 247,64	- 102,06	- 50,40	- 152,50	- 400,14
	Д-4	- 4,05	- 2,00	- 6,05	- 247,64	- 102,10	- 50,40	- 152,50	- 400,14
	Е-6	- 4,05	- 4,05	- 8,10	- 331,55	- 102,10	-102,10	- 204,20	- 535,75
Нижній пояс	А-2	2,50	1,00	3,50	143,26	63,00	25,20	88,20	231,46
	А-5	4,50	3,00	7,50	307,00	113,40	75,60	189,00	496,00
Розкоси	1-2	- 3,55	1,40	- 4,95	- 202,61	- 89,46	35,28	- 124,74	- 327,35
	2-3	2,10	1,40	3,50	143,26	52,92	35,28	88,20	231,46
	4-5	- 0,70	1,40	- 2,10	- 85,96	- 17,64	35,28	- 52,92	- 138,88
	5-6	- 0,70	1,40	0,70	28,65	- 17,64	35,28	17,64	63,93
Стійкі	3-4	- 1,00	--	- 1,00	- 40,93	- 25,20	0	- 25,20	- 66,13
	6-6'	- 0,50	- 0,50	- 1,00	- 40,93	- 12,60	- 12,60	- 25,20	- 66,13

Можна зробити такі висновки за зусиллями

1. Найбільше стискальне зусилля – у верхньому поясі стержень Е-6: $-535,67 \text{ кН}$.
2. Найбільше розтягувальне – у нижньому поясі стержень А-5: $+496,00 \text{ кН}$.
3. Розкоси працюють на знакозмінні зусилля , наприклад, 5-6: $+63$, розтяг.
4. Стійки – стиснуті до $-66,13$.

Чисельне моделювання ферми в ПК SCAD та верифікація результатів

Для підвищення точності та перевірки аналітичних розрахунків виконано чисельне моделювання ферми в обчислювальному комплексі SCAD. Побудовано розрахункову схему ферми, на яку прикладено реальні навантаження:

- постійне: власна вага покриття, прогонів, ферми, $P=40,93 \text{ кН/м}$;
- снігове $S=25,2 \text{ кН/м}$.

Розглянуто сполучення навантажень зліва, справа, по всьому прольоту. Для кожного стрижня отримано поздовжні зусилля в автоматичному режимі.

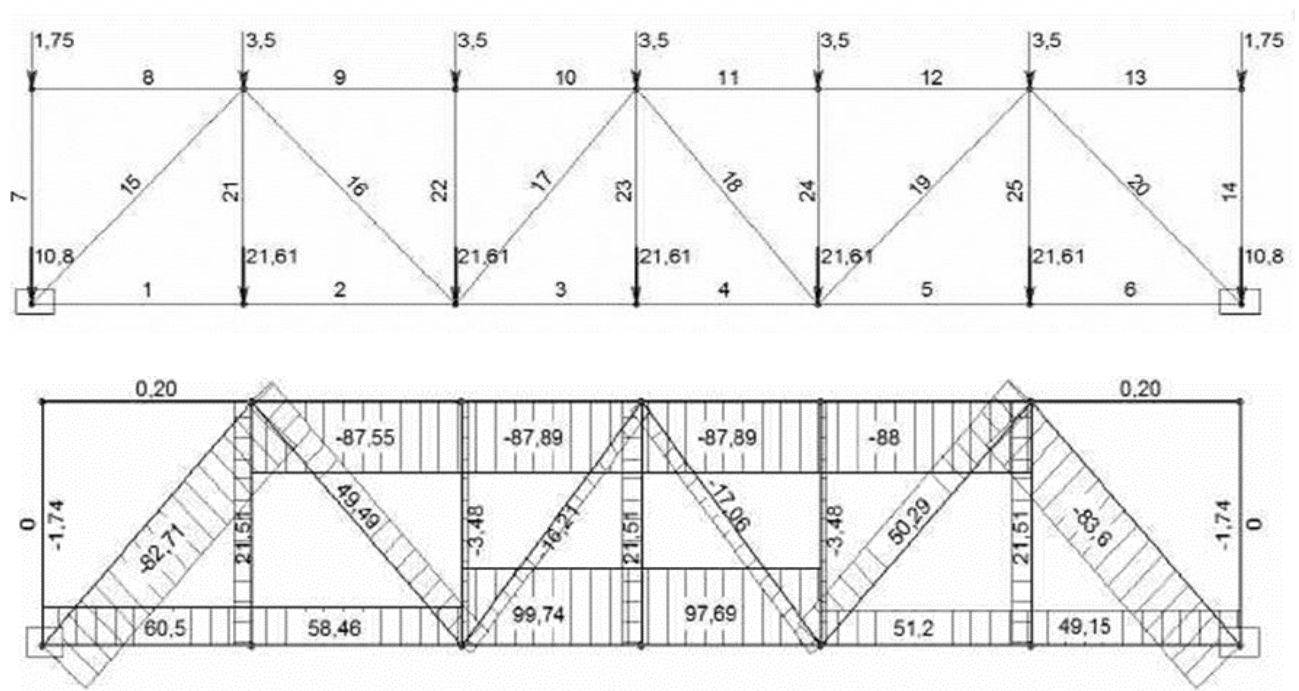


Рисунок 2.16 – Зусилля в елементах ферми

Максимальні розбіжності між зусиллями, визначеними класичним графічним методом за допомогою діаграми Максвелла - Крмону та чисельним моделюванням у SCAD не перевищують 3 % для всіх типових стрижнів верхнього пояса, нижнього пояса, розкосів та стійок. Розбіжність лежить у межах похибки округлення та прийнятна для інженерних розрахунків.

Отримана збіжність підтверджує коректність ручного розрахунку (табл. 2.4) та надійність обраних розрахункових схем. Далі для підбору перерізів та розрахунку зварних швів використовуються значення з табл. 2.4 (стовпець 10), як такі, що пройшли верифікацію.

2.2.9 Підбір поперечних перерізів стрижнів ферми

Поперечний переріз стрижнів ферми komponується з двох рівнополічних кутиків, утворюючи тавровий переріз. Згідно з ДСТУ 8539:2015 «Прокат для будівельних сталевих конструкцій. Загальні технічні умови» [21] приймаємо: для кутиків – сталь ВСт3пс, С245; для фасонки – сталь ВСт3сп, С245.

Розрахункові опори для товщини прокату до 20 мм

$$R_y = 235 \text{ МПа} = 23,5 \text{ кН/см}^2; R_u = 350 \text{ МПа} = 35,0 \text{ кН/см}^2.$$

Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$.

Товщину фасонки призначаємо залежно від зусилля в опорному розкосі

$$N_{1-2} = - 327,37 \text{ кН, тому } t_\phi = 10 \text{ мм.}$$

1. Підбір перерізу стиснутого верхнього поясу = стрижень Е-6

Розрахункове зусилля стиску: $N_{E-6} = - 535,75 \text{ Кн.}$

Розрахункові довжини стрижня: $l_x = 300,0 \text{ см, } l_y = 300,0 \text{ см.}$

$$\delta = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \gamma_c, \quad \text{де } \gamma_c = 1 - \text{коефіцієнт умов роботи.}$$

φ – коефіцієнт повздовжнього згину, попередньо приймаємо $\varphi = 0,65$.

Потрібна площа поперечного перерізу стрижня:

$$A_{\text{пор}} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{535,75}{0,65 \cdot 23,5 \cdot 1} = 35,07 \text{ см}^2$$

Площа перерізу кутика $A_L = 17,53 \text{ см}^2$;

Приймаємо переріз з двох рівнополічних кутиків 2 L125×8; $A_{2L} = 17,53 \times 2 = 35,06 \text{ см}^2$

Радіуси інерції для таврового перерізу з двома кутиками, звареними через фасонку товщиною 10 мм при розташуванні полицями назовні або всередину обираємо за сортаментом: $i_x = 3,87 \text{ см, } i_y = 5,45$.

Перевіряємо на стійкість в площині ферми і із площини ферми підібраний поперечний переріз:

$$\delta_x = \frac{N}{\phi_x \cdot A} \leq R_y \gamma_c; \delta_y = \frac{N}{\phi_y \cdot A} \leq R_y \gamma_c$$

Гнучкості: $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{300,0}{3,87} = 77,5, \phi_x = 0,713$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300,0}{5,45} = 55,0.$$

Стійкість перевіряється по осі, де найбільша гнучкість, тобто по мінімальному коефіцієнту.

Перевірка стійкості підбраного перерізу $\phi_x = 0,65$

$$\delta_x = \frac{-535,75}{2 \cdot 19,69 \cdot 0,713} = 19,1 \text{ кН/см}^2 < R_{y/c} = 23,5 \text{ кН/см}^2$$

– умова стійкості виконується.

2. Підбір перерізу розтягнутого нижнього поясу = стрижень А-5

Зусилля розтягу $N_{A-5} = 496,0 \text{ Кн}$.

Розрахункові довжини стрижня: $l_x = l_y = 600,0 \text{ см}$.

$$\delta_x = \frac{N}{\phi_x \cdot A} \leq R_y \gamma_c, \text{ де } \gamma_c = 1 - \text{коефіцієнт умов роботи}$$

Потрібна площа поперечного перерізу стрижня без урахування коефіцієнта ϕ :

$$A_{\text{потр}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{496,0}{23,5 \cdot 1} = 21,11 \text{ см}^2.$$

Приймаємо переріз з двох кутиків 2L 90×6. Площа перерізу одного кутика $A_L = 10,61 \text{ см}^2$; загальна 2L 90×6; $A_{2L} = 10,6 \cdot 2 = 21,22 \text{ см}^2$;

Радіуси інерції для двох кутиків, складених тавром: $i_x = 2,78 \text{ см}$, $i_y = 4,04 \text{ см}$.

Перевіряємо на стійкість в площині ферми і із площини ферми підібраний поперечний переріз. Напруження розтягу:

$$\delta_y = \frac{N}{\phi_y \cdot A} \leq R_y \gamma_c;$$

$$\delta = \frac{496,00}{21,2} = 23,4 \leq R_t \gamma_c = 23,5 \text{ кН/см}^2 \quad - \quad \text{умова міцності виконується,}$$

перенапруження відсутнє, запас ~0,5%.

Перевірка гнучкості для розтягнутого нижнього поясу, граничне значення $\lambda = 250$ за нормами

$$\lambda_x = 600/2,78 = 215,8 < 250;$$

$$\lambda_y = 600/4,04 = 148,5 < 250.$$

Гнучкість задовольняє вимогам.

Підібрані перерізи верхнього та нижнього поясів забезпечують несучу здатність та відповідають вимогам граничної гнучкості згідно з чинними ДБН.

Підбір поперечного перерізу розкосів

1. Опорний розкіс «1-2»

Розрахункове зусилля стиску $N_{1-2} = - 327,35$ Кн.

Розрахункові довжини стержня становлять $l_x = 435,0$ см, $l_y = 435,0$ см.

$$\delta = \frac{N}{\phi \cdot A} \leq R_y \gamma_c, \text{ де } \gamma_c = 1 - \text{коефіцієнт умов роботи}$$

ϕ – коефіцієнт повздовжнього згину, попередньо приймаємо $\phi = 0,5$.

Потрібна площа:

$$A_{\text{потр}} = \frac{N}{\phi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{327,35}{0,5 \cdot 23,5 \cdot 1,0} = 27,86 \text{ см}^2.$$

Приймаємо два кутики 2L 100×8. Площа одного кутика $A_1 = 15,6$ см² за сортаментом; загальна площа становить $A = 2 \cdot 15,6 = 31,2$ см². Радіуси інерцій відповідно $i_x = 3,07$ см, $i_y = 4,47$ см;

$$\text{Гнучкості визначаються як } \lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{435,0}{3,07} = 141,7 \Rightarrow \phi_x = 0,323;$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{435,0}{4,47} = 97,3.$$

За більшою гнучкістю $\lambda_{\text{max}} = 141,7$ визначаємо $\phi = 0,323$, це для сталі С245 згідно з ДБН.

Перевірка стійкості

$$\delta_x = \frac{327,35}{31,2 \cdot 0,323} = 32,5 \text{ кН/см}^2 > R_{y/c} = 23,5 \text{ кН/см}^2$$

Напруження δ_x перевищує розрахунковий опір, умова не виконується, переріз недостатній, збільшуємо площу поперечного перерізу стрижня.

Приймаємо $L1\ 10 \times 8$, $A_1 = 17,2\text{ см}^2$. $A_{2L} = 2 \cdot 17,2 = 34,40\text{ см}^2$. Радіуси інерцій становлять відповідно $i_x = 3,39\text{ см}$, $i_y = 4,87\text{ см}$,

Гнучкості розраховуємо: $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{435,0}{3,39} = 128,3$, отже $\varphi_x = 0,411$

Перевіряємо на стійкість підібраний поперечний переріз:

$\delta_x = \frac{327,35}{0,411 \cdot 34,4} = 23,2\text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c$ – умова виконується, запас міцності дорівнює приблизно $\sim 1,5\%$.

2. Розкіс «2-3»

$N_{2-3} = 231,46\text{ кН}$, розрахункові довжини стрижня становлять $l_x = 435,0\text{ см}$, $l_y = 435,0\text{ см}$,

$$\delta = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \gamma_c, \text{ де } \gamma_c = 1 - \text{коефіцієнт умов роботи}$$

Площа поперечного перерізу стрижня:

$$A_{\text{потр}} = \frac{N}{R_y \gamma_c} = \frac{231,46}{23,5 \cdot 1} = 9,85\text{ см}^2$$

Площа перерізу кутика $A_L = 4,92\text{ см}^2$;

Приймаємо $2\ L\ 70 \times 5$; $A_{2L} = 6,86 \cdot 2 = 13,72\text{ см}^2$;

Радіуси інерцій відповідно: $i_x = 2,16\text{ см}$, $i_y = 3,23\text{ см}$;

Гнучкості: $\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{435,0}{2,16} = 201,4$; $\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{435,0}{3,23} = 134,7$.

Напруження перерізу стрижня:

$\delta_x = \frac{231,46}{13,72} = 16,8\text{ кН/см}^2 > R_y / \gamma_c = 23,5\text{ кН/см}^2$ – умова виконується.

3. Розкіс «4-5»

$N_{4-5} = -138,88\text{ кН}$, розрахункові довжини стрижня: $l_x = 348,0\text{ см}$, $l_y = 435,0\text{ см}$,

$$\delta = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_y \gamma_c, \text{ де } \gamma_c = 0,8 - \text{коефіцієнт умов роботи}$$

φ – коефіцієнт повздовжнього згину, попередньо приймаємо $\varphi = 0,4$.

Площа поперечного перерізу стрижня:

$$A_{\text{потр}} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \gamma_c} = \frac{-138,88}{0,4 \cdot 23,5 \cdot 1} = 18,5\text{ см}^2.$$

Площа перерізу кутика $A_L = 9,23\text{ см}^2$;

Приймаємо $2\ L80 \times 6$; $A_{2L} = 9,38 \cdot 2 = 18,76\text{ см}^2$;

Радіуси інерцій: $i_x = 2,47\text{ см}$, $i_y = 3,65\text{ см}$;

Гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{348,0}{2,47} = 140,9 \Rightarrow \varphi_x = 0,323; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{435,0}{3,65} = 119,2.$$

Перевірка стійкості підбраного перерізу в площині ферми:

$$\delta = \frac{N}{\phi \cdot R_y \gamma_c} \leq R_y \gamma_c;$$

$$\delta_x = \frac{138,88}{18,76 \cdot 0,323} = 22,7 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23,5 \text{ кН/см}^2 - \text{умова виконується.}$$

Аналогічно виконується підбір для розкосів 2-3 розтяг, $N=+231,46$ кН, 4-5 стиск, $-138,88$ кН, 5-6 розтяг $+63,93$ кН. Для розтягнутих стрижнів переріз підбирається з умови міцності $A_{\text{потр}}=N/R_y$. Для знакозмінних переріз приймають за більшим за модулем зусилля, зазвичай стиск, з урахуванням стійкості та граничної гнучкості.

2.2.10 Розрахунок підкранової балки

Розрахунок зусиль

Вихідні дані

- Проліт підкранової балки – $L=12,0 \text{ м}=1200 \text{ см}$.
- Проліт будівлі – $24,0 \text{ м}$.
- Кран мостовий, основний вантажопідйомністю $Q=50 \text{ т}$ та допоміжний 10 т .
- Режим роботи – середній.
- Максимальний тиск колеса крана – $F_{\text{max}}=470,0 \text{ кН}$.
- Вага крана – $G_{\text{кр}}=66,5 \text{ т}$; маса, переводиться в силу $66,5 \cdot 9,81 \approx 652 \text{ кН}$.
- Вага візка – $G_{\text{в}}=18,0 \text{ т}$ ($\approx 176,6 \text{ кН}$).

Проектуємо підкранову балку на дію двох кранів, розташованих максимально близько один до одного. Відстань між колесами одного крана $6760 \text{ мм}=6,76 \text{ м}$; між зближеними колесами різних кранів $1500 \text{ мм}=1,5 \text{ м}$. На балку довжиною 12 м одночасно можуть стати три колеса (рис. 2.17).

Приймаємо так схему: ліве колесо першого крана в крайньому лівому положенні, потім друге колесо того ж крана, потім ближнє колесо другого крана.

Позначимо координати від лівого кінця балки:

- Колесо 1 край ліве – $x_1=0$
- Колесо 2 друге від лівого – на відстані $x_2=5250 \text{ мм}=5,25 \text{ м}$.
- Колесо 3 ближнє колесо другого крана – на відстані $5250+1500=6760 \text{ мм}=6,76 \text{ м}$.

Підкранові конструкції проектуються на два крани, які розташовані максимально близько один до одного (рис. 2.16). На підкрановій балці може бути розміщено лише три колеса.. Відстань між крайніми колесами

$$a = 2 \times 6760 - 1500 = 12020 \text{ мм} > 12000 \text{ мм}.$$

Положення рівнодійної сили F :

$$\Sigma F_i \cdot x_i = F_1 \cdot x_1 + F_2 \cdot x_2 + F_3 \cdot x_3 = 3 F \cdot x_c.$$

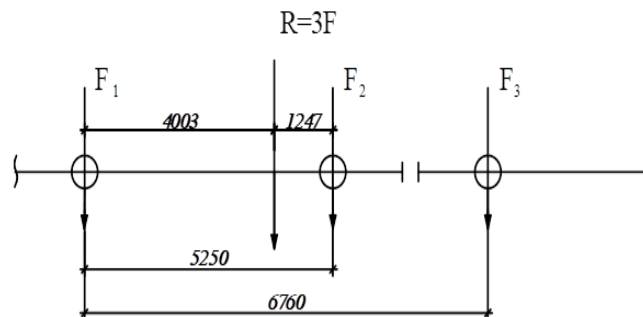


Рисунок 2.17 – Розташування кранів

Звідси положення рівнодійної трьох однакових сил

$$X_c = \frac{F_1 \cdot 6760 + F_2 \cdot 5250 + F_3 \cdot 0}{3F_i} = \frac{F_i(6760 + 5250)}{3F_i} = 4003 \text{ мм}.$$

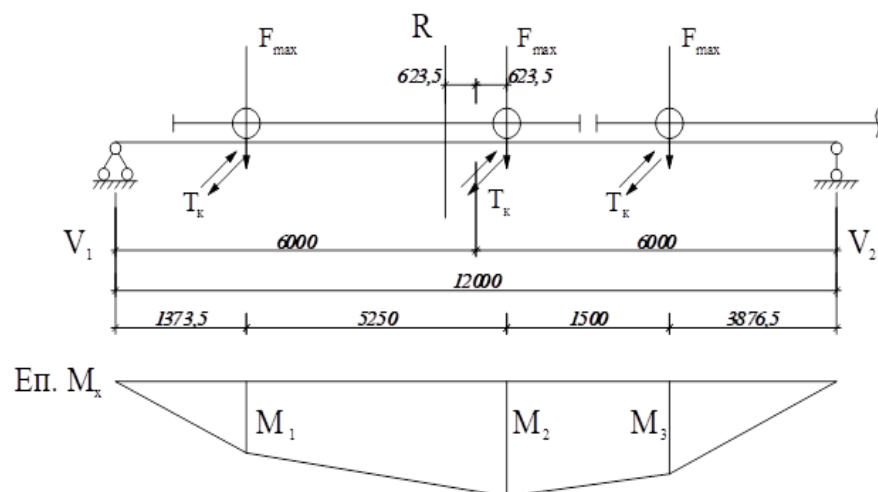


Рисунок 2.17 – Розташування коліс мостових кранів при визначенні моментів

Реакція

$$V_1 = \frac{F_{\max} \cdot 10,6265 + F_{\max} \cdot 5,376 + F_{\max} \cdot 3,8765}{12,000} = \frac{19,879 F_{\max}}{12,000} = 1,66 F_{\max} = 1,66 \cdot 470 = 778,6 \text{ кН}$$

$$M_1 = V_1 \cdot 1,3735 = 778,6 \cdot 1,3735 = 1069,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Реакція $V_2 = 3 \cdot F_{\max} - 778,6 = 3 \cdot 470 - 778,6 = 631,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Момент: $M_2 = V_2 \cdot 6,6235 - F_{\max} \cdot 5,25 = 778,6 \cdot 6,6235 - 470 \cdot 5,25 =$
 $= 5157 - 2467,5 = 2689,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Момент: $M_3 = V_2 \cdot 3,8765 = 631,4 \cdot 3,8765 = 2448,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Отже максимальний момент є $M_2 = 268950,0 \text{ кН} \cdot \text{см}.$

Розрахунковий момент підкранових конструкцій з врахуванням власної ваги

$$M_{\max} = M_2 \cdot \gamma_f \cdot k \cdot \varphi = 268950 \cdot 1.1 \cdot 0.85 = 251468 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Розрахунковий максимальний момент підкранових конструкцій з врахуванням власної ваги

$$M_{\max.p} = M_{\max} \cdot \alpha = 251468 \cdot 1,05 = 265041 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Горизонтальна гальмівна сила:

$$T_k = \frac{(Q + G_B) \cdot 9,86}{20 \cdot h_0} = \frac{(50,0 + 18,0) \cdot 9,86}{20 \cdot 2} = 16,8 \text{ кН}.$$

Розрахунковий горизонтальний момент

$$M_y = \frac{T_k}{P_{\max}} \cdot M_{\max} = \frac{16,8}{470} \cdot 251468 = 8989 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Максимальна поперечна сила на опорі виникає, коли одне колесо стоїть безпосередньо біля опори.

Розташування: перше колесо на відстані мінімально можливій $a_{\min} \approx 0$. Максимальна поперечна вертикальна сила визначається при відповідному розташуванні кранів, як проілюстровано на рис. 2.18:

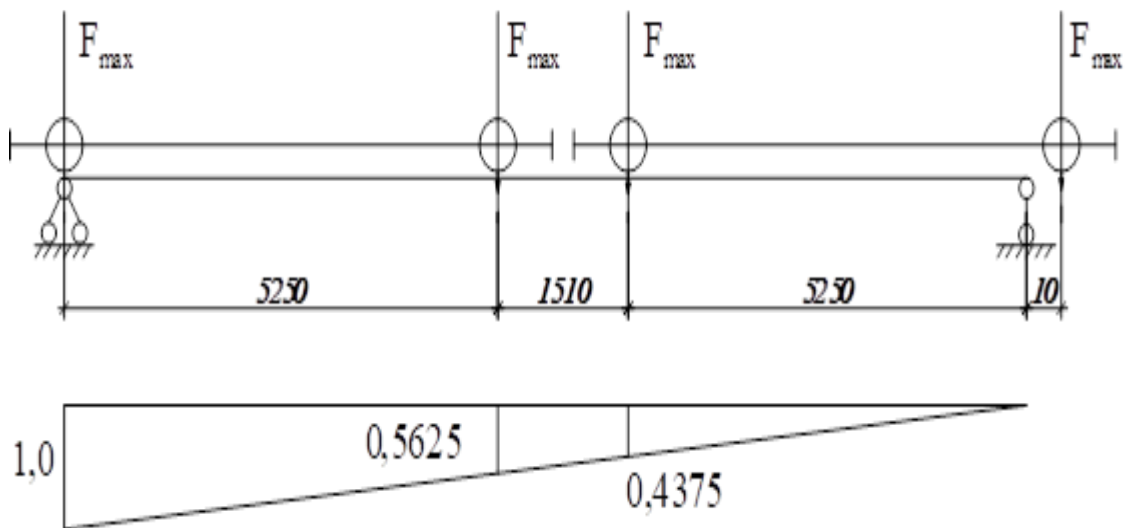


Рисунок 2.18 – Розташування коліс мостових кранів при визначенні максимальної поперечної сили

Максимальна розрахункова сила тиску колеса

$$F_{\max,p} = F_{\max} \cdot \gamma_f \cdot k \cdot \varphi \cdot \alpha = 470 \cdot 1.1 \cdot 1 \cdot 0.85 \cdot 1.05 = 461,4 \text{ КН.}$$

Максимальна розрахункова поперечна сила

$$Q_{\max} = F_{\max,p} \cdot \Sigma \gamma_i = 461,4(1 + 0,5625 + 0,4375) = 922,8 \text{ кН.}$$

Для розрахунку балки приймаємо підсумкові зусилля

Параметр	Позначення	Значення
Вертикальний момент (розрахунковий)	M_x	264200 кН·см
Горизонтальний момент	M_y	8990 кН·см
Максимальна поперечна сила	$Q_{\max}$	878,9 кН (≈ 880 кН)

Підбір поперечного перерізу балки

Проектується зварна підкранова балка симетричного двотаврового перерізу з приєднаною гальмівною балкою. Гальмівна балка виконується з рифленого листа товщиною 6 мм, а обв'язувальна балка по колонах виконується зі швелера №36 (рис. 2.19).

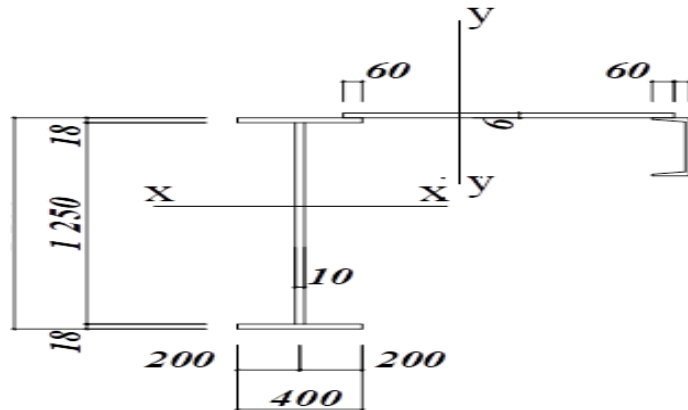


Рисунок 2.19 – Геометричні розміри підкранової та гальмівної балки

Матеріали та розрахункові опори

- Для основної балки – сталь С255 (ВСт3сп5);
при товщині прокату 10...20 мм: $R_y=240 \text{ МПа}=24,0 \text{ кН/см}^2$;
при товщині 21...40 мм: $R_y=230 \text{ МПа}=23,0 \text{ кН/см}^2$.
- Для гальмівної балки та швелера аналогічно.
- Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c=1$.

Відповідно до ДСТУ Б В.1.2-3:2006 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування»[22]. Визначення граничного прогину для підкранових балок з урахуванням середнього режиму 1К-6К прогин $[f]=1/400$,

$$[f] = \frac{1200,0}{400,0} = 3,0 \text{ см.}$$

Висота балки з умов жорсткості по наближеній формулі для суцільних зварних балок:

$$h_{\text{ж}} = \frac{R_y \cdot L^2}{10^5 \cdot [f]} = \frac{23,0 \cdot 1200,0 \cdot 1200,0}{100000 \cdot 3,0} \cdot 0,8 = 88,32 \text{ см}$$

Приймаємо $h_{ж} = 90,0$ см.

Товщина стінки по емпіричній формулі для підкранових балок становить

$$t_{ст} = 7 + 3 \cdot h_{ж} = 7 + 3 \cdot 0,9 = 9,7 \text{ мм.}$$

Приймаємо $t_{ст} = 1,0$ см = 10 мм.

Потрібний момент опору балки

$$W_{пт} = \frac{M_x}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{264041,0}{23,0 \cdot 1} = 11480,0 \text{ см}^3.$$

Оптимальна висота балки

$$h_o = 1,2 \cdot \sqrt{\frac{W_{пт}}{t_{ст}}} = 1,2 \cdot \sqrt{\frac{11480,0}{1}} = 128,6 \text{ см.}$$

Оскільки оптимальна висота більша за висоту з умови жорсткості $128,6 > 90$, остаточно приймаємо більшу висоту з конструктивних міркувань.

Конструюємо стінку наступних розмірів: висота стінки $h_{ст} = 1250$ мм, товщина стінки $t_{ст} = 10$ мм.

Ширина та товщина поличок:

$$b_{п} = \frac{h_{ст}}{3} = \frac{1250}{3} = 416,7 \text{ мм.}$$

Приймаємо $b_{п} = 40,0$ см = 400 мм.

Товщина полиці визначається з необхідного моменту інерції перерізу

$$t_{п} = \frac{I_{п}}{2 \cdot b_{п} \cdot y^2} = \frac{583440}{2 \cdot 40,0 \cdot 64^2} = 1,745 \text{ см.}$$

Приймаємо товщину $t_{п} = 1,8$ см = 18 мм.

Фактична висота балки

$$h = 125 + 2 \cdot 1,8 = 128,6 \text{ см.}$$

Перевірка міцності основного перерізу без гальмівної балки.

Обчислюємо фактичний момент інерції та момент опору

$$I_n = I_{nm} - I_{cm}; I_{nm} = W_{nm} \cdot \frac{h_g}{2} = 11400 \cdot \frac{130}{2} = 746200 \text{ см}^2; I_{cm} = \frac{t_{cm} \cdot h_{cm}^3}{12} = \frac{1 \cdot 125^3}{12} = 162760 \text{ см}^4$$

$$I_n = 746200 - 162760 = 583440 \text{ см}^4.$$

Перевіряємо міцність балки

$$I_x = \frac{t_{cm} \cdot h_{cm}^3}{12} + 2 \cdot b_n \cdot t_n \cdot \left(\frac{h_{cm}}{2} + \frac{t_n}{2} \right)^2 = \frac{1 \cdot 125^3}{12} + 2 \cdot 40 \cdot 1.8 \cdot \left(\frac{125}{2} + \frac{1.8}{2} \right)^2 = 741577 \text{ см}^4$$

$$W_x = \frac{2 \cdot I_x}{h} = \frac{2 \cdot 741577}{128.6} = 11533 \text{ см}^3.$$

Обчислюємо момент інерції гальмівної системи, виходячи з того, що лише верхня полиця, гальмівний міст і швелер сприймають гальмівне зусилля.

Гальмівна система складається з

- верхньої полиці балки 40×1,8 см;
- гальмівного рифленого листа товщиною 6 мм, шириною ≈ 107 см – відстань від полиці до швелера;
- швелера №36, площа перерізу $A_{шв}=40,5 \text{ см}^2$, власний момент інерції нехтуємо, але положення центра ваги враховуємо.

Геометричні характеристики представлені на рис. 2.20:

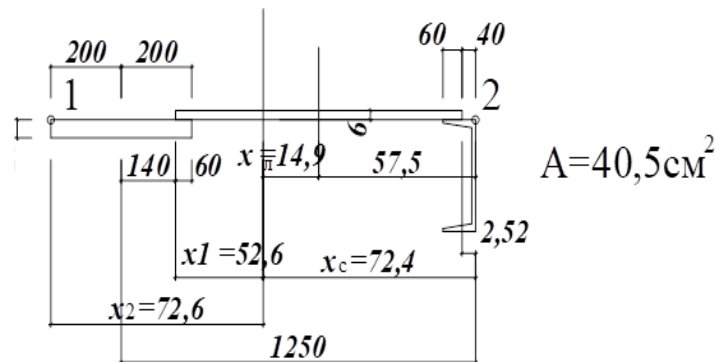


Рисунок 2.20 – Визначення моменту інерції гальмівної системи

Обчислення положення центра ваги системи, вісь x – горизонтальна, відлік від лівої грані верхньої полиці

$$X_c = \frac{1,8 \cdot 40,0 \cdot 125,0 + 107,0 \cdot 0,6 \cdot 57,5 + 40,5 \cdot 2,52}{1,8 \cdot 40,0 + 40,5 + 107 \cdot 0,6} =$$

$$= \frac{9000 + 3692 + 102}{72 + 64,2 + 40,5} = 72,41 \text{ см.}$$

Момент інерції відносно вертикальної осі I_y :

$$\begin{aligned} I_y &= \frac{t_{г.н.} \cdot b_{г.н.}^3}{12} + \frac{t_z \cdot b_z^3}{12} + t_{г.н.} \cdot b_{г.н.} \cdot x_1^2 + t_z \cdot b_z \cdot y_1^2 + A_l \cdot z_0^2 = \\ &= \frac{1,8 \cdot 40,0^3}{12} + \frac{0,6 \cdot 107,0^3}{12} + 1,8 \cdot 40,0 \cdot 52,6^2 + 0,6 \cdot 107,0 \cdot 14,9^2 + 40,5 \cdot \\ &2,52^2 = 9600 + 61252 + 199207 + 14253 + 257 = 284569,0 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Моменти опору гальмівної системи:

- Момент опору точки 1: $W_{y1} = \frac{I_y}{x_2} = \frac{284269,0}{72,6} = 3915,6 \text{ см}^3$.
- Момент опору точки 2: $W_{y2} = \frac{I_y}{x_c} = \frac{284269,0}{72,41} = 3929,4 \text{ см}^3$.

Перевірка напружень:

– Напруження в точці 1 враховується вертикальний і горизонтальний моменти

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_{y1}} = \frac{264041,0}{11533,0} + \frac{8989,0}{3915,6} = \\ &= 22,9 + 2,3 = 25,20 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > 24,0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}. \end{aligned}$$

Розрахунковий опір для верхньої полиці товщиною 18 мм – сталь С255, для товщини 10...20 мм $R_y=24,0 \text{ кН/см}^2$.

Напруження $25,2 > 24,0$. Перенапруження в %: $\sigma = \frac{25,2-24}{24} \cdot 100 = 5\%$,

що допускається нормами.

- Напруження в точці 2 швелер, тільки горизонтальний момент:

$$\sigma_2 = \frac{M_y}{W_{y2}} = \frac{8989,0}{3926,4} = 2,3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 24,0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

- Напруження в нижньому поясі:

$$\sigma_{н.п.} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{264041,0}{11533,0} = 22,9 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 24,0 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Перевірка дотичних напружень у стінці:

- Максимальне напруження у стінці балки

$$\tau = \frac{3 \cdot Q_{\max}}{2 \cdot h_{\text{см}} \cdot t_{\text{см}}} = \frac{3 \cdot 922,8}{2 \cdot 125 \cdot 1} = 11,1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 0,58 \cdot 24 = 13,92 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Прогин балки. Нормативний момент

$$M^H = M_x \cdot K_{\Pi} = 264041,0 \cdot 0,8 = 211232,8 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

$$f = \frac{M^H \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot I_2} = \frac{211232,8 \cdot 1200 \cdot 1200}{10 \cdot 21000 \cdot 741577} = 1,95 \text{ см} < 3 \text{ см.}$$

Підібраний переріз підкранової балки з висотою стінки 1250 мм, товщиною стінки 10 мм, полиці 400×18 мм, гальмівна балка з листа 6 мм і швелера №36 забезпечує міцність за нормальними напруженнями з допустимим 5% перенапруженням у верхній точці; міцність за дотичними напруженнями; жорсткість, прогин у межах норми, попередньо забезпечено висотою.

2.2.11 Висновки

Усі прийняті конструктивні рішення та підібрані перерізи відповідають вимогам чинних ДБН ДСТУ.

Виконано верифікацію зусиль у стрижнях ферми методом Максвелла–Кремону та чисельним моделюванням у SCAD. Розбіжність не перевищує 3 %, що підтверджує коректність ручних обчислень.

Для більшості елементів ферми та підкранової балки запаси міцності становлять від 1,5 % до 4,6 %, що гарантує надійну роботу конструкції при експлуатаційних навантаженнях. Допустиме перенапруження 5 % у верхній точці гальмівної балки знаходиться в межах норм для тимчасових навантажень.

Підібрані перерізи як то кутики, листові елементи, швелери забезпечують раціональну витрату металу, фактична площа перерізу перевищує потрібну не більше ніж на 10...15 % для більшості стрижнів.

Конструкції ферми з парних кутиків на фасонках та підкранової балки, що є зварна з гальмівним листом, технологічні у виготовленні та дозволяють виготовляти їх окремими відправними марками, що спрощує транспортування та монтаж на будівельному майданчику, економічні за витратою металу.

Запроектовані конструкції як то кроквяна ферма, підкранова балка, база колони забезпечують несучу здатність, просторову жорсткість та безпечну експлуатацію будівлі при заданих навантаженнях протягом усього терміну служби.

РОЗДІЛ 3

ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

Реконструкція цеху повинна здійснюватися на основі попередньо розроблених рішень по організації будівництва і технології виконання робіт згідно з вимогами ДБН А.3.1-5-2016 «Організація будівельного виробництва»[22].

3.1 Загальне рішення поточного методу організації зведення об'єкта

Реконструкцію цеху з габаритами в осях 24,0×48,0 м організують за потоковим методом. Будівлю поділяють на дві рівні за трудомісткістю захватки по 24 м по довжині. Роботи виконують у 2 зміни за принципом «зміна - захватка - професія». За кожною бригадою закріплюють свою захватку, що забезпечує циклічність та ритмічність.

Реконструкцію виконують без зупинки основного виробництва або з частковим зупиненням за завданням.

Монтажні роботи безперервно поєднують із загальнобудівельними. На ведучій захватці монтують каркас, на другій паралельно ведуть кладку, монтаж огорожень або підготовку до здачі ділянки під монтаж обладнання. На окремих ділянках роботи суміщають у часі, наприклад, зворотне засипання пазух і підготовка під підлоги ведуться паралельно з монтажем колон на іншій ділянці.

3.2 Земляні роботи

Через обмежені умови промислового майданчика розробку ґрунту під нові фундаменти виконують окремими прямками без суцільної траншеї. Рослинний шар 0,2–0,3 м знімають бульдозером ДЗ-42 та складують для благоустрою.

Розробка ґрунту виконується екскаватором «зворотна лопата» ЕО-3322 з місткістю ковша 0,4 м³. Ґрунт частково використовують для зворотного засипання, надлишок вивозять автосамоскидами.

Зворотне засипання пазух проводиться після влаштування фундаментів, пошарово 0,2 м з ущільненням ручними трамбівками в місцях, недоступних для

механізмів та бульдозером на відкритих ділянках. Коефіцієнт ущільнення станове не менше 0,95. Характеристики земляних робіт зведемо в табл 3.1

Таблиця 3.1 – Земляні роботи. Обсяги на одну захватку

Найменування	Об'єм, м³	Засіб механізації
Зняття рослинного шару	180	Бульдозер ДЗ-42
Розробка ґрунту під фундаменти	340	Екскаватор ЕО-3322
Зворотне засипання	280	Бульдозер + трамбівки

3.3Монтаж конструкцій каркасу

Монтаж цеху виконують із заводських конструкцій максимальної готовності, що зменшує обсяг робіт на майданчику. Елементи монтують у визначеній послідовності, забезпечуючи передачу секцій для подальших робіт. Процеси монтажу, загальнобудівельних робіт і встановлення обладнання поєднують для скорочення термінів. Застосовують відкритий метод: спочатку зводять підземну частину – фундаменти, комунікації, основу підлоги. Після завершення підземного циклу поверхню вирівнюють і вкривають шлаком або гравієм 20–30 см. Потім зводять наземну, що включає обладнання, трубопроводи та оздоблення.

Конструкції, що надходять частинами, укрупнюють у блоки з урахуванням вантажопідйомності кранів, за потреби тимчасово підсилюють. Монтаж ведуть із транспортних засобів або з проміжного складування. Спочатку створюють стійкий опорний блок, до якого приєднують наступні елементи. Роботи виконують комплексні бригади. Переважно використовують безвивірковий метод монтажу, який підвищує продуктивність до 12%, знижує трудомісткість монтажу колон на 30%, підкранових балок – на 45%. Обов'язкове дотримання вимог охорони праці, безпеки, санітарії та пожежної безпеки.

3.3.1 Підготовчі роботи

До початку монтажу перевіряють геодезичну розбивку осей будівлі згідно з ДБН В.2.1-10:2018; готовність фундаментів, відхилення опорних поверхонь не повинно бути більше ± 5 мм; наявність анкерних болтів та їх захист різьби.

Усі металоконструкції: колони, підкранові балки довжиною 12 м, ферми прольотом 24 м, профнастил, зв'язки доставляють у зону монтажу без проміжного складу «з коліс». Розвантаження та попереднє укрупнення ферм виконують кранами СКГ-63/100 та МКГ-40.

3.3.2. Вибір та розрахунок параметрів монтажних кранів

Для монтажу конструкцій використовують два гусеничні крани:

1.Кран №1 важкий СКГ-63/100 – для монтажу колон , маса до 5 т, підкранових балок до 4 т, зв'язків та фахверкових колон до 2 т.

2.Кран №2 легший МКГ-40 – для монтажу крокв'яних ферм до 2 т, прогонів до 1,4 т)та карт профнастилу до 0,6 т.

Розрахункові параметри кранів наведено в таблиці 3.1. Вантажні та підйомні характеристики наведено на рис. 3.1.

Таблиця 3.1 – Параметри монтажних кранів

Найменування	Параметр	Кран №1 (СКГ-63/100)	Кран №2 (МКГ-40)
Вантажопідйомність	при $l_{\max}$, т	7,4	2,5
Виліт стріли	$L_{\max}$, м	21	25
Висота підйому гака	при $L_{\max}$, м	24,1	27
Довжина стріли	м	25,74 (основна)	30,8 + гусак 6 м
Використання	—	колони, балки, зв'язки	ферми, прогони, настил

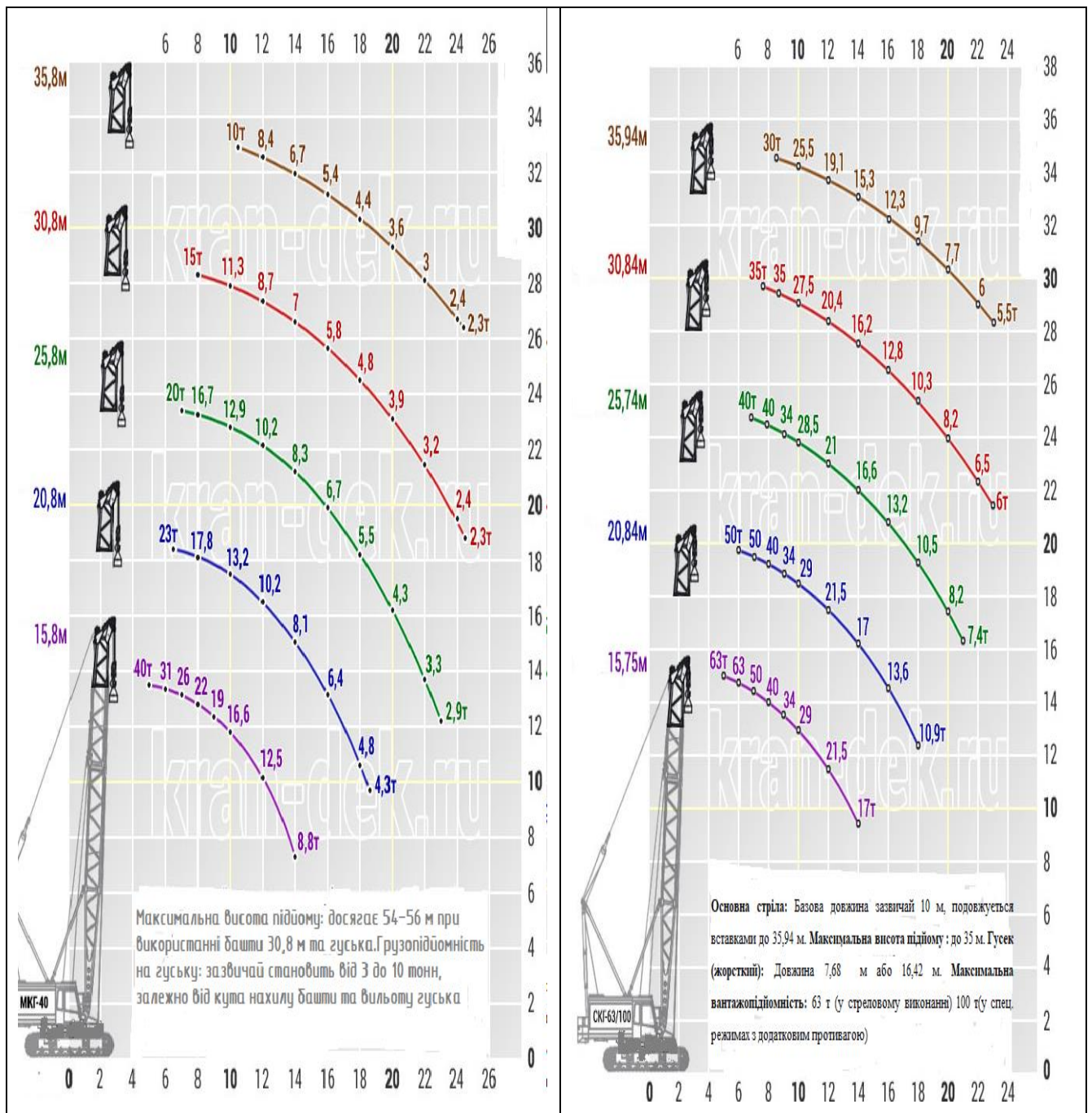


Рисунок 3.1 – Вантажні та підйомні характеристики кранів

Вибір кранів виконано відповідно до ДБН В.2.6-198:2014 [19], що поширюються на сталеві конструкції, що зводяться та реконструюються; ДСТУ EN 1090-2:2018 [23], що регламентує вимоги до монтажу металоконструкцій; вимоги безпеки при роботі кранів згідно з НПАОП 0.00-1.80-18 [24].

3.3.3 Монтаж сталевих колон

Висота колон до низу ферми становить 19,2 м, до підкранової консолі становить 14,0 м. Колони монтують краном СКГ-63/100 з довжиною стріли 25,74 м.

Технологічна послідовність наступна

1. На опорну плиту фундаменту, яка є виставленою за нівеліром на проектну відмітку, наносять осьові риси.
2. Колону стропують двогілковим стропом з дистанційним керуванням за верхню частину.
3. Підйом способом «поворот», коли низ ковзає по ґрунту. Кут підйому стріли змінюють плавно.
4. Наведення на анкерні болти по рисках, без додаткової вивірки.
5. Тимчасове закріплення двома розчалками за монтажні петлі.
6. Вивірка вертикальності теодолітом – допуск ± 5 мм на всю висоту.
7. Остаточне затягування гайок динамометричним ключем, момент затягування за розрахунком.
8. Заливка стакана дрібнозернистим бетоном.

Важливо перевірити контрольний параметр, що відхилення осі колони від розбивочної осі станове не більше ± 8 мм згідно з ДБН В.2.6-198:2014, табл. 4[19].

3.3.4 Монтаж підкранових балок $l=12$ м, $m=4$ т

Підкранова балка сталева, суцільно стінна, довжиною 12 м, маса до 4 т. Монтаж ведуть краном СКГ-63/100.

1. Перед монтажем на консолі колони встановлюють опорні сталеві пластини-підкладки, при цьому товщину визначають нівелюванням.
2. Балку стропують за дві точки, піднімають та орієнтують за рисками.
3. Вивірка положення виконується наступним чином: по осі вивірка теодолітом, допуск ± 5 мм, по висоті – нівеліром, допуск ± 10 мм на всю довжину шляху крана.
4. Після вивірки балки кріплять до колон на болтах та приварюють «на монтаж», катет 6 мм, довжина 50 мм через 1 м.

Особливість реконструкції є те, що нові підкранові балки повинні забезпечувати роботу мостового крана $Q=50/10$ т.

Перевіряють відповідність ДСТУ EN 1993-6:2015 «Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 6. Підкранові конструкції (EN1993-6:2007, IDT)»[25].

3.3.5 Монтаж ферм покриття L=24 м, m=2 т

Ферми кроквяні мають такі характеристики: прольот 24 м, маса до 2 т. Укрупнення двох напівферм виконують на кондукторі в горизонтальному положенні, потім кантують. Монтажний кран МКГ-40 з довжиною стріли 30,8 м + гусак 6 м.

Технологія та послідовність дій наступна:

- 1.Стропування здійснюється траверсою з чотирма гілками за вузли верхнього поясу.
- 2.Підйом на висоту 20,5 м $> 19,2 + 0,5$ м, наведення на опорні вузли колон.
- 3.Вивірка вертикальності ферми, так званих висок, при цьому допуск ± 10 мм.
- 4.Першу ферму фіксують чотирма тимчасовими розчалками до анкерів за межами будівлі.
- 5.Другу ферму з'єднують з першою горизонтальними зв'язками та прогонами, виконуючи створення «жорсткого диска» одразу після встановлення.
- 6.Розстроповка проводиться після повного закріплення всіх зв'язків у першій панелі.

3.3.6 Влаштування покриття з профільованого настилу

Покриття є сталевий профільований настил, карти 3×12 м, по прогонах. Ухил 1,5 % створюють зміною висоти колон або за допомогою ферм з різною висотою опорних вузлів.

Монтаж настилу наступний:

- 1.Листи подають краном МКГ-40, укладають починаючи від торцевої стіни.
- 2.Повздовжній нахльст станове 200 мм, поперечний – на одну хвилю.
- 3.Кріплення самонарізами таким чином, що 10 шт./м² розташовуються на крайніх хвилях, 5 шт./м² - на проміжних згідно з ДБН В.2.6-220:2017 [26].
- 4.Після монтажу настилу влаштовують пароізоляцію за допомогою поліетиленової плівки, утеплення забезпечують жорсткі плити ППУ товщиною 50 мм та гідроізоляцію забезпечує наплавляє мий руберойд.

3.4. Монолітні бетонні роботи

1. Опалубка представляє собою інвентарну щитову із сталевих щитів, з'єднаних замками, встановлення на штирях по вісках з кріпленням до ґрунту підкосами.

2. Бетонна суміш класу В15 (М200) використовується для фундаментів, В7,5 (М100) використовується для нижнього шару підлоги, В25 (М350) – для верхнього шару підлоги.

3. Подача та ущільнення проводиться за допомогою автобетонозмішувачів ємністю до 4 м³, автокранами у баддях, глибинним вібратором із заглибленням у попередній шар на 5-10 см.

4. Контроль міцності здійснюється за ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [27].

3.5 Будівельний генеральний план

Будгенплан розроблений згідно з вимогами ДСТУ 9258:2023 «Настанова з організації виконання будівельних робіт» (пункт 8.4)[28] та ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» [29]. Ці нормативні документи визначають загальні принципи планування будівельних майданчиків, розміщення тимчасових споруд, складських зон, шляхів транспорту, а також вимоги до безпеки праці та охорони навколишнього середовища під час виконання робіт.

Під час проектування враховано умови реконструкції на території діючого підприємства в м. Полтава, тому необхідно враховувати обмежену площу, необхідність підтримки виробничого процесу, наявність існуючих інженерних мереж та під'їзних шляхів.

Зокрема, будівельний майданчик розташовується в безпосередній близькості до діючих цехів, що вимагає додаткових заходів з організації безпечних зон, розмежування транспортних потоків та захисту працівників підприємства від впливу будівельних процесів. Крім того, через стисненість території максимально використовується постачання конструкцій «з коліс», а для великогабаритних елементів передбачаються спеціальні майданчики тимчасового складування та укрупнювального збирання. Інженерні комунікації, що потрапляють у зону

реконструкції, виносяться або захищаються відповідно до погодженого з експлуатаційними службами порядку. Основні рішення будгенплану реконструкції цеху у м. Полтава зведені в табл. 3.2.

Таблиця 3.2. Будгенплан

Елемент	Рішення
Тимчасові дороги	Використовують існуючу асфальтобетонну дорогу. Ширина проїзду – 6,0 м, радіус заокруглення – 9 м. Схема руху включає: головний в'їзд на майданчик з боку існуючої автодороги; кільцевий маршрут навколо майданчика; тупикові заїзди до місць розвантаження біля кранів; пішохідні доріжки шириною 1,2 м з твердим покриттям.
Монтажні крани	СКГ-63/100 та МКГ-40 розташовані з поздовжньої сторони будівлі, відстань від осі руху крана до стіни – 2,5 м. Небезпечні зони роботи кранів обмежені сигнальною стрічкою або переносними огороженнями.
Склади	Відкритий майданчик для металоконструкцій розміром 18×12 м. Закритий склад паливно-мастильних матеріалів – 6×4 м. Протипожежні вимоги до складів: проходи між штабелями не менше 1 м; відстань від складів до будівлі, що будується – не менше 10 м; забезпечення первинними засобами пожежогасіння, такими як вогнегасники, ящики з піском).
Побутові приміщення	Вагончики для 38 робітників – 2 шт., ІТП – 1 шт. Мешкати у тимчасових санітарно-побутових приміщеннях на території будівельних майданчиків заборонено. Санвузол біо-туалетний.
Водопостачання	Тимчасова вставка в існуючу мережу діаметром 50 мм. Пожежні гідранти через 100 м.
Електропостачання	Від ТП заводу 400 Кв А через інвентарний РЩ. Освітлення – прожектори ПЗС-45 (6 шт.) на щоглах висотою 8 м. Охват вся територія, особливо зони роботи кранів.
Охорона праці	Організація зони монтажу, обмеження доступу сторонніх, сигнальне огороження. Радіозв'язок між кранами, диспетчерською та робочими бригадами.
Огородження та небезпечні зони	Будівельний майданчик огорожений по периметру інвентарною панельною огорожею висотою 2,0 м.

3.6 Календарний графік та трудомісткість

При розробці календарного плану для реконструкції промислової будівлі основними документами є ДБН А.3.1-5:2016 [30] для вимог до організації будівництва та збірники Ресурсних елементних кошторисних норм (РЕКН), які містять нормативні витрати праці на всі види робіт.

Методика розрахунку

Тривалість кожного виду робіт t , дні визначається за формулою

$$t = Q / (n * S),$$

де Q – загальна трудомісткість робіт люд.-год, отримана шляхом підсумовування витрат за відповідними нормами РЕКН для кожного технологічного процесу з урахуванням коефіцієнта на реконструкцію $K=1,15$;

n – кількість робітників у бригаді, виходячи з фронту робіт та технологічних вимог;

S – кількість змін, $S=2$ для робіт, що виконуються у дві зміни.

Вихідні дані для розрахунку:

- загальна трудомісткість за кошторисом 25 009 люд.-год;
- робота ведеться в 2 зміни крім окремих видів робіт, як зазначено в таблиці, відповідно до ДБН А.3.1-5:2016 [30];
- коефіцієнт нерівномірності руху робочої сили – 1,1;
- резерв часу – 5 % від загальної тривалості;
- щомісячний фонд робочого часу – 167 год при 40-годинному робочому тижні.

Розраховано. Загальна тривалість реконструкції 139 днів. Трудомісткість станове 27 328 люд.-год. Максимальна чисельність робітників у зміну є 19 чол. при роботі в 2 зміни, що відповідає нормам ДБН та забезпечує рівномірне завантаження з коефіцієнтом 1,1.

Календарний графік та трудомісткість робіт представлено у табл. 3.3. До загальної трудомісткості включено коефіцієнт на реконструкцію $K=1,15$, тому підсумок скориговано.

Таблиця. 3.3. Календарний графік та трудомісткість робіт

№	Найменування робіт	Трудомісткість, люд.-год	Кількість робітників,	Змінність	Тривалість, дні
1	Підготовчі роботи: геодезична розбивка осей, демонтаж старих конструкцій, очищення поверхонь	1 120	4	2	9
2	Земляні роботи: механізована розробка ґрунту (екскаватор), планування, зворотне засипання	2 240	5	2	14
3	Влаштування монолітних фундаментів: армування, опалубка, бетонування (В15), догляд	3 360	6	2	17
4	Улаштування підготовки під підлоги: щебенева основа, ущільнення	1 008	4	1	16
5	Монтаж металевих конструкцій (колони, підкранові балки, зв'язки)	4 480	6	2	23
6	Укрупнювальне збирання ферм, монтаж ферм, прогонів	3 360	5	2	20
7	Влаштування покриття з профільованого настилу	2 240	4	2	17
8	Покрівельні роботи: пароізоляція, утеплення, стяжка, наплавлення гідроізоляції	2 800	5	1	35
9	Влаштування бетонних підлог: нижній шар В7,5, верхній шар В25, залізнення	2 800	5	2	17
10	Штукатурні та малярні роботи	2 240	4	1	35
11	Благоустрій території	1 680	4	2	13
Загалом		27 328			139

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Проектування та будівництво одноповерхового цеху механічного заводу у місті Полтава має здійснюватися з неухильним дотриманням вимог чинного законодавства України у сфері охорони праці. чинних в Україні вимог із охорони праці. Уже на початковій стадії розробки проєкту важливо передбачити ті законодавчі положення, які регулюють створення безпечних умов для майбутніх працівників, а також ті, що визначають стандарти безпеки під час виконання проєктувальних і будівельних робіт. Нижче наведено основні нормативні документи, що формують регуляторне поле в цій сфері.

1. Конституція України [1]. Основний Закон держави гарантує кожному громадянину право на належні, безпечні та здорові умови праці (стаття 43), соціальний захист у разі втрати працездатності (стаття 46), а також право на охорону здоров'я та медичну допомогу (стаття 49).

2. Кодекс законів про працю України [2]. Цей кодекс визначає правові засади регулювання трудових відносин, спрямовані на забезпечення продуктивної зайнятості, підвищення ефективності праці та дотримання трудової дисципліни.

3. Закон України "Про охорону праці" [3]. Закон є комплексним нормативним актом, що регулює відносини у сфері реалізації державної політики з охорони праці. Він охоплює правові, соціально-економічні, організаційно-технічні, санітарно-гігієнічні та лікувально-профілактичні заходи, спрямовані на збереження здоров'я та працездатності людини в процесі трудової діяльності.

4. Закон України "Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування" [4]. Цей закон забезпечує соціальний захист працівників, зокрема, у випадках тимчасової втрати працездатності, вагітності, пологів, а також при настанні нещасних випадків на виробництві або професійних захворювань.

Однак цими чотирма актами перелік не вичерпується. Під час реалізації проєкту в Полтаві варто зважати й на інші важливі документи – ті, що стосуються

громадського здоров'я, охорони довкілля, техногенної та пожежної безпеки, а також діяльності на об'єктах підвищеної небезпеки.

5. Закон України "Про систему громадського здоров'я" [5]. Закон визначає правові та організаційні засади функціонування системи громадського здоров'я в Україні. Його завданням є врегулювання суспільних відносин у цій сфері та забезпечення санітарно-епідемічної безпеки. Для будівництва це означає необхідність дотримання чинних санітарних норм, зокрема, щодо освітлення, вентиляції та чистоти на будівельному майданчику.

6. Закон України "Про охорону навколишнього природного середовища" [6]. Закон визначає правові та економічні засади охорони довкілля та раціонального використання природних ресурсів. Під час проектування та будівництва підприємств необхідно дотримуватися екологічних вимог, зокрема:

- контролювати та обмежувати шкідливі викиди в атмосферу;
- забезпечувати ефективну утилізацію будівельних та промислових відходів;
- впроваджувати заходи для зниження загального рівня забруднення навколишнього середовища. Зведення об'єкта має передбачати оснащення сучасними системами очищення та моніторингу викидів. Також проект вимагає обов'язкової оцінки впливу на довкілля з урахуванням стану території та можливих наслідків діяльності підприємства.

7. Закон України "Про внесення змін до деяких законодавчих актів України щодо вдосконалення державного нагляду у сфері техногенної та пожежної безпеки" [7]. Цей закон посилює контроль за пожежною та техногенною безпекою. Згідно зі статтею 20, суб'єкт господарювання, як замовник будівництва, зобов'язаний розробити інструкції з безпеки, призначити відповідальних осіб, забезпечити об'єкт первинними засобами пожежогасіння, провести навчання персоналу діям у разі надзвичайної ситуації, а також гарантувати безперешкодний доступ аварійно-рятувальних служб до об'єкта.

8. Закон України «Про об'єкти підвищеної небезпеки» [8]. Цей закон спрямований на захист населення та довкілля від наслідків аварій. Стаття 9 вимагає провести ідентифікацію: чи належить цех, який планується збудувати в

Полтаві, до категорії об'єктів підвищеної небезпеки. Якщо так, то на підставі статті 9-1 розробляється документ, що містить комплекс заходів для попередження аварійних ситуацій і зменшення їхніх наслідків. Цей документ має бути затверджений і поданий до відповідних державних органів ще до початку експлуатації об'єкта.

Урахування перелічених, а також інших спеціалізованих нормативних актів є обов'язковою умовою успішної реалізації проєкту. Дотримання всіх цих вимог сприяє формуванню безпечного середовища – як для персоналу під час будівництва й подальшої експлуатації, так і для населення. Це також дозволяє знизити ризики виникнення аварій і забезпечити захист довкілля.

Окремо слід зазначити, що воєнний стан, введений в Україні, істотно змінює підходи до регулювання трудових відносин, містобудівної діяльності та вимог до безпеки об'єктів будівництва. Тому під час реалізації проєкту в Полтаві необхідно враховувати ще один спеціальний документ.

9. Закон України «Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану» [10] (від 15.03.2022 № 2136-IX, із змінами та доповненнями, чинна редакція станом на квітень 2026 року). Цей документ встановлює особливості трудових відносин на період дії воєнного стану:

- порядок призупинення дії трудового договору;
- можливість зміни істотних умов праці без згоди працівника з обов'язковим повідомленням про це;
- особливості надання відпусток та звільнення;
- обмеження права роботодавця на звільнення окремих категорій працівників, наприклад, військовозобов'язаних.

Для будівництва цеху це означає, що доведеться ввести зміни до внутрішніх кадрових документів, правил внутрішнього трудового розпорядку, колективного договору і привести їх у відповідність до цього Закону.

4.2 Аналіз виробничих умов та потенційних ризиків на об'єкті проєктування

Об'єктом проєктування виступає одноповерховий цех механічного заводу, розташований у місті Полтава. При його будівництві необхідно забезпечити належні умови праці задля збереження здоров'я працівників та запобігання виробничому травматизму. На безпеку трудової діяльності та загальну продуктивність можуть впливати різноманітні виробничо-шкідливі фактори, які прийнято поділяти на фізичні, хімічні, біологічні та психофізіологічні.

Розглянемо детальніше негативні чинники, які найбільш ймовірно можуть виникати у процесі будівництва підприємства:

1. Фізичні чинники:

- підвищений рівень шуму, що спричиняє стомлюваність та зниження концентрації уваги персоналу;
- вібрація від роботи будівельної техніки та ручного інструменту;
- слизькість робочих поверхонь, зумовлена підвищеною вологістю або забрудненням;
- недостатня освітленість робочих місць та прохідних зон;
- пожежна небезпека, пов'язана зі зберіганням на майданчику легкозаймистих матеріалів таких, як фарби, розчинники, лаки, монтажна піна тощо.

2.Хімічні чинники полягають у виділенні шкідливих парів та пилу, які утворюються під час виконання окремих видів робіт.

3.Психофізіологічні чинники охоплюють стрес, переважно, психоемоційне напруження через високу інтенсивність робіт, постійний шум та загалом небезпечні умови праці. Це призводить до зниження реактивності, уваги й координації, що підвищує ризик отримання травм.

З огляду на викладене, на етапі планування та безпосереднього здійснення будівництва одноповерхового цеху механічного заводу у місті Полтава доцільно розробити комплексний підхід щодо мінімізації впливу небезпечних та шкідливих виробничих факторів:

1.Проект передбачає організацію належного освітлення будівельного майданчика, забезпечення ефективної роботи систем вентиляції тимчасових

приміщень, підтримування оптимального температурного режиму та врахування ергономічних аспектів всіх виробничих процесів.

2.Протягом усього періоду будівництва необхідно регулярно здійснювати вимірювання рівня шуму, якості повітря, освітленості та інших ключових показників санітарно-гігієнічного стану.

3.Для запобігання пожежам необхідно організувати безпечне зберігання легкозаймистих матеріалів суворо відповідно до чинних пожежних норм.

4.Працівникам слід видавати необхідні засоби індивідуального захисту: навушники, захисні каски, рукавички, спеціальне взуття та інші засоби залежно від конкретних умов праці.

5.Важливо гарантувати швидкий і безперешкодний доступ до медичних пунктів, засобів надання першої допомоги, аварійних виходів і санітарно-гігієнічних об'єктів.

6.Однією з основ безпеки є регулярне проведення інструктажів і навчань з охорони праці, що забезпечує обізнаність персоналу про правила безпечної поведінки на об'єкті.

7.Доцільно запроваджувати системи психологічної підтримки, організовувати відповідні тренінги та складати робочий графік з урахуванням оптимального навантаження. Це сприятиме зниженню рівня стресу та уникненню перевтоми серед працівників.

Варто звернути увагу, що чинним нормативним документом, який встановлює класифікацію умов праці, є Державні санітарні норми та правила «Гігієнічна класифікація праці за показниками шкідливості та небезпечності факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу» [10], затверджені наказом Міністерства охорони здоров'я України від 08.04.2014 № 248. Цей документ передбачає поділ умов праці на чотири класи.

1-й клас – оптимальні умови праці. Це найбільш сприятливе робоче середовище, яке забезпечує комфорт, підтримує здоров'я працівників та сприяє їхній високій працездатності. При проєктуванні підприємства необхідно забезпечити якісне природне і штучне освітлення, ефективну систему вентиляції та

стабільний температурний режим. Робочі зони слід облаштовувати з максимальною зручністю з дотриманням принципів ергономіки, що дозволяє мінімізувати фізичне навантаження на персонал. Такі умови сприяють не лише збереженню здоров'я, а й підвищенню ефективності роботи.

2-й клас – допустимі умови праці. Виробниче середовище і трудовий процес тут характеризуються рівнями факторів, що не перевищують встановлених гігієнічних нормативів. Допускаються незначні коливання температури чи освітленості, які однак не спричиняють стомлення або шкоди здоров'ю. Вплив таких факторів, як правило, нетривалий, а працівники мають змогу повноцінно відновлюватися під час регламентованих перерв або після закінчення робочої зміни.

3-й клас – шкідливі умови праці. Виникають у разі перевищення норм шкідливих факторів, що здатне негативно впливати на організм працівників. До таких факторів відносять, зокрема, підвищений шум, вібрацію, хімічні випари, пил, емоційне чи фізичне перенавантаження. Для захисту персоналу слід використовувати засоби індивідуального захисту, проводити періодичні медичні огляди, контролювати параметри мікроклімату та організовувати зручний режим праці.

4-й клас – небезпечні (екстремальні) умови праці. Рівні шкідливих виробничих факторів тут здатні викликати серйозні травми, гострі професійні ураження або незворотні зміни в організмі.

Прикладами таких ризиків у будівництві є: ненадійно закріплені конструкції, роботи на висоті без належного захисного обладнання, несправність електрообладнання чи зберігання вибухонебезпечних і токсичних речовин із порушенням правил безпеки. Створення подібних умов під час будівництва є абсолютно неприпустимим. Проєктування об'єкта має бути спрямоване на повне усунення таких факторів шляхом ретельного планування, дотримання встановлених норм та забезпечення працівників усіма необхідними засобами захисту. Усі потенційні загрози слід ідентифікувати й усунути ще до початку виконання будівельних робіт.

Враховуючи визначені заходи та специфіку самого об'єкта, умови праці на

етапі будівництва одноповерхового цеху механічного заводу у м. Полтава можна охарактеризувати як такі, що відповідають другому класу - допустимі умови.

Дотримання всіх описаних вимог дозволить сформувати безпечне й комфортне робоче середовище, зберегти здоров'я персоналу, а також підвищити продуктивність і якість виконуваних робіт.

4.3 Вивчення ризиків, зумовлених потенційними небезпеками, на об'єкті проєктування

Під час проєктування одноповерхового промислового цеху в місті Полтава одним із суттєвих ризиків для працівників є вплив шуму та вібрації. Особливо це стосується етапу риття котловану із залученням будівельної техніки. Основними джерелами тут виступають екскаватори та бульдозери, тому що саме їхня робота супроводжується високим рівнем шуму та вібрації.

Для того, щоб знизити ці несприятливі фактори, слід керуватися вимогами ДБН В.1.2-10:2021 «Основні вимоги до будівель і споруд. Захист від шуму та вібрації». Згідно з ДСТУ 2867-94 «Шум. Методи оцінювання виробничого шумового навантаження», допустимий рівень шуму не має перевищувати 80 дБ. Якщо ж вимірювання показують перевищення цієї норми, варто застосовувати технічні та організаційні рішення. Найбільш дієвими з них є зниження шуму безпосередньо в місці його виникнення, наприклад, встановлення глушників на вихлопних трубах двигунів; ізоляція машин за допомогою звукоізолюючих кожухів; використання працівниками засобів індивідуального захисту - навушники, беруші, а також раціональна організація режиму праці та відпочинку. Крім того, доцільно забезпечити регламентовані обідні перерви та обмежити час перебування людей в умовах підвищеного шумового навантаження. Окремо слід наголосити на справності механізмів: своєчасне змащення та надійне кріплення вузлів також помітно зменшують рівень шуму.

Серед усіх видів механічного впливу вібрація вважається однією з найнебезпечніших. Вона є шкідливим біологічним фактором, здатним викликати професійні захворювання, так звані віброхвороби, які піддаються лікуванню лише

на ранніх стадіях. Відповідно до ДСТУ EN 14253:2018 «Вібрація механічна. Вимірювання та обчислювання впливу на здоров'я загальної виробничої вібрації. Практична настанова (EN 14253:2003 + A1:2007, IDT)», допустимий рівень вібрації не повинен перевищувати 100 дБ. Для захисту персоналу необхідно передбачити віброізоляцію машин, застосовувати віброзахисні рукавиці та взуття, а також суворо дотримуватись режимів праці з перервами.

4.3.1 Матриця оцінки ризиків

У межах цього підрозділу проведемо оцінювання професійних ризиків для операторів екскаваторів, бульдозерів під час риття котловану. Основними небезпечними факторами, як випливає з попереднього аналізу, виступають підвищений рівень шуму та загальна виробнича вібрація.

Згідно з вимогами чинних нормативних документів, допустимий рівень шуму на робочих місцях не має перевищувати 80 дБА. Рівень вібрації не повинен перевищувати 100 дБ. Перевищення цих норм створює загрозу для здоров'я працівників.

Для оцінки ризиків, пов'язаних із впливом шуму та вібрації на операторів будівельної техніки, застосуємо матричний метод. Цей метод є одним із найпоширеніших у практиці охорони праці завдяки своїй наочності та простоті. Він базується на визначенні двох ключових параметрів: ймовірності настання небезпечної події (Й) та ступеня тяжкості (впливу В) наслідків цієї події для здоров'я працівника. Ймовірність оцінюється за шкалою від низької до дуже високої, наприклад, у балах від 1 до 5, а тяжкість наслідків від незначного впливу до летального наслідку. Рівень ризику (Р) розраховується як добуток цих двох показників: $P = Y \times V$. Отриманий числовий результат дозволяє класифікувати ризик за категоріями: низький, середній, високий, дуже високий.

У нашому дослідженні ми застосували п'ятибальну шкалу для оцінки ймовірності та тяжкості, що дозволило отримати числові значення рівня ризику в діапазоні від 1 до 25. На основі цих значень ризику було розподілене на чотири категорії: низький = 1–4, середній = 5–9, високий = 10–16 та дуже високий = 17–25. Це

дало змогу не лише ідентифікувати найбільш небезпечні фактори (шум та вібрація), але й обґрунтувати конкретні заходи для кожного ризику, що представлено в матриці оцінювання (таблиця 4.1).

Таблиця 4.1 – Матриця оцінки ризиків при роботі з будівельною технікою

Ризик	Опис	Й	В	Рівень ризику (Й × В)	Заходи зменшення ризику
Підвищений рівень шуму	Перевищення допустимого рівня шуму >80 дБ	5	4	20 (дуже високий)	Використання шумоглушників на вихлопних системах; застосування ЗІЗ (наушники, беруші); організація режиму праці/відпочинку з регламентованими перервами; звукоізоляція кабін машин
Вплив загальної вібрації	Вібрація понад нормативний рівень >100 дБ	4	5	20 (дуже високий)	Технічне обслуговування машин для мінімізації вібрації; застосування антивібраційних сидінь та рукавичок; обмеження часу безперервної роботи; встановлення віброізолюючих елементів
Тривалий контакт із шумом/вібрацією	Збільшений час перебування в небезпечній зоні	4	3	12 (високий)	Планування робочих змін з урахуванням гранично допустимого навантаження; впровадження регламентованих перерв 10–15 хв щогодини; автоматизований моніторинг рівня шуму та вібрації
Небезпека травматизму через роботу з технікою	Можливість отримання травм при експлуатації екскаватора та бульдозера	3	5	15 (дуже високий)	Проведення позачергових інструктажів з безпеки; посилений контроль дотримання правил безпеки; використання засобів індивідуального захисту відповідно до виконуваних операцій

Нижче наведемо детальніше обґрунтування для кожного з ідентифікованих ризиків.

Підвищений рівень шуму. Ймовірність оцінено як дуже високу (5 балів), оскільки робота екскаватора та бульдозера супроводжується постійним шумом, рівень якого зазвичай перевищує допустимі 80 дБ через специфіку будівельних робіт і самої техніки. Вплив оцінено як високий (4 бали), тому що тривала дія шуму понад норматив здатна спричинити стійку втрату слуху - туговухість, нервові розлади, підвищену стомлюваність, що призводить до зниження працездатності та концентрації уваги. Рівень ризику (20) класифікується як дуже високий.

Вплив загальної вібрації. Ймовірність оцінено як високу (4 бали). Рівень вібрації техніки значною мірою залежить від типу обладнання, його технічного стану, характеру ґрунту та тривалості експлуатації. У більшості випадків цей рівень перевищує нормативні значення. Вплив оцінено як дуже високий (5 балів), тому що тривала дія вібрації становить серйозну загрозу, оскільки здатна викликати професійні захворювання опорно-рухового апарату, периферичної нервової системи та судин - вібраційна хвороба, які погано піддаються лікуванню на пізніх стадіях. Рівень ризику (20) класифікується як дуже високий.

Тривалий контакт із шумом/вібрацією. Ймовірність оцінено як високу (4 бали), оскільки оператори під час спорудження котловану зазвичай виконують свої обов'язки впродовж повної робочої зміни (8–10 годин), що призводить до значного сумарного часу перебування в зонах впливу шуму та вібрації. Вплив оцінено як середній (3 бали), хоча ефекти мають накопичувальний характер, дотримання регламентованого режиму праці та відпочинку, наприклад, 10–15-хвилинні перерви щогодини роботи, може суттєво знизити негативні наслідки для здоров'я. Рівень ризику (12) класифікується як високий.

Небезпека травматизму через роботу з технікою. Ймовірність визначається як середня (3 бали). Робота з екскаватором і бульдозером потенційно травмонебезпечна

- небезпека перекидання, наїзду, защемлення тощо, однак при суворому дотриманні правил безпеки та належному технічному стані машин ризики можуть бути зведені до мінімуму. Вплив оцінено як дуже високий (5 балів). Отримані травми здатні серйозно зашкодити здоров'ю, спричинити тривале лікування чи стійку втрату працездатності, аж до інвалідності. Рівень ризику (15) класифікується як дуже високий.

4.3.2 Аналіз результатів оцінювання

Як видно з даних таблиці 4.1, найвищі рівні ризику 20 балів мають фактори підвищеного шуму та впливу вібрації. Це означає, що саме ці небезпечні фактори потребують першочергового впровадження заходів. Для зменшення цих ризиків пропонується комплекс заходів, спрямований на різні рівні впливу:

1.Інженерно-технічні заходи означають використання обладнання зі зниженими рівнями шуму та вібрації; встановлення глушників, шумопоглинальних кожухів, віброізолюючих елементів та віброгасійних сидінь; регулярне технічне обслуговування машин для підтримання їх у справному стані.

2.Організаційні заходи включають оптимізація режиму праці та відпочинку, а саме регламентовані перерви, обмеження часу безперервної роботи, проведення позачергових інструктажів з охорони праці;, контроль дотримання технологічних карт.

3.Застосування засобів індивідуального захисту вимагають забезпечення працівників проти шумними навушниками або берушами, антивібраційними рукавицями та спеціальним взуттям.

4.Моніторинг умов праці включає регулярне, не рідше одного разу на квартал, вимірювання рівнів шуму та вібрації на робочих місцях; у разі фіксації перевищень — негайне корегування заходів безпеки.

5.Профілактичні медичні огляди операторів будівельної техніки з обов'язковим залученням отоларинголога та невропатолога для раннього виявлення професійних захворювань.

Впровадження зазначених заходів дозволить знизити рівень шумового та вібраційного впливу до допустимих меж, 80 дБА та 100 дБ відповідно, забезпечивши безпечне та комфортне робоче середовище для працівників на будівельному майданчику.

4.4. Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів для покращення умов праці

Після виявлення потенційних ризиків для працівників під час будівництва та майбутньої експлуатації одноповерхового цеху механічного заводу в місті Полтава, необхідною є розробка комплексу заходів, спрямованих на їх мінімізацію. Ці заходи логічно поділити на дві основні групи: архітектурно-планувальні та організаційно-технічні.

Архітектурно-планувальні заходи

Архітектурно-планувальні заходи закладаються безпосередньо на стадії проєктування. Їхня основна мета це створити безпечне та комфортне робоче середовище завдяки раціональному розташуванню виробничих ділянок, допоміжних приміщень, обладнання та комунікацій.

1. Раціональне зонування території та приміщень

При проєктуванні цеху необхідно виконати чітке зонування. Виробничу зону з потужним обладнанням, яке створює шум та вібрацію, а саме механічні преси, токарні верстати тощо, слід відокремити від зон відпочинку, адміністративних і побутових приміщень. Цього можна досягти шляхом застосування акустичних екранів, перегородок або розташування «тихих зон» з іншого боку коридору чи в прибудовах. Саме таке рішення суттєво знизить сукупне шумове та вібраційне навантаження на персонал, який не зайнятий безпосередньо на виробництві.

2. Забезпечення належного освітлення

Недостатнє освітлення робочих місць і проходів є однією з поширених причин виробничого травматизму. Проєктом передбачено якісне поєднання природного та штучного освітлення. Для робіт підвищеної точності слід передбачити місцеве освітлення. У темну пору доби або в приміщеннях без природного світла рівень

освітленості повинен відповідати встановленим санітарним нормам.

3. Організація ефективної вентиляції

Для підтримання чистоти повітря в робочій зоні, особливо під час будівельних робіт, зварювання, фарбування необхідно використовувати систему припливно-витяжної вентиляції. Установити локальні відсмоктувачі безпосередньо біля джерел виділення пилу та газів, наприклад, зварювальних постів, що дозволить значно ефективніше забезпечувати санітарно-гігієнічні норми ніж загальнообмінна вентиляція. Мікроклімат на робочих місцях, а саме температура, вологість, швидкість руху повітря, має підтримуватися в межах оптимальних параметрів.

4. Влаштування захисних споруд цивільного захисту. \

З огляду на правовий режим воєнного стану, відповідно до ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту» та Кодексу цивільного захисту України, в проєкті нового будівництва цеху необхідно передбачити наявність найпростіших укриттів для персоналу. Ці споруди можуть бути вбудованими в основний об'єкт або окремо розташованими, але обов'язково мають забезпечувати захист працівників відповідно до встановлених вимог безпеки.

Організаційно-технічні заходи

Ця група заходів стосується безпосередньої організації робочого процесу, застосування засобів індивідуального захисту, навчання персоналу та проведення контролюючих заходів, що базуються на вимогах Закону України «Про охорону праці»[3].

1. Забезпечення засобами індивідуального захисту (ЗІЗ)

Згідно з вимогами законодавства, працівники, зайняті на роботах із шкідливими чи небезпечними умовами праці, мають безоплатно забезпечуватися ЗІЗ. Для робітників механічного цеху та будівельного персоналу це, зокрема, протишумні навушники чи беруші при рівні шуму понад 80 дБА, віброзахисні рукавиці та спеціальне взуття для роботи з віброінструментом, захисні каски, рукавиці та спецодяг.

2. Проведення навчань та інструктажів.

Роботодавець зобов'язаний проводити за свій кошт інструктажі, навчання та

перевірку знань з питань охорони праці. Для будівництва цеху в Полтаві це означає організацію вступного інструктажу для всіх новоприйнятих працівників, первинного на робочому місці, а також періодичних інструктажів: повторних, позапланових, цільових.

3. Медичні огляди

Відповідно до статті 17 Закону України «Про охорону праці» [3], для працівників, зайнятих на важких роботах, роботах із шкідливими чи небезпечними умовами праці, зокрема, тих, хто піддається впливу шуму та вібрації, роботодавець зобов'язаний забезпечити проведення попередніх починаючи від під час прийняття на роботу та періодичних медичних оглядів.

4. Контроль параметрів виробничого середовища

Для підтвердження того, що умови праці відповідають допустимому 2-му класу, необхідно забезпечити постійний моніторинг рівнів шуму, вібрації, освітленості, температури, вологості та чистоти повітря відповідно до ДСН 3.3.6.037-99 «Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку» [11] та ДСН 3.3.6.039-99 «Державні санітарні норми виробничої та загальної вібрацій» [12]. Не рідше одного разу на квартал слід проводити вимірювання цих показників акредитованою лабораторією.

5. Дотримання безпеки під час виконання будівельних робіт

Безпосередньо при будівництві цеху необхідно дотримуватися вимог ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві» [13]. Це стосується безпечної організації робочих місць, експлуатації вантажопідіймальних кранів, інших машин та механізмів, а також убезпечення працівників від падіння з висоти.

6. Пожежна безпека та готовність до надзвичайних ситуацій.

Проект повинен враховувати вимоги ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» [14]. Це включає влаштування необхідної кількості евакуаційних виходів, оснащення об'єкта первинними засобами пожежогасіння, вогнегасниками, встановлення систем протипожежної сигналізації, а також розробку інструкцій дій персоналу на випадок пожежі.

7. Психологічна підтримка та режим праці.

Для зменшення ризиків від психофізіологічних чинників таких як стрес, перевтоми, варто впроваджувати системи психологічної підтримки, особливо в умовах воєнного стану. Слід скласти робочі графіки з оптимальним навантаженням і обов'язковими регламентованими перервами.

Комплексне застосування зазначених архітектурно-планувальних та організаційно-технічних заходів дозволить створити безпечні та здорові умови праці, які відповідають вимогам чинного законодавства України та забезпечують високий рівень захисту працівників під час будівництва та подальшої експлуатації одноповерхового цеху механічного заводу в місті Полтава.

4.5. Загальний висновок з охорони праці

У цьому розділі опрацьовано всі основні моменти, пов'язані з безпекою під час будівництва механічного цеху в Полтаві.

Спочатку проаналізовано чинну законодавчу базу України у сфері охорони праці. Окрім звичайних законів про охорону праці, врахували й ті, що діють через воєнний стан, наприклад, особливості трудових відносин та вимоги до цивільного захисту (укриття для персоналу).

Потім визначено, які фактори найбільше впливають на працівників. Це шум, вібрація, пил, хімічні випари, а також стрес і перевтома.

Найбільш детально досліджено ризики, пов'язані з впливом шуму та вібрації на операторів будівельної техніки під час риття котловану. За допомогою матричного методу оцінки ризиків визначено, що рівень шуму перевищує допустимі 80 дБ, а вібрація наближається до гранично допустимих 100 дБ. Тож ризики є високі. Для їх зниження запропонували інженерні рішення - глушники, віброізоляцію, організаційні - перерви, обмеження часу роботи та засоби індивідуального захисту - навушники, антивібраційні рукавиці.

Загалом, якщо виконувати всі ці заходи, умови праці на будмайданчику відповідатимуть другому класу, тобто безпечному для здоров'я.

На завершення розроблено комплекс архітектурно-планувальних та організаційно-технічних заходів, які охоплюють раціональне зонування приміщень, належне освітлення та вентиляцію, влаштування захисних споруд цивільного захисту, проведення інструктажів, медичних оглядів, моніторинг параметрів середовища та забезпечення пожежної безпеки.

Таким чином, реалізація всіх запропонованих заходів дозволить створити безпечні та здорові умови праці, які відповідають вимогам чинного законодавства, знизити ризики виробничого травматизму та професійних захворювань, а також забезпечити стабільну роботу об'єкта як на етапі будівництва, так і під час подальшої експлуатації механічного цеху в місті Полтава.

Список використаних джерел до розділу 4

1. Конституція України: прийнята на V сесії Верховної Ради України 28.06.1996. [Чинна редакція 03.09.2019]. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/254к/96-вр>
2. Кодекс законів про працю України: Закон УРСР від 10.12.1971 № 322-VIII. [Чинна редакція від 01.01.2026]. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/322-08>
3. Про охорону праці: Закон України від 14.10.1992 № 2694-XII. [Чинна редакція від 12.09.2025]. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2694-12>
4. Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування: Закон України від 23.09.1999 № 1105-XIV. [Чинна редакція від 24.04.2026]. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1105-14>
5. Про систему громадського здоров'я: Закон України від 06.09.2022 № 2573-IX. [Чинна редакція від 24.04.2026]. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2573-20>
6. Про охорону навколишнього природного середовища: Закон УРСР від 25.06.1991 № 1264-XII. [Чинна редакція від 08.08.2025]. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/1264-12>
7. Про внесення змін до деяких законодавчих актів України щодо вдосконалення державного нагляду (контролю) у сфері техногенної та пожежної безпеки: Закон України від 18.11.2012 № 5506-VI. [Чинна редакція]. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/5506-17>
8. Про об'єкти підвищеної небезпеки: Закон України від 18.01.2001 № 2245-III.

[Чинна редакція від 01.01.2024]. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2245-14>

9.Про організацію трудових відносин в умовах воєнного стану: Закон України від 15 березня 2022 року № 2136-IX. [Чинна редакція від 24.04.2026]. URL: [https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2136-20\[reference:12\]](https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2136-20[reference:12])

10.Про затвердження Державних санітарних норм та правил «Гігієнічна класифікація праці за показниками шкідливості та небезпечності факторів виробничого середовища, важкості та напруженості трудового процесу»: Наказ Міністерства охорони здоров'я України від 08.04.2014 № 248. [Чинний]. URL:<https://zakon.rada.gov.ua/go/z0472-14>.

11.ДСН 3.3.6.037-99 «Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку». [Чинний]. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/>

12.ДСН 3.3.6.039-99 «Державні санітарні норми виробничої та загальної вібрацій». [Чинний]. URL: <https://zakon.rada.gov.ua/>

13.ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення». [Чинний]. URL: <https://e-construction.gov.ua/laws>

14. ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва». [Чинний]. URL: <https://e-construction.gov.ua/laws/>

Список використаних джерел

1. ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги». – [Чинний від 2017-06-01]. – Київ : Мінрегіон України, 2016. – <https://zakon.rada.gov.ua/rada/show/v0287858-16#Text>
2. ДСТУ Б В.1.1-36:2016 «Визначення категорій приміщень, будинків та зовнішніх установок за вибухопожежною та пожежною небезпекою». – [Чинний від 2017-01-01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. – https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=65419
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія». – [Чинний від 2011-11-01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=26655
4. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій». – [2019-10-01]. – Київ : Мінрегіон України, 2019. https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=83211.
5. ДБН В.2.6-198:2014 «Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування» (зі Зміною № 1). – [Чинний від 2015-01-01]. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=58106.
6. ДСТУ-Н Б В.2.6-212:2016 «Настанова з виконання робіт із застосуванням сухих будівельних сумішей» [чинний з 01 квітня 2017 року]. – Київ : Держбуд України, 2001. – https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=65427.
7. ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд». – [Чинний від 2017-11-01]. – Київ : Мінрегіон України, 2017. – https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=72201
8. ДСТУ EN 14351-1:2020 «Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT)». — [Чинний від 2021-02-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2020. – Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=90350
9. ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» – (чинний з 01 вересня 2022 року).- Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»— Режим доступу: URL: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=98037
10. ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель». — [Чинний від 2023-03-01, зі Зміною № 1 від 2025-10-01]. — К. : ДП «УкрНДНЦ», 2022. Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=98996.
11. ДБН В.2.5-28:2018 «Природне і штучне освітлення». – [Чинний від 2019-02-01]. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – e-construction.gov.ua.

12. ДБН А.2.1-1-2008 «Інженерні вишукування для будівництва» [Чинний з 2009-01-01].— Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=40217.
13. ДСТУ ISO 14688-1:2021 Геотехнічні дослідження та випробування. Ідентифікація та класифікація ґрунтів. Частина 1. Ідентифікація та опис (ISO 14688-1:2017, IDT). — Чинний від 2022-05-01. — Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=95709
14. ДСТУ Б В.2.1-17:2009. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей.* — Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. — IV, 34 с. —Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=25927
15. ДБН В.2.1-10-2018 «Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення» [Чинний з 2019-01-01].— Режим доступу: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3413463474026076809
16. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування та забудова територій». — [Чинний з 2019-10-01]. — К. : Мінрегіон України, 2019. — Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=83211
17. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення». — [Чинний]. — К. : Мінрегіонбуд України, 2011. — Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=25972
18. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування». — [Чинний від 2007-01-01]. — Київ : Мінбуд України, 2006. — https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=6911
19. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. — [Чинний від 2015-01-01]. — Київ : Мінрегіон України, 2014. — 202 с. — (Зі Зміною № 1). — Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=58106
20. ДСТУ 8541:2015. Прокат сталевий підвищеної міцності. Технічні умови. — [Чинний від 2016-07-01]. — Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2015. — 18 с. — Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=64879
21. ДСТУ 8539:2015. Прокат для будівельних сталевих конструкцій. Загальні технічні умови. — [Чинний від 2016-07-01]. — Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2015. — 19 с. — Режим доступу: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=64876
22. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — [Чинний від 2017-01-01]. — Київ : Мінрегіон України, 2016. — 19 с. — https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3870767427612575114?doc_type=2
23. ДСТУ EN 1090-2:2018 (EN 1090-2:2018, IDT). Виконання сталевих конструкцій та алюмінієвих конструкцій. Частина 2. Технічні вимоги до сталевих конструкцій. — [Чинний від 2020-01-01]. — Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2019. — 194 с. https://dbn.co.ua/_ld/12/1206_dstu_b_v2_6_200.pdf

- 24.НПАОП 0.00-1.80-18. Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання : від 1 9.01.2018 № 62. — [Чинний від 2018-04-10]. — Київ :— 76 с.
- 25.ДСТУ-Н Б EN 1993-6:2012 «Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 6. Підкранові конструкції (EN 1993-6:2007, IDT)». — [Чинний від 2013-01-01?]. — Київ :, 2012. — https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=58106
- 26.ДБН В.2.6-220:2017 «Покриття будівель і споруд». — [Чинний від 2018-01-01]. — Київ : Мінрегіон України, 2017. — 43 с. — https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=72201
- 27.ДСТУ Б В.2.7-214:2009 «Будівельні матеріали. Домішки для бетонів і будівельних розчинів. Загальні технічні умови». — [Чинний від 2010-01-01]. — Київ :, 2009. — 38 с. —
Доступ: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=52865
- 28.ДСТУ 9258:2023. Настанова з організації виконання будівельних робіт. — [Чинний від 2024-07-01]. — Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2024. — IV, 35 с. —
Доступ: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=105254
- 29.ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — [Чинний від 2017-01-01]. — Київ : Мінрегіон України, 2016. — 22 с. —
Доступ: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=64312
- 30.ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва». — [Чинний від 2017-01-01]. — Київ : Мінрегіон України, 2016. —
https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=64312
- 31.Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л. І. Металеві конструкції: Підручник. — Львів: Світ, 2002. — 312 с.
- 32.Нілов О. О., Пермяков В. О., Шимановський О. В., Білик С. І., Лавріненко Л. І., Бєлов І. Д., Володимирський В. О. Металеві конструкції. Загальний курс. Підручник для закладів вищої освіти. — Видання 2-е, перероблене і доповнене /Під загальною редакцією О. О. Нілова та О. В. Шимановського. — К.:Видавництво «Сталь», 2010. — 869 с.
- 33.Клименко Є. В., Дорофєєв В. С., Довженко О. О., Костюк А. І., Постернак О. О., Чернєва О. С., Лисенко Є. В., Ляшенко Т. В., Мельник М. В. Будівельні конструкції.: Навчальний посібник / За редакцією Клименка Є. В. — К.: Б90 «Центр навчальної літератури», 2012. — 426 с.
- 34.Нілов О. О., Нілова Т. О. Металеві конструкції. Балки. Колони: Навчальний посібник для вищих навчальних закладів. — Видання 2-е перероблене і доповнене. К.: 2013. — Логос, 240 с.
- 35.Романюк В.В. Металеві конструкції. Розрахунок елементів і з'єднань: Навчальний посібник. — Рівне: НУВГП, 2014. — 449 с.