

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА І
АРХІТЕКТУРИ**

**Будівельний факультет
кафедра металевих і дерев'яних конструкцій**

«ЗАТВЕРДЖУЮ»
Завідувач кафедри
проф., д.т.н. Білик С. І. _____
« _____ » _____ 2022 р.

Пояснювальна записка
до атестаційної роботи бакалавра
на тему: **Ремонтно – механічний цех електродвигунів в м. Львів**

Виконав: студент V курсу, групи сЗПЦБ-501
Галузь знань: 19 Архітектура та будівництво»
Спеціальність: 192 – Будівництво та цивільна інженерія
Спеціалізація: «Промислове та цивільне будівництво»

Бірюков В. Г. _____

Керівник: Радецький С.Б. _____

Рецензент: Янко Ю.Г. _____

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет: **Будівельний**

Кафедра: **Металевих та дерев'яних конструкцій**

Освітньо-кваліфікаційний рівень: **бакалавр**

Галузь знань: 19 – Архітектура та будівництво»

Спеціальність: 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Спеціалізація: «Промислове та цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Завідувач кафедри Білик С.І.

“ _____ ” _____ 2022 року

**З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ АТЕСТАЦІЙНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТЬОГО СТУПЕНЯ БАКАЛАВРА**

Бірюков Віталій Григорович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема атестаційної роботи **Ремонтно-механічний цех електродвигунів в м. Львів**
керівник атестаційної роботи Радецький Сергій Борисович, асистент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом вищого навчального закладу від “12” 05 2021 року № 530/2

2. Термін подання студентом атестаційної роботи 19 грудня 2022 року

3. Вихідні дані до атестаційної роботи: місто будівництва Львів, клас відповідальності будівлі – СС2; Складська будівля з розмірами в осях 24,0 x 96,0 м; конструктивна система будівлі – каркасна.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (*перелік розділів, які потрібно розробити*)

Вступ

1. Архітектурно-планувальні рішення
2. Будівельні конструкції
3. Основи і фундаменти
4. Технологія і організація будівництва
5. Охорона праці і навколишнього середовища
6. Спеціальна частина
7. Економіка будівництва
8. Список літератури

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							2
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

5. Перелік матеріалів атестаційної роботи

№ розділу	Найменування розділів атестаційної роботи	Об'єм креслень (аркушів А1)	Орієнтовний об'єм пояснювальної записки (аркушів ФА4)
1	Архітектурно-планувальні рішення: - фасад; - плани поверхів; - розріз.	1	≤ 10
2	Будівельні конструкції:		
2.1	Залізобетонні/металеві/дерев'яні конструкції	0,5	≤ 10
2.2	Основи і фундаменти	0,5	≤ 10
3	Технологія і організація будівництва.		
3.1	Технологічна карта	1	≤ 10
3.2	Календарний графік будівництва	1	≤ 10
4	Охорони праці та навколишнього середовища	-	≤ 5
5	Економіка будівництва	-	≤ 10
6	Спеціальна частина проекту	2	≤ 15
7	Список літератури		
	Разом:	6	≤ 80

6. Консультанти розділів атестаційної роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1 (АРХ)	Запривода В. І., доц.		
2.1 (МДК)	Радецький С.Б., ас.		
2.2 (ОіФ)	Ращенко А.М., ст. викл.		
3 (ТБВ/ ОУБ)	Басараб В. А., доц.		
4 (ЕБ)	Мацапура О.В., доц.		
5 (МДК)	Радецький С.Б., ас.		
6 (ОП)	Радецький С.Б., ас.		

7. Дата видачі завдання 01 жовтня 2022 р

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів атестаційної роботи	Термін виконання етапу атестаційної роботи	Примітка
	Вступ		
1	Архітектурно-планувальні рішення		
2.1	Будівельні конструкції (залізобетонні/металеві/дерев'яні)		
2.2	Основи і фундаменти		
3	Технологія і організація будівництва		
4	Охорони праці та навколишнього середовища		
5	Економіка будівництва		
6	Спеціальна частина		
7	Список літератури		
8	Рецензування проекту		
9	Захист проекту	19.12.2022	

Студент

_____ (підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник атестаційної роботи

_____ (підпис) (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							3
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

1. Архітектурно-планувальні рішення:

- Вихідні дані, які були покладені в основу будівельної частини проектування.
- Конструктивно-планувальне вирішення виробничого будинку.
- Об'ємно-планувальне рішення об'єкту.
- Пожежна безпека при будівництві.

2. Будівельні конструкції:

- Дані для проектування.
- Компонування каркасу будівлі.
- Статичний розрахунок для поперечної рами каркасу.
- Підбір в'язів.

3. Основи та фундаменти:

- Вихідні дані для проектування.
- Визначення несучої здатності палі та конструювання ростверку фундаменту.
- Розрахунок армування ростверку.
- Розрахунок анкера.
- Розрахунок деформації для основи пальового фундаменту.

4. Технологія та організація будівництва:

- Загальні вирішення з організації будівництва об'єкту.
- Організація виробництва будівельно-монтажних робіт.

5. Охорона праці та навколишнього середовища:

- Аналіз небезпечних робіт при будівництві.
- Аналіз небезпечних та шкідливих факторів.
- Аналіз електробезпеки на виробництві.

6. Спеціальна частина:

- Розрахунок прогонів ферми.
- Розрахунок крокв'яної ферми.
- Балка із перфорованою стінкою.

7. Економіка будівництва:

- Локальний кошторис.
- Розрахунок до глав зведеного кошторисного розрахунку.
- Зведений кошторисний розрахунок вартості об'єкта.

8. Список використаної літератури.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							4
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

АРХІТЕКТУРНО-ПЛАНУВАЛЬНІ РІШЕННЯ

Консультант Запривода В. І.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							5
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

ВИХІДНІ ДАНІ, ЯКІ БУЛИ ПОКЛАДЕНІ В ОСНОВУ БУДІВЕЛЬНОЇ ЧАСТИНИ ПРОЕКТУВАННЯ



Б

Розміри Будівлі А=24м, Б=96м.

Прогон Б обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю 50 / 10 тон та має металеві колони.

Ремонтно – механічний цех електродвигунів - одноповерховий, висотою 19,2 м.

Техніко-економічні показники будівлі:

Площа забудови $S_{\text{забуд}} = 2\,425\text{м}^2$

Площа фасаду $S_{\text{фасаду}} = 5\,020\text{м}^2$

Будівельний об'єм будівлі $V_{\text{буд}} = 48\,500\text{м}^3$

Відповідно до ДБН А. 2.2.3-2014 до складу початкових даних для проектування проекту в цілому входять наступні відомості:

- назва і місце розташування об'єкту – Ремонтно – механічний цех електродвигунів в м. Львів;
- вид будівництва - нове будівництво, виконується за рахунок замовника;
- стадійна проектування – трьох-стадійне;
- документи які визначають терміни будівництва: підставою є розрахунків після розробки проекту виробництва робіт та по ДСТУ;

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							6
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

- об'ємно-планувальні і конструктивні рішення будівель – визначені при проектуванні в даному проекті по розділу архітектурні рішення;
- будівництво забезпечується електроенергією та водою з міських мереж і передбачається використання існуючої каналізаційної мережі.

Для проектування технології зведення надземної частини будівлі як початкові дані використовуються конструктивні рішення по основних елементах будівель: плани на відм. 0,000м, фасади, розрізи.

Конструктивне і планувальне рішення будівлі підпорядковане новим вимогам по теплопровідності зовнішніх стін та комфортності використання.

Район будівництва м. Львів;

Основою фундаментів є - пісок середньої щільності.

Каркас будівлі виконують із металоконструкцій, а стінове огороження виконують із «Сендвіч» панелей. Підлоги – цементні, товщиною 150 мм.

Глибина закладання фундаментів – 2,3 м.

Відмітка низу кроквяних конструкцій – 18,0 м.

Рельєф майданчика спокійний горизонтальний. Ґрунти звичайної основи, неагресивні, піски середні. Підґрунтя залягає на глибині 1 м. Ґрунтові води залягають на глибині 3,2м.

Робітники підприємства працюватимуть у три зміни. В першій зміні працюють 100 чоловік, в другій — 100 чол., а в третій — 100 чол., у тому числі 50% чоловіків та 50% жінок.

Складське приміщення обладнано мостовими кранами, в наявності є робочі площадки.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							7
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

КОНСТРУКТИВНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ ВИРІШЕННЯ ВИРОБНИЧОГО БУДИНКУ

Каркас складається з колон, підкранових балок, ферм, кроквяних балок, в'язей та фундаментних балок.

Конструктивною схемою будівлі є повний каркас із сталевих елементів.

Прив'язка колон до координаційних осей будівлі є центральною, а тому геометричні осі колон співпадають з осями на плані. Крок колон складає 12м.

Колони — металеві, класу С235, з розмірами 870x1130 мм та висотою 18 м.

Прив'язка колон до поперечних осей каркасу у торцях будівлі виконується так, що геометричні осі колон зміщуються на 500 мм всередину будівлі.

Деформаційні шви між температурними відсіками влаштовуються шляхом установки парних рам каркасу.

Колони без консолей прямокутного перерізу, які мають закладні пластини для кріплення зовнішніх панелей та внутрішніх стін. Колони вироблені із закладних деталей для зварювання з вертикальними металевими в'язями.

Для кріплення крокв'яних ферм, на верхній площині колони, маємо закладну деталь у вигляді сталеві пластини.

Фахверкові колони встановлюються на фундамент багатоступеневий із закладеними анкерними болтами.

Вертикальні та горизонтальні в'язі виконані у вигляді порталів, виготовлених з металу.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							8
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ РІШЕННЯ ОБ'ЄКТУ.

Фундаменти та фундаментні балки

Фундамент під будівлю приймаємо ступінчасті монолітні залізобетонні, що стоять окремо, з підколінниками. Розміри фундаменту визначаємо за розрахунком виходячи від несучої здатності ґрунту і навантаження, що сприймається цим фундаментом. Розробляючи проект, розміри ступенів опорної частини фундаменту крайнього й середнього рядів умовно приймаємо рівними та встановлюємо залежно від виду ґрунту та розміру прольоту. У проекті прийнятий вид ґрунту – пісок середньої щільності. Якщо розмір прольотів, що примикають до цього фундаменту неоднакові, то розміри підосви фундаментів приймаємо за більший з них. Геометричний розмір підосви фундаменту під колону, що розміщені на температурному шві, умовно збільшуємо у напрямі кроку колон у 1,6 разів. Об'єм фундаментів середнього ряду, розставленого на температурному шві умовно приймаємо у 1,6 разів більше від об'єму рядового фундаменту середнього ряду. Конструктивні вирішення фундаменту, який розміщений у місцях примикання окремих складових частин цеху і є водночас опорою для колон цих частин, умовно не розглядаємо та приймаємо рівними за об'ємом фундаменту, розташованого на температурному шві. Геометричні розміри фундаментів, розміщені на температурному шві, умовно приймаємо збільшеним в 1.6 разів. Для спирання стін по підколінникам фундаменту укладають залізобетонні балки довжиною 6 метрів.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							9
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Зовнішні та внутрішні стіни

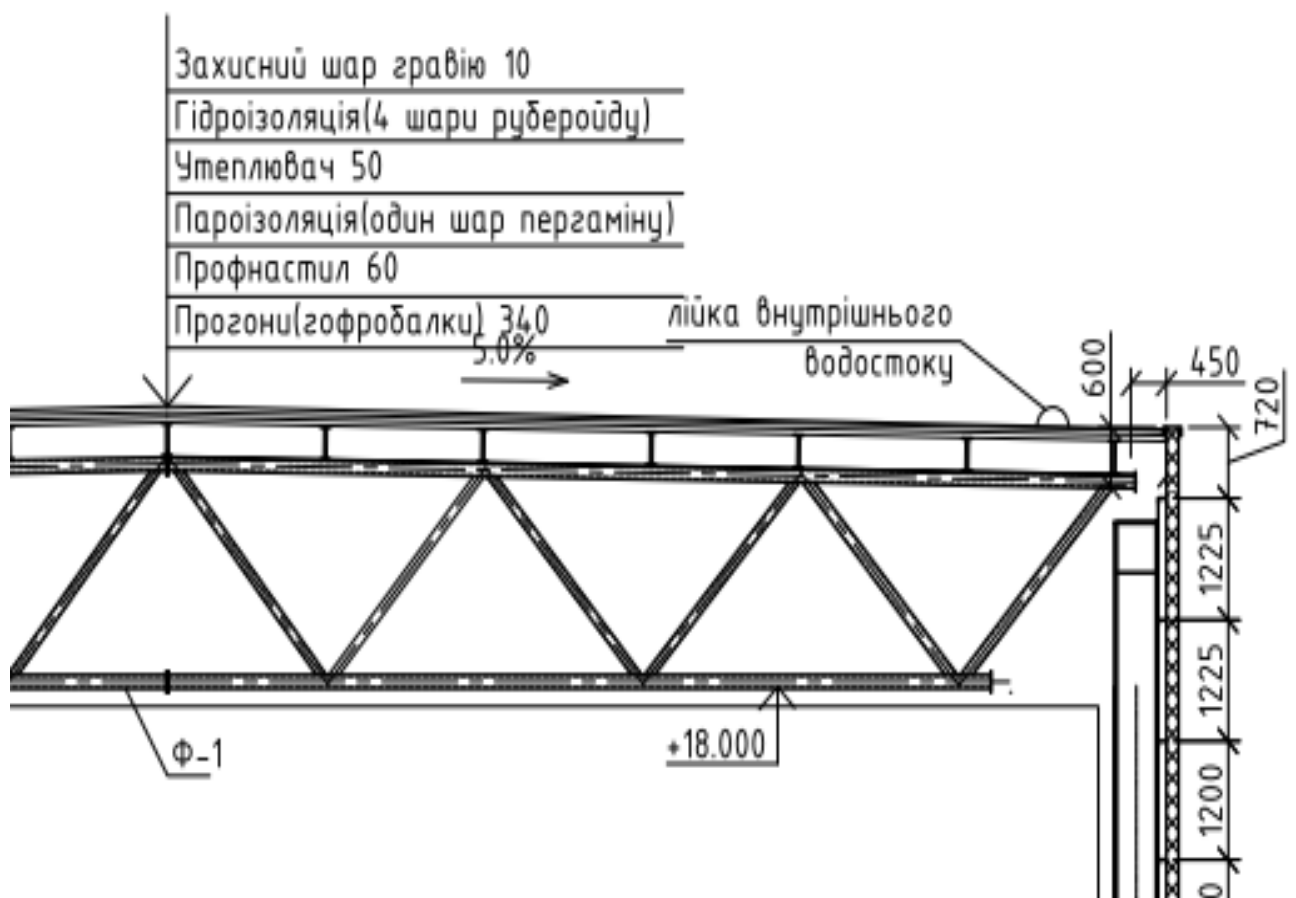
Огороджуючі конструкції будівлі виконуємо зі збірних сендвіч-панелей і металевих віконних рам, які встановлюємо по всьому периметру будівлі. При вирішенні фасаду будівлі передбачаємо встановлення по фундаментних балках цокольну стінову панель, з висотою 1,2 м.

Кількість панелей і віконних рам визначається в залежності від висоти будівлі. Для встановлення стінових панелей по торцях будівлі передбачаємо влаштування фахверкових колон. Глибина закладання такого фундаменту становить 2,3 м.

Перемичкові панелі встановлюємо на спеціальні монтажні стовпчики, які виготовлені із сталевих листів. Вони кріпляться до колон зваркою.

Покриття

Покриття запроектовано суміщеним утепленим, невентильційним, скатним. Складається з захисного шару, гідроізоляції, утеплювача, пароізоляції, профнастилу та гофробалок.



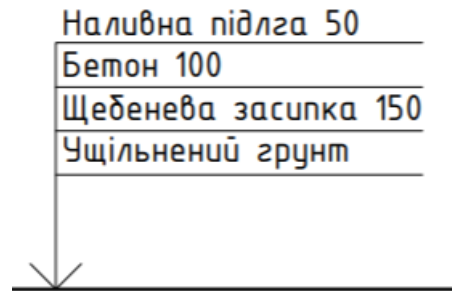
Робоче устаткування

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							10
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Для розміщення технологічного устаткування зводимо спеціальні споруди. Їх розміщують як над рівнем підлоги, так і нижче відмітки 0,000, тобто під землею.

Підлоги, вікна, двері та ворота

Влаштування підлог у районі розміщення силової плити здійснюємо безпосередньо по плиті.



Виходячи із технології промислового виробництва, у будівлі передбачаємо певну кількість воріт, які розміщені в торцях будівлі.

Внутрішнє та зовнішнє оздоблення

Зовнішнє оздоблення фасаду даного будинку передбачає фарбування силікатними складами з попередньою розшивкою швів цокольних стінових панелей та масляне фарбування віконних рам. Внутрішні опоряджувальні роботи полягають у фарбуванні металевих елементів каркасу будівлі, масляне фарбування колон на висоту 1,8 м, цокольної панелі та віконних рам.

По периметру будинку на ширині 1,0 м передбачаємо спорудження вимощення з асфальтовим покриттям на щебеневій основі.

Водовідвід та каналізація

Водовідвід із покриття будівлі проектуємо внутрішнім із скиданням атмосферних вод до місцевої каналізації. На покрівлі запроектовано десять водозбірних воронок, відстань між якими не перевищує двадцять чотири метри. Каналізація даної будівлі сполучена із каналізацією міста її мережею.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							11
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ПРИ БУДІВНИЦТВІ

Пожежна безпека проектованої споруди, забезпечується комплексом профілактичних протипожежних заходів, обумовлених вимогами, а також будівельними нормами проектування категорійних споруд. Розміщення

споруди виконано з урахуванням пожежної безпеки об'єктів, котрі розташовані неподалік.

Проектом передбачене влаштування проїздів для пожежних автомобілів згідно вимог ДБН 360-92**.

Внутрішній протипожежний захист споруд обумовлюється:

- 1) об'ємно – планувальними та конструктивними рішеннями:
 - «сандвіч панелі» – негорюча, трьох шарова конструкція;
 - окремі металеві конструкції будівлі – негорючий матеріал;
 - цементна підлога – негорючий матеріал.
- 2) застосуванням системи евакуації та ефективних заходів протипожежної безпеки, ручні вогнегасники;
- 3) двері на шляхах евакуації відкриваються по напрямку виходу із приміщень назовні;
- 4) Проектом передбачено застосування матеріалів та конструкцій з урахуванням протипожежних норм і вимог.
- 5) Крім цього, проектом передбачено монтаж пожежної сигналізації з виводом на пульт пожежної безпеки.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							12
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Прийняті в проекті рішення:

Найменування конструкцій	Мінімальна межа вогнестійкості	Рішення
Стіни зовнішні	E 30 MO	«Сендвіч панелі» розміром 6х1,2 м
Перекриття	REI 60 MO	Сталь
Колони каркасу	R 150 MO	Сталь класу С235
Сходи, сходові площадки та марші	R 60 MO	Сталь

Площа кожної складової частини комплексу виконана в межах нормативних протипожежних відсіків, які регламентуються відповідними нормами для кожного типу приміщень.

При підборі виробників будівельних та опоряджувальних матеріалів та виробів для покрівлі, тощо, необхідно керуватись матеріалами, виробами та обладнання на які є сертифікат відповідності, та позитивний висновок державної санітарно-епідеміологічної експертизи, документи, що засвідчують якість, безпеку та відповідність матеріалів, в тому числі і за пожежною безпекою.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							13
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

Консультант Радецький С. Б.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							14
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

2.1 ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ

Розміри будівлі:

$$L = 24,0 \text{ м} \quad H = 18,0 \text{ м} \quad L_{\text{кр}} = 22,5 \text{ м.}$$

Крок колон: $B = 12 \text{ м.}$

Довжина будівлі в осях: 96 м.

Кількість мостових кранів в прольоті: 2.

Вантажопідйомність кранів: 50/10 т.

Група режиму роботи кранів: 5К.

Район будівництва: м. Київ.

Тип місцевості за вітровим навантаженням: I.

Тип покриття: утеплене по сталевим прогонам і профільованому настилу.

Захисні конструкції стін: тришарові панелі типу "сендвіч".

Матеріал для колон: сталь класу С235.

Матеріал для ригелів: сталь класу С345.

Клас бетону фундаментів: С16/20.

В'язі із гнутих замкнених зварних профілів (сталь С235, С245 – за вибором).

Ригелі та колони: листовий і фасонний прокат.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							15
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

2.2 КОМПОНУВАННЯ КАРКАСУ БУДІВЛІ

2.2.1. Визначення розмірів по вертикалі

При вантажопідйомністю кранів $Q = 50/10$ т, беремо схему із ступінчастими колонами та опираємо підкранові балки на виступ колони.

За таблицею для кранів $Q=50/10$ т, при $L=24$ м та кроці колон 12 м:

Вантажопідйомність крана, $Q, \text{ т}$	Проліт будівлі, $L, \text{ м}$	Висота крана, H_{cr}	Звис моста, V_{cr}	Висота підкранової балки, h_{bc}	Висота рейки, h_r	Тип кранової рейки	Допуск виготовлення, мм	Зазор c^* , що враховує провисання конструкції, мм
50/10	24	3150	300	1600	130	КР-80	100	200

*Тут $c = 200$ мм при прогонах $L=18$ м і $L=24$ м, $c=300$ мм при $L=30$ м, $c=400$ мм при $L=36$ м

Тоді:

$$H_2 \geq H_{cr} + 100 + c = 3150 + 100 + 200 = 3450 \text{ мм.}$$

Для виконання умов уніфікації призначаємо $H_2 = 3600$ мм (кратне 200 мм).

За завданням $H_0 = 18000$ мм, що кратне 600 мм, а тому відповідає умові уніфікації.

$$H_1 = H_0 - H_2 = 18000 - 3600 = 14400 \text{ мм.}$$

Беремо глибину заглиблення колони $H_B = 600$ мм

$$(Q < 50 \text{ т, } H_B = 150 \text{ мм; } Q \geq 50 \text{ т, } H_B = (400 \dots 1000) \text{ мм}).$$

В такому разі повна висота колони складатиме:

$$l_c = H_0 + H_B = 18000 + 600 = 18600 \text{ мм}$$

Визначимо довжину верху та низу частин колони:

$$l_2 = h_{bc} + h_r + H_2 = 1600 + 130 + 3600 = 5330 \text{ мм.}$$

$$l_1 = H_0 + l_2 + H_B = 18000 - 5330 + 600 = 13270 \text{ мм.}$$

Висоту головної балки попередньо беремо як $2.5 \text{ м.}(1/9..1/10)l$. Балка має шарнірне з'єднання із колонами і опирається на них зверху.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		16

2.2.2. Визначення розмірів по горизонталі

Беремо $a = 250$ мм. За для забезпечення горизонтальної жорсткості, ширину верхньої частини колони беремо як $h = 500$ мм $h_2 = l_2/12 = 5330/12 = 444$ мм. Розмір a має бути кратним 250 мм і для крайніх ступінчастих колон повинна виконуватися умова:

$$a_1 \geq B_{Cr} + (h_2 - a) + 75 = 300 + (500 - 250) + 75 = 625$$

Ширина нижньої частини колони: приймаємо $a_f = 750$ мм

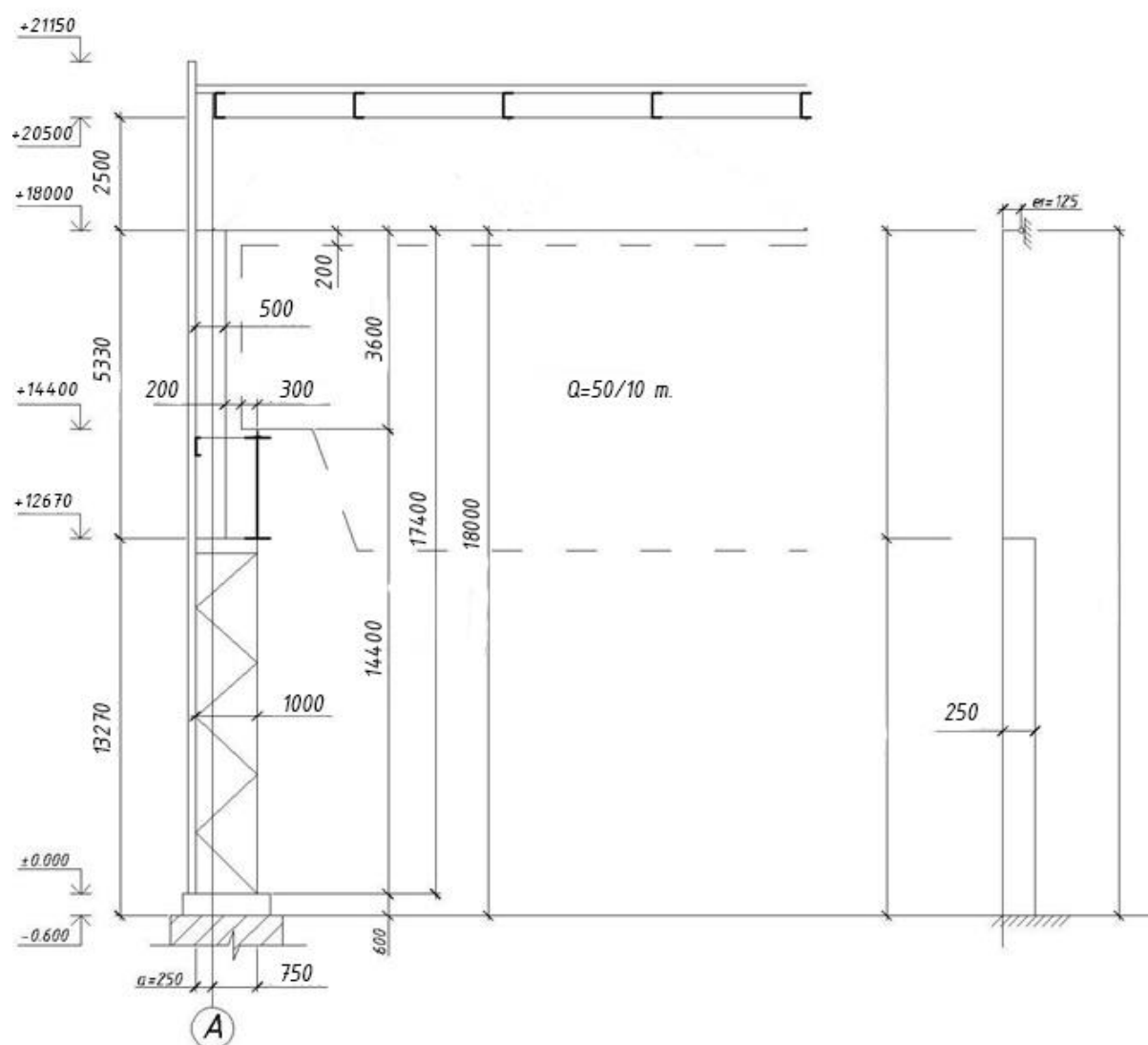
$$h_t = a_1 + a = 250 + 750 = 1000 \text{ мм}$$

$$\text{Проліт крана } L_{Cr} = L - 2 \cdot a_1 = 24000 - 2 \cdot 750 = 22500 \text{ мм}$$

Ексцентриситети: $e_0 = h_1/2 - h_2/2 = 1000/2 - 500/2 = 250$ м, $e_1 = 125$ мм
- якщо ригель має над опорну стійку зі шириною 400мм (типове рішення).
 $e_2 = h_1 - e_0 = 1000 - 250 = 750$ мм

Приймають, що колона жорстко з'єднана із фундаментом.

Конструктивну схему та фрагмент розрахункової схеми поперечної рами



						Атестаційна випускна робота	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		17

2.3 СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК ДЛЯ ПОПЕРЕЧНОЇ РАМИ КАРКАСУ.

2.3.1 Навантаження на поперечну раму каркасу

Постійні навантаження

Таблиця 2.1. Навантаження від власної ваги конструкцій покриття на 1 м²

Складові навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коеф. надійності за експлуатац. значенням навантаження, γ_{fe}	Експлуатаційне навантаження, кН/м ²	Коеф. надійності за граничним значенням навантаження, γ_{fn}	Граничне розрахункове навантаження, кН/м ²
1	2	3	4	5	6
Захисний шар гравію, втопленого в бітумну мастику (t=10мм, $\rho=2000\text{кг/м}^3$)	0,20	1,0	0,20	1,3	0,26
Гідроізоляція (4 шари руберойду)	0,16	1,0	0,16	1,3	0,21
Утеплювач – жорсткі мінераловатні плити (t=50 мм. $\rho = 200 \text{ кг/м}^3$)	0,10	1,0	0,10	1,3	0,13
Пароізоляція (однин шар пергаміну)	0,05	1,0	0,05	1,3	0,07
Сталевий профільований настил Н60-84,5-0,7	0,09	1,0	0,09	1,05	0,095
Прогони	0,10	1,0	0,10	1,05	0,11
Наскрізнi ригелі(ферми)	0,30	1,0	0,30	1,05	0,32
В'язі по покриттю	0,05	1,0	0,05	1,05	0,05
Всього:			1,05		1,25
Всього з урахуванням коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n = 1.1$:		$g_e = 1,05 \times 1,1 = 1,155$		$g_m = 1,25 \times 1,1 = 1,375$	

Розрахунково гранично лінійно розподілене навантаження на ригель рами від власної ваги покриття при ухилі покрівлі $i=1.5\%$ ($\cos \alpha \approx 1.0$):

$$q_r = g_m \cdot B / \cos \alpha = 1.375 \cdot 12 / 1.0 = 16.50 \text{ кН / м}$$

Опорна реакція ригеля рами:

$$Q_r = g_r \cdot L / 2 = 16.50 \cdot 24 / 2 = 198.00 \text{ кН}$$

Власна вага колони (за таблицею орієнтовно приймаємо навантаження від власної ваги колон) $g_k = 0.45$ (кН / м²):

$$G_k = g_k \cdot B \cdot L / 2 = 0.45 \cdot 12 \cdot 24 / 2 = 64.8 \text{ (кН)}.$$

Вага нижньої (підкранової) частини колони становить близько 80%, верхньої (надкранової) близько 20% ваги колони. Розрахункове навантаження від власної ваги колони:

- підкранової частини колони:

$$G_{k.1} = 0.8 \cdot G_k \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 0.8 \cdot 64.8 \cdot 1.05 \cdot 1.0 = 54.72 \text{ кН}$$

- надкранової частини колони:

$$G_{k.2} = 0.2 \cdot G_k \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 0.2 \cdot 108 \cdot 1.05 \cdot 1.0 = 13.61 \text{ кН}$$

Таблиця 2.2. Навантаження від власної ваги стінового огороження

Елемент стінового огороження	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коеф. надійності за експлуатаційним значенням навантаження, γ_{fe}	Експлуатаційне навантаження, кН/м ²	Коеф. надійності за граничним значенням навантаження, γ_{fp}	Гранично розрахункове навантаження, кН/м ²
Тришарові стінові панелі: два профільовані листи НС44-1000-0,7;	0.166	1.0	0.166	1.05	0.174
Мінераловатні плити ($t = 80$ мм; $\rho = 150$ кг/м ²)	0.120	1.0	0.120	1,3	0,156
Ригелі	0,06	1.0	0,06	1,05	0,063
Всього з урахуванням коеф. надійності за призначенням $\gamma_n = 1.1$:	0,03		0.381		0,432

						Атестаційна випускна робота		Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата			19

Навантаження на верхню частину колони від стінового огородження від позначки +12,270 м до позначки +21,150 м:

$$G_{W.2} = q_{s1} \cdot B \cdot (H - H_1) = 0.432 \cdot 12/2 \cdot (21,150 - 12,270) = 23.02 \text{ кН}$$

Навантаження від стінового огородження на нижню частину колони від позначки +0.800 м (нижня панель не передає навантаження на колону) до позначки +16,200 м:

$$G_{W.1} = 0.432 \cdot 12/2 \cdot (12,270 - 0,800) = 29,73 \text{ кН}$$

Граничне сумарне навантаження на верхню і нижню частини колони від власної ваги колони і стінового огородження:

$$G_2 = G_{k.2} + G_{W.2} = 13.61 + 23.02 = 36.63 \text{ кН}$$

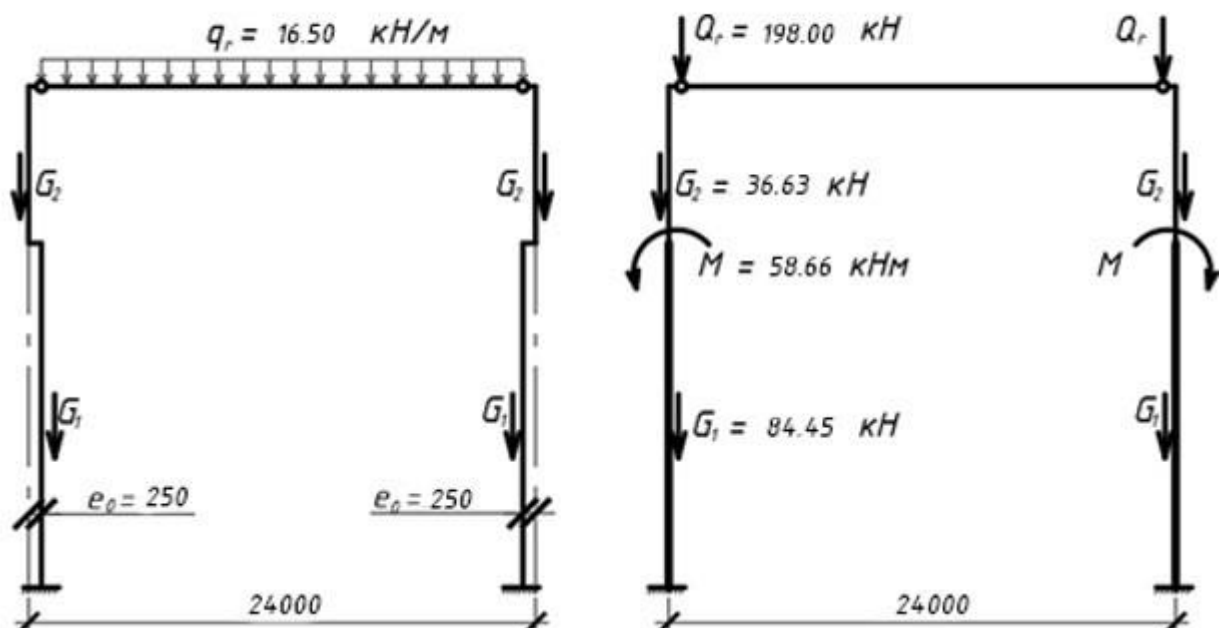
$$G_1 = G_{k.1} + G_{W.1} = 54.72 + 29,73 = 84.45 \text{ кН}$$

Навантаження від власної ваги підкранових конструкцій, враховуючи його незначний вплив, врахуємо далі при визначенні навантаження від кранів.

Поздовжні сили G_1 та G_2 вважаємо прикладеними посередині відповідних ділянок колон.

Визначаємо момент в рівні з'єднання верхньої і нижньої частин колон:
 $M = (Q_r + G_2) \cdot e_0 = (198.00 + 36.63) \cdot 0.250 = 58,66 \text{ кНм}$.

Схема постійного навантаження:



						Атестаційна випускна робота	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		20

Снігове навантаження

Снігове навантаження визначаю з розділу 8 ДБН В.1.2-2: 2006 «Навантаження і впливи».

Для визначення снігового навантаження для міста Львів: характеристичне значення снігового навантаження $S_0 = 1,31 \text{ кПа}$

- коефіцієнт розподілу снігового навантаження $\mu = 1,0$ залежно від профілю покриття (при $\alpha < 25^\circ$)
- для будівель з проектним терміном експлуатації $T = 60$ років коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1,04$;

Граничне розрахункове навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції покриття:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1,04 \cdot 1,31 \cdot 1,0 = 1,36 \text{ кПа} ,$$

де $C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,0$, тут (згідно з п.8.9. ДБН В.2.6-163:2010):

$C_e = 1,0$, так як відсутні дані щодо режиму експлуатації;

$C_{alt} = 1,0$, так як висота над рівнем моря менше ніж $0,5 \text{ км}$;

Граничне розрахункове рівномірно-розподілене навантаження на ригель з урахуванням $\gamma_n = 1,1$:

$$q_s = S_m B \gamma_n = 1,36 \cdot 12 \cdot 1,1 = 17,95 \text{ кН / м}$$

Експлуатаційне розрахункове значення обчислюється за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} \cdot S_0 \cdot C,$$

де γ_{fe} — коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаженням, $\gamma_{fe} = 0,49$;

S_0, C — те саме, що в попередній формулі.

$$S_e = 0,49 \cdot 1,31 \cdot 1,0 = 0,642 \text{ кН/м}^2.$$

Експлуатаційне розрахункове рівномірно-розподілене навантаження на ригель з урахуванням $\gamma_n = 1,1$:

$$q_s = S_e B \gamma_n = 0,642 \cdot 12 \cdot 1,1 = 8,47 \text{ кН / м}$$

Опорна реакція ригеля від снігового навантаження:

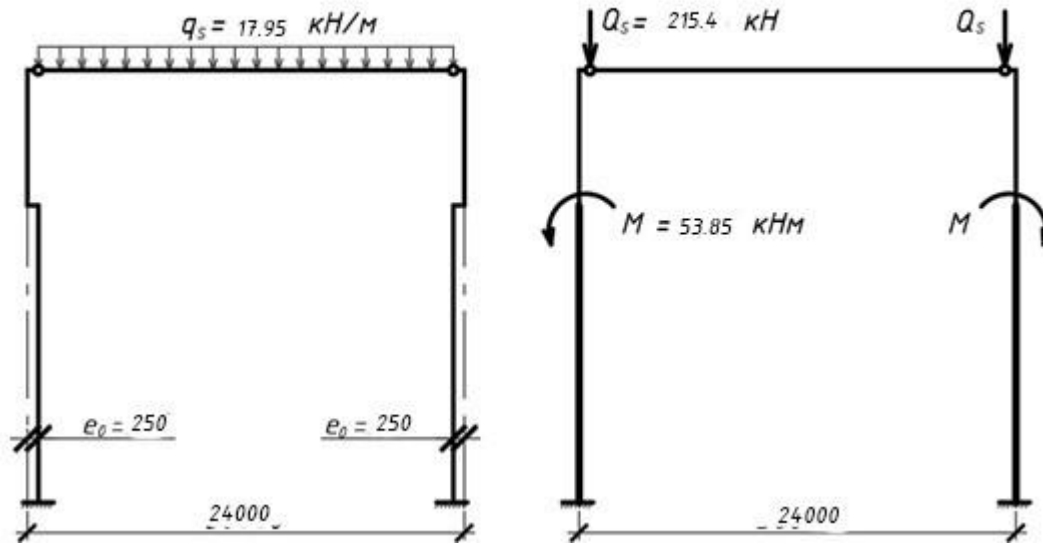
$$Q_s = q_s \cdot L/2 = 17,95 \cdot 24/2 = 215,4 \text{ кН.}$$

Зосереджений момент через зсув осей верхньої та нижньої частин колони:

$$M = Q_s e_0 = 215,4 \cdot 0,250 = 53,85 \text{ кНм}$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							21
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Схема снігового навантаження:



Навантаження від мостових кранів.

Вертикальне навантаження від мостових кранів.

Таблиця 2.3. Дані про мостові крани

Q, т	L, м	L _{ср} , м	C, мм	K, мм	F _{1n,max} , кН	F _{2n,max} , кН	G _с , т	G, т	Кількість коліс з одного боку пк	Розрахунок кількості кранів
50/10	24	22,5	6760	5250	445	465	15,2	47,8	4	2

Навантаження від кранів передаються на раму каркасу у вигляді опорної реакції підкранової балки. Підкранову балку розглядаємо розрізними однопрольотними.

Розрахунковий тиск від кранового навантаження на колони визн. по лінійці впливу реакцій підкранових балок при найбільшому несприятливому розташуванні двох приближених кранів. Коли візок з вантажем знаходиться поруч з однією опорною стороною крана, то тиск на колони буде різним.

Характеристичний тиск, мінімальний, одного колеса крана на рейку при наближенні візка, максимальному:

$$F_{n,\min} = (Q + G) / n_k - F_{n,\max} = (500+478)/2 - 380 = 109 \text{ кН.}$$

Вертикальне граничне навантаження на колону (розрахункове), до якої наближений крановий візок:

$$D_{\max} = \psi \sum F_{n,\max} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_i \cdot n_0 \cdot \gamma_n = 0.85 \cdot 380 \cdot 1.1075 \cdot (1+0.874+0.562+0.44) \cdot 1.05 \cdot 1.1 = 1188.3 \text{ кН.}$$

де прийнято - коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1,1075$ ($T=60$ років)

$\psi = 0,85$ - коефіцієнт сполучення навантажень при врахуванні кранів;

$n_0 = 1.05$ - коефіцієнт, що враховує власну вагу підкранової і гальмівної балок, а також тимчасове корисне навантаження на неї;

y_i - ордината лінії впливу під відповідним колесом крана.

Розрахунковий тиск (мінімальний) на колону становить:

$$D_{\min} = \psi \sum F_{n,\min} \cdot \gamma_{fm} \cdot y_i \cdot n_0 \cdot \gamma_n \\ = 0.85 \cdot 109 \cdot 1.1075 \cdot (1 + 0.874 + 0.562 + 0.44) \cdot 1.05 \cdot 1.1 = 340,85 \text{ кН.}$$

Зовнішні розрахункові моменти від кранового навантаження, що передаються через підкранові балки, визн. щодо осі центру ваги нижньої частини колони:

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot h_1/2 = 1188.3 \cdot 0.5 = 594.15 \text{ кН.}$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot h_1/2 = 340.85 \cdot 0.5 = 170.43 \text{ кН.}$$

Тут розглядається, що для випадку симетричного перетину підкранової частини колони

$$e_2 = h_1 / 2 = 1000 / 2 = 500 \text{ мм.}$$

Горизонтальне навантаження від мостових кранів

Характеристичне значення бічної сили багатоколісних кранів враховуємо на одне ходове колесо наступним способом (для кранів з гнучким підвісом):

$$H_{n,k} = 0.1 \cdot F_{\max} + \alpha \cdot (F_{n,\max} - F_{n,\min}) L_{cr} / K = 0.1 \cdot 380 + (0,01 \cdot (380 - 109) \cdot 22.5) / 5.25 = 49,61 \text{ кН.}$$

Сили, які прикладаються до інших коліс, приймаємо рівними та спрямованими зліва направо.

$$H_{n,c} = 0,1 \cdot F_{n,\max} = 0,1 \cdot 380 = 38,0 \text{ кН.}$$

Граничне, горизонтальне навантаження на колону від сил поперечного гальмування візка:

-на ліву колону:

$$H_{\max} = \psi \sum (H_{n,i} \cdot y_i) \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n \\ = 0,85 \cdot (49.61 \cdot 1.0 + 38.0 \cdot 0.562) \cdot 1.1075 \cdot 1.1 = 73,49 \text{ кН.}$$

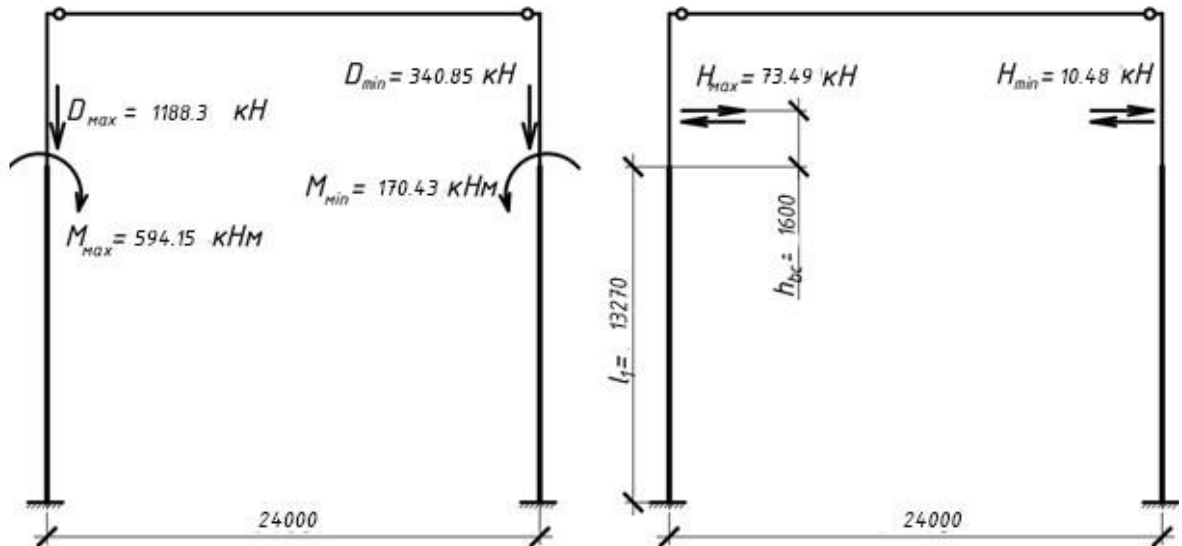
-на праву колону:

$$H_{\min} = \psi \sum (H_{n,i} \cdot y_i) \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = \\ = 0.85 \cdot (38.0 \cdot 1.0 + 49.61 \cdot 0.562) \cdot 1.1075 \cdot 1.1 = 10,48 \text{ кН.}$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							23
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Горизонтальна сила H прикладена на рівні верху кранового рейки і передаються на ліву чи праву колону через гальмівні конструкції на рівні верхнього поясу підкранової балки, до того ж, напрямок дії цих навантажень може бути змінений на протилежний одночасно на обох колонах.

Схема кранового навантаження:



Вітрове навантаження.

Вітрове навантаження визначається за розділом 9 ДБН В.1.2-2: 2006 «Навантаження і впливи».

Для визначення величин вітрового навантаження для м. Львів необхідні наступні дані:

- характеристичне значення вітрового навантаження $W_0 = 0,52 \text{ кПа}$
- аеродинамічні коефіцієнти розподілу вітрового навантаження залежно від профілю споруди:

- кут ухилу покриття $\alpha \approx 0^\circ$
- для активного тиску: $C_e = +0.8$
- для від'ємного тиску при:

$$b/L = 96/24 > 2$$

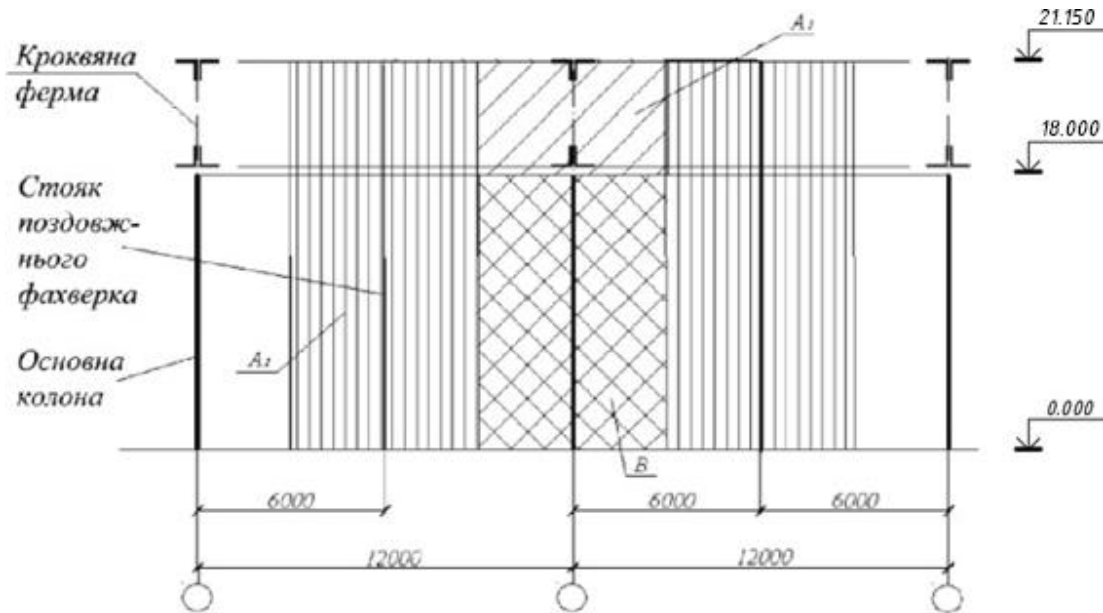
$$\text{та } h_1/L = 21,150/24 = 0,881, \text{ значення аеродинамічного тиску}$$

складе $C_{e.3} = -0,582$. Зміна вітрового навантаження за висотою, рахується з коефіцієнтом C_h для будівель з проектним терміном експлуатації $T = 60$ р. коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_{fn} = 1,035$.

На поперечну раму, що розраховуємо, вітрове навантаження розглядаємо як розподілене по висоті колони (на ділянці від рівня землі до низу кроквяної ферми)

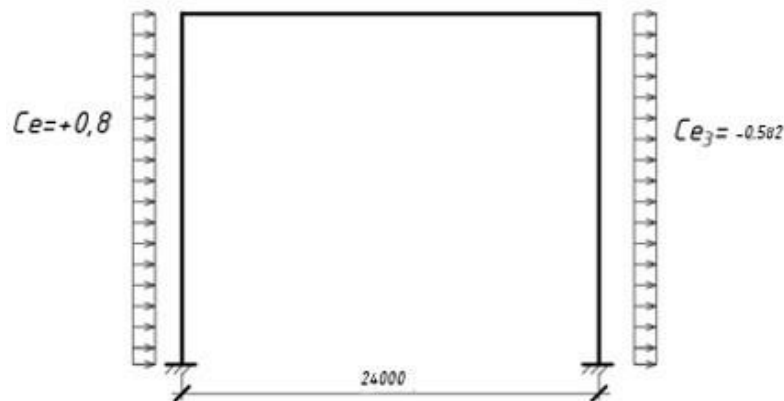
						Атестаційна випускна робота	Арк.
							24
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

та у виді зосереджених сил у верхніх вузлах рам. Ці сили враховуємо із ділянки А1 та від опорної реакції стійки поздовжнього фахверку (із ділянки А2).



Розподілене навантаження на основну колону змінюється зі збільшенням висоти щодо рівня землі. Для дії вітру треба поміняти рівномірно розподіленим навантаженням. Значення коеф. переходу до еквівалентного рівномірно розподіленого навантаження рами з відміткою низу ригеля $H = 22,8\text{ м}$ і типу місцевості IV дорівнює $C_{eq} = 0,514$:

Схема розподілу аеродинамічних коефіцієнтів:



Для спрощення розрахунку значення коефіцієнта переходу до еквівалентного навантаження для рам при $H = 18,0\text{ м}$. складає $C_{eq} = 1,180$.

Еквівалентне рівномірно розподілене вітрове навантаження при кроку рам 12 м з проміжною стійкою стінового фахверку:

- активне:

$$q_{w,a} = W_0 \cdot C_e \cdot C_{eq} \cdot \gamma_{fm} \cdot B/2 \cdot \gamma_n = 0.52 \cdot 0.8 \cdot 1.180 \cdot 1.035 \cdot 12/2 \cdot 1.1 = 3,35 \text{ кН/м.}$$

- пасивне:

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							25
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

$$q_{w,p} = W_0 \cdot C_{e3} \cdot C_{eq} \cdot \gamma_{fm} \cdot B/2 \cdot \gamma_n = 0.582 \cdot 0.8 \cdot 1.180 \cdot 1.035 \cdot 12 / 1.1 = 2,44 \text{ кН/м.}$$

Вітрове навантаження, яке діє вище нижнього пояса ригеля, враховується в розрахунковій схемі як зосереджена сила з відповідної площі із середнім по висоті коефіцієнтом C_h :

$$A_1 = (21.15 - 18.0) \cdot 12 / 2 = 18.9 \text{ м}^2; C_{h,сep1} = (1.37 + 1.32) / 2 = 1,345.$$

- активне:

$$W_{a1} = W_0 \cdot A_1 \cdot C_1 \cdot C_{h,сep} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 0.52 \cdot 18.9 \cdot 0.8 \cdot 1.345 \cdot 1.035 \cdot 1.1 = 12,04 \text{ кН.}$$

- пасивне:

$$W_{p1} = W_0 \cdot A_1 \cdot C_1 \cdot C_{h,сep} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 0.52 \cdot 18.9 \cdot 0.582 \cdot 1.345 \cdot 1.035 \cdot 1.1 = 8,76 \text{ кН.}$$

Вітрове навантаження, яке сприймає стійка фахверка із площі A_2 , передається на раму через горизонтальну розпірку в рівні верхньої опори стійки.

Верхня опорна реакція W стійки знаходимо з рівняння:

$$W_0 \cdot 18 - q_0 \cdot C_{aer} \cdot 0.9 \cdot 21.15 \cdot 10.25 - q_0 \cdot C_{aer} \cdot (1.37 - 0.9) \cdot 0.5 \cdot 15.5 \cdot (21.15 - 15.5/3) = 0;$$

$$\text{Тут } q_0 = W_0 \cdot B/2 \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 0.52 \cdot 6 \cdot 1.035 \cdot 1.1 = 3,55 \text{ кН/м.}$$

$$18W - 899.31 \cdot C_{aer} = 0; \quad W = 49.96 \cdot C_{aer};$$

Різницею між висотою прикладанням вітровим навантаженням і фактичною висотою колони до уваги не беремо.

Тоді навантаження від опорних реакцій фахверкових стійок зліва і справа буде:

$$W_{c,a} = 0.8 \cdot 49,96 = 39,97 \text{ кН.}$$

$$W_{c,p} = 0.582 \cdot 49,96 = 29,08 \text{ кН.}$$

Сумарна зосереджена сила від вітрового навантаження:

$$W_a = W_{a1} + W_{c,a} = 12,04 + 39,97 = 52.01 \text{ кН.}$$

$$W_p = W_{p1} + W_{c,p} = 8,76 + 29,08 = 37.84 \text{ кН.}$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							26
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

До визначення опорної реакції фахверкової стійки:

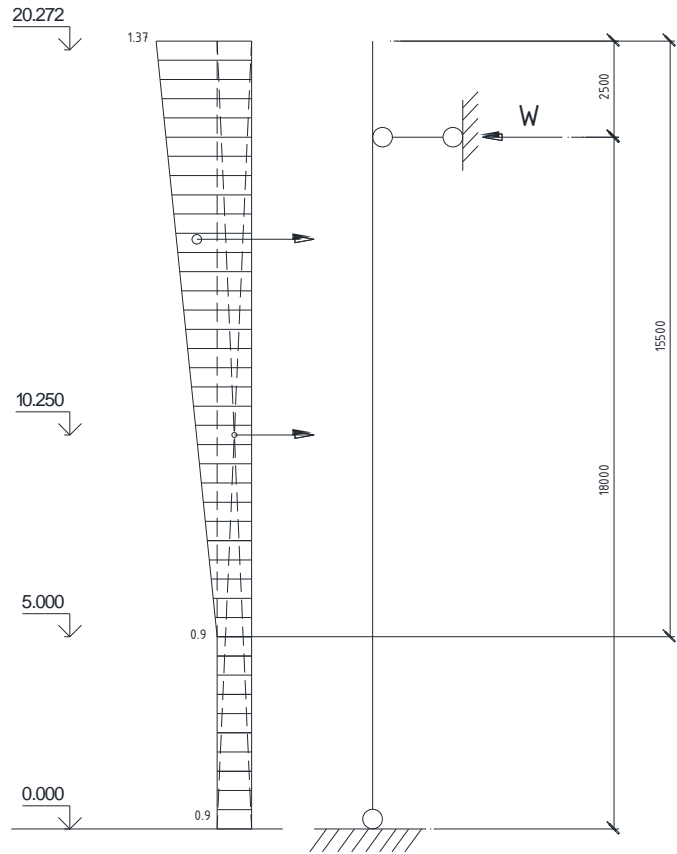
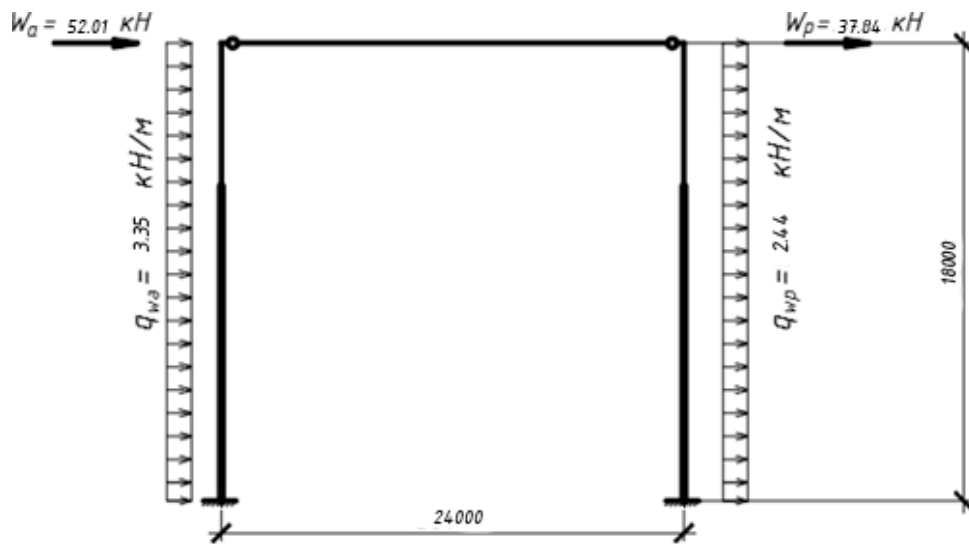


Схема вітрового навантаження:



						Атестаційна випускна робота	Арк.
							27
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

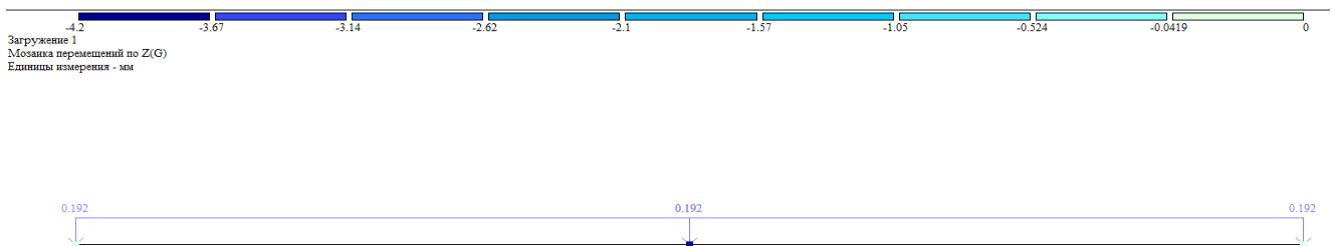
4. ПІДБІР В'ЯЗІВ

Перерізи елементів в'язів будемо приймати за сортаментом з умови:

$$i_x \geq i_{x,cal}; \quad i_y \geq i_{y,cal};$$

В'язі беремо із гнутих замкнених зварних профілів (сталь С235) квадратного перерізу за ДСТУ Б.В.2.6-8-95.

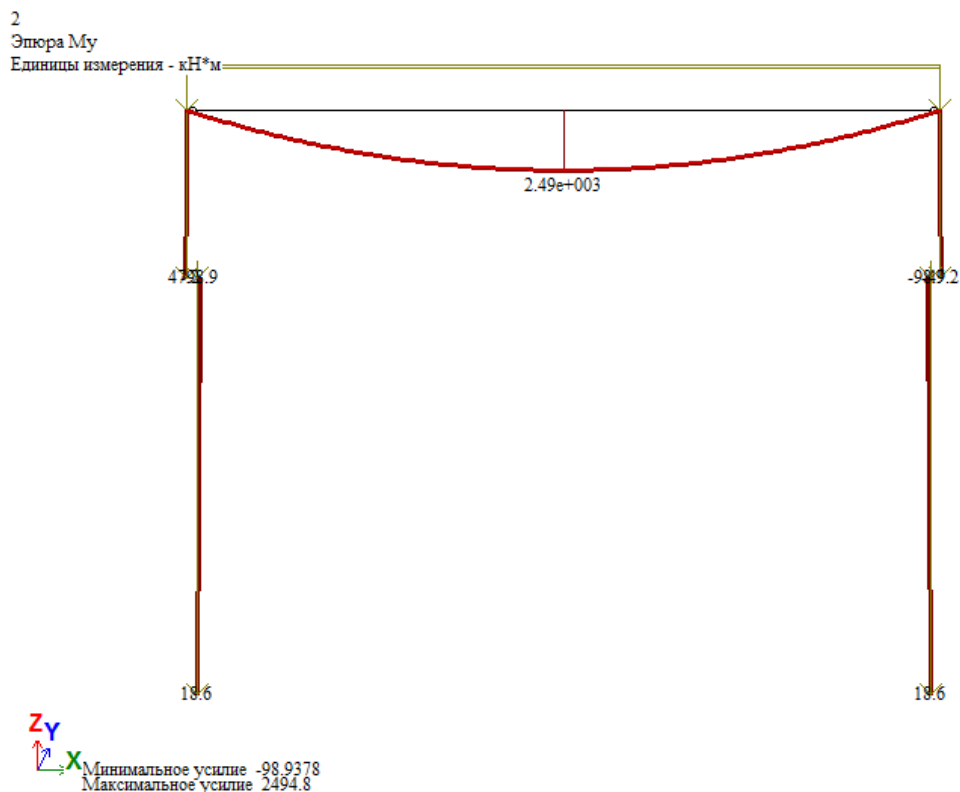
Через те, що довжина розпірки по нижніх поясах балки (Р1) достатньо велика(11.5 м.), перевіримо її на прогини під власною вагою. Виконаємо це у ПК ЛПА.



Як можна побачити, прогин під власною вагою складає -4.2 см, а гранично допустимий $1150/250 = 4.6$ см.

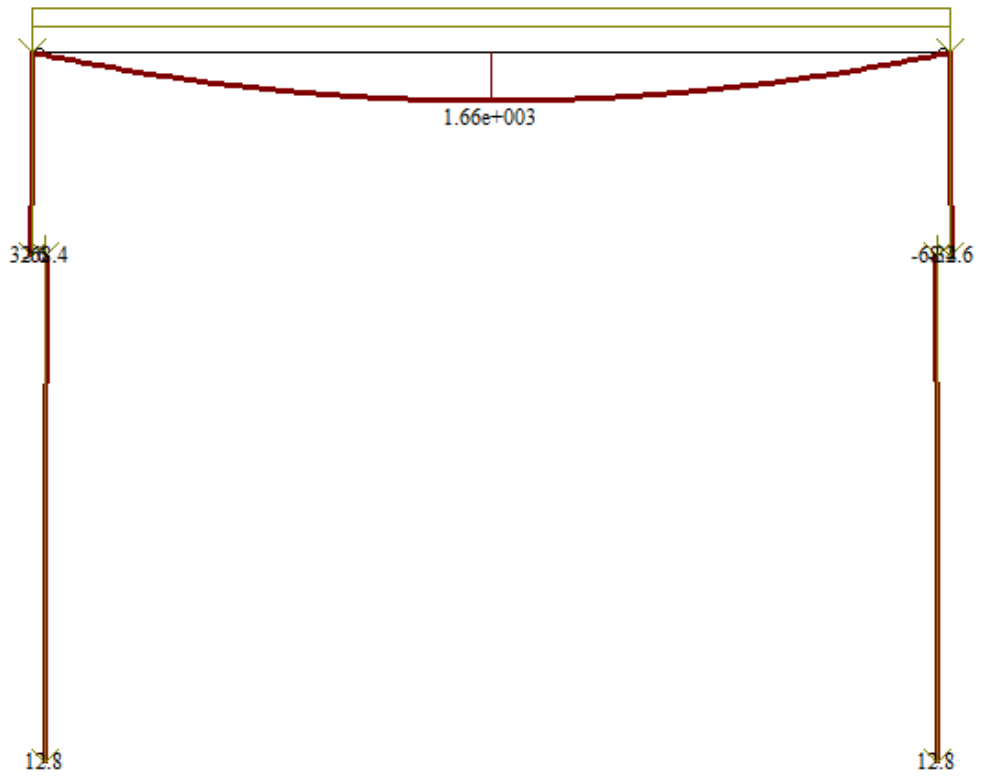
Отже, профіль (160x4 мм) підходить.

Епюри внутрішніх зусиль рами за РСН

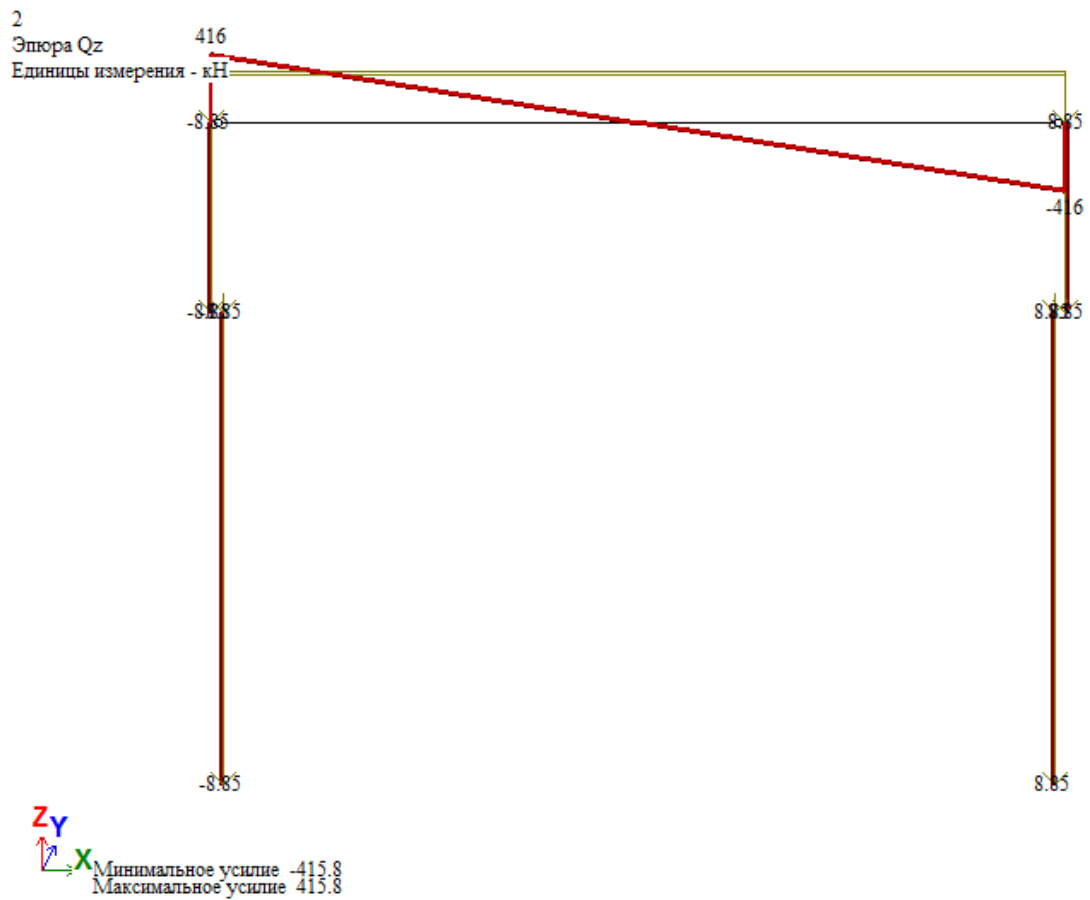


Максимальний граничний момент ригеля(постійне та снігове навантаження)

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							28
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		



Максимальний експлуатаційний момент ригеля(постійне та снігове навантаження)

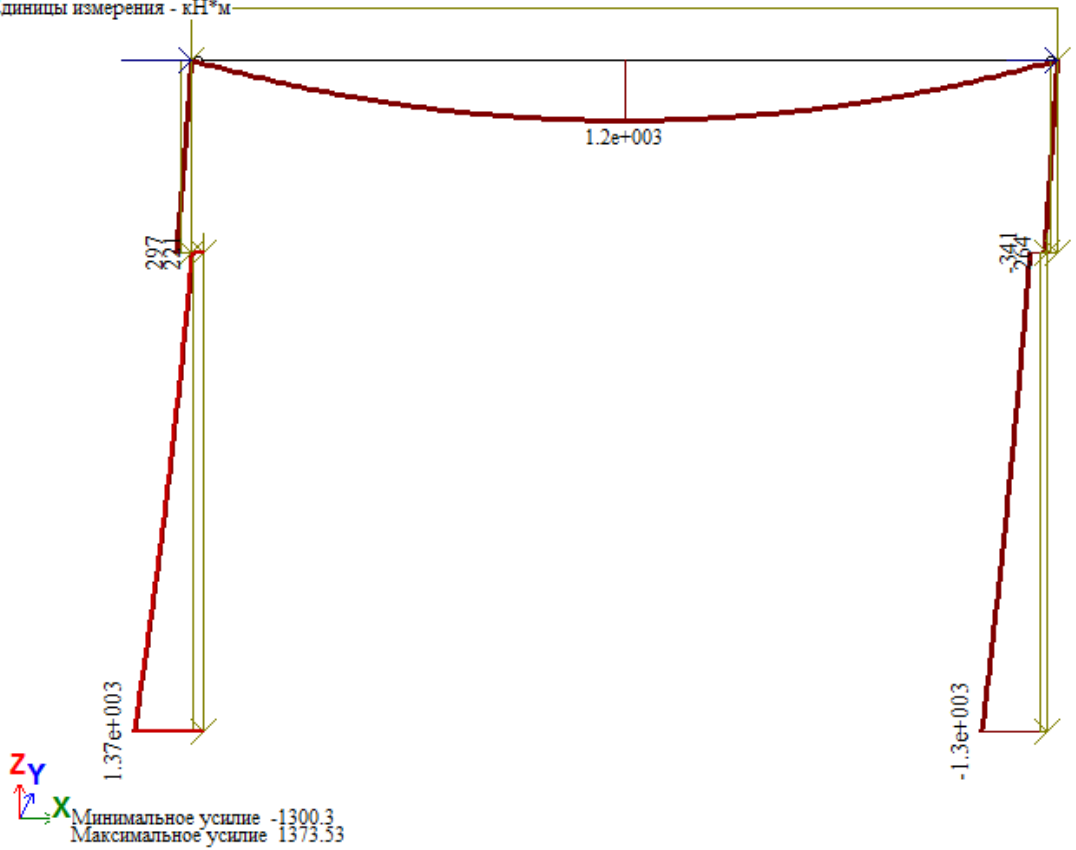


Максимальне граничне поперечне зусилля ригеля(постійне та снігове навантаження)

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							29
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

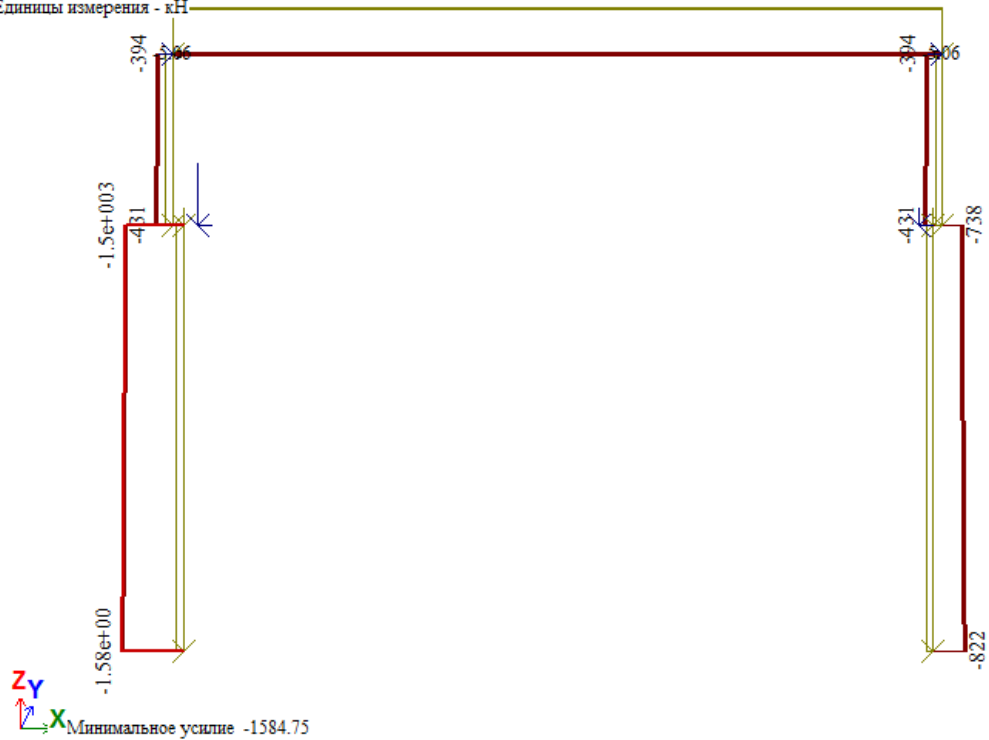
Для колони:

3
Эпюра Му
Единицы измерения - кН*м



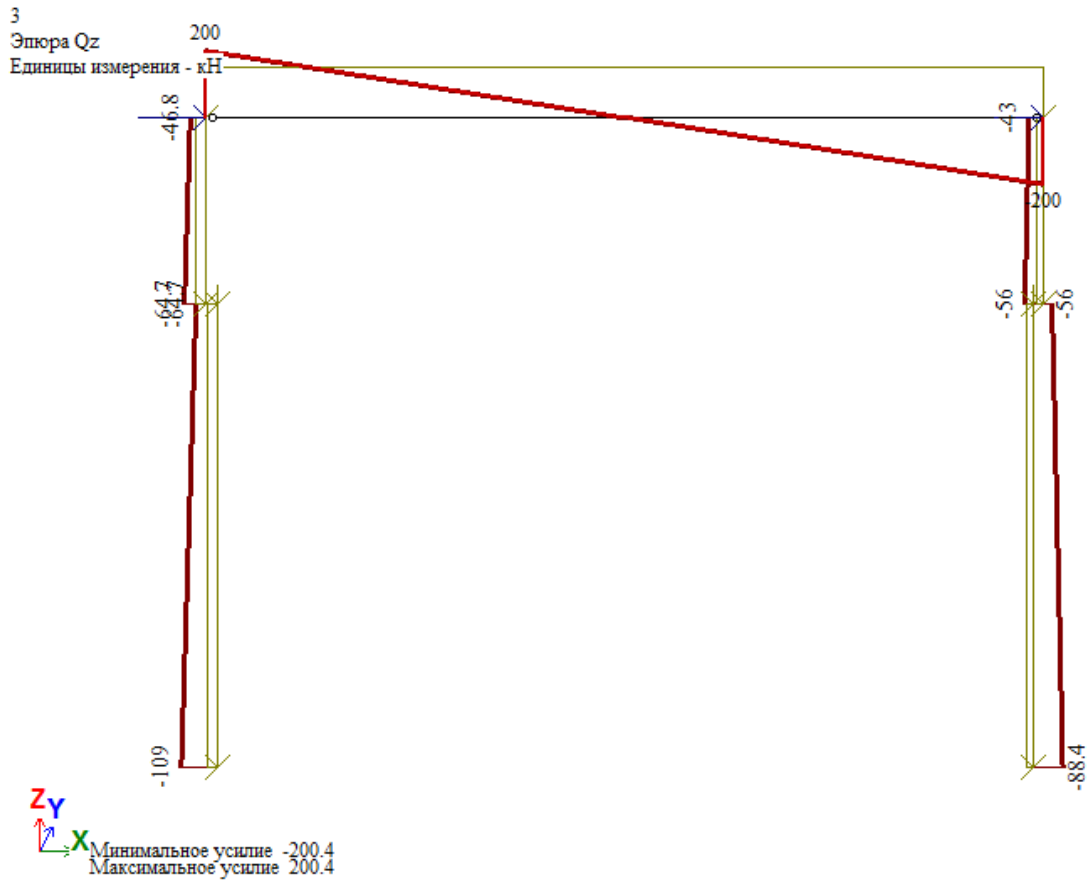
Максимальний граничний момент колони(постійне та вітрове навантаження)

6
Эпюра N
Единицы измерения - кН



Максимальне граничне поздовжнє зусилля в колоні(від усіх навантажень разом).

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							30
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		



Максимальне граничне поперечне зусилля колони(постійне та вітрове навантаження)

Единицы измерения усилий: кН
 Единицы измерения напряжений: т/м**2
 Единицы измерения моментов: кН*м
 Единицы измерения распределенных моментов: (кН*м)/м
 Единицы измерения распределенных перерезывающих сил: кН/м
 Единицы измерения перемещений поверхностей в элементах: м

Коэффициенты сочетаний

N загруз.	Вид	1	2	3	4	5	6
1	Постоянное(п)	1	1	1	1	1	1
2	Кратковременное(к)	0	1	0	0	0	0.9
3	Кран(кр)	0	0	0	1	0	0.9
4	Кран(кр)	0	0	0	0	1	0.9
5	Кратковременное(к)	0	0	1	0	0	0.9

Thu Jun 13 15:52:37 2019 рама_димломний основная схема 1

У С И Л И Я /НАПРЯЖЕНИЯ/ В ЭЛЕМЕНТАХ.

2_	1-1	1-2	2-1	2-2	3-1	3-2	4-1	4-2	5-1
	1	1	2	2	5	5	8	8	3
	3	3	4	4	6	6	7	7	4
6 -	6								
N	-428.47	-391.85	-428.47	-391.85	-1582.3	-1497.9	-735.24	-819.63	-5.1026
M	265.12	239.90	746.40	591.94	-244.86	-988.00			
Q	-57.776	-41.706	-50.863	-39.158	-31.644	8.3646	-41.431	-70.572	391.85
2_	5-2								
	3								
	4								
6 -	6								
N	-5.1026								
Q	-391.85								

Від усіх навантажень

Единицы измерения усилий: кН
 Единицы измерения напряжений: т/м**2
 Единицы измерения моментов: кН*м
 Единицы измерения распределенных моментов: (кН*м)/м
 Единицы измерения распределенных перерезывающих сил: кН/м
 Единицы измерения перемещений поверхностей в элементах: м

Коэффициенты сочетаний

N загруз.	Вид	1	2	3	4	5	6
1	Постоянное(п)	1	1	1	1	1	1
2	Кратковременное(к)	0	1	0	0	0	0.9
3	Кран(Кр)	0	0	0	1	0	0.9
4	Кран(Кр)	0	0	0	0	1	0.9
5	Кратковременное(к)	0	0	1	0	0	0.9

Thu Jun 13 15:57:34 2019 рама_димломний основная схема

1

У С И Л И Я /НАПРЯЖЕНИЯ/ В ЭЛЕМЕНТАХ.

2_	1-1	1-2	2-1	2-2	3-1	3-2	4-1	4-2	5-1
	1	1	2	2	5	5	8	8	3
	3	3	4	4	6	6	7	7	4
2 - 2									
N	-452.41	-415.80	-452.41	-415.80	-536.81	-452.41	-452.41	-536.81	8.8542
M	47.193		-47.193		18.557	-98.937	-98.937	18.557	
Q	-8.8542	-8.8542	8.8542	8.8542	-8.8542	-8.8542	8.8542	8.8542	415.80
2_	5-2	5-3	6-1	6-2	7-1	7-2	8-1	8-2	9-1
	3	3	11	11	12	12	15	15	18
	4	4	13	13	14	14	16	16	17
2 - 2									
N	8.8542	8.8542	-312.73	-276.12	-312.73	-276.12	-397.13	-312.73	-312.73
M	2494.8		32.622		-32.622		12.828	-68.391	-68.391
Q		-415.80	-6.1205	-6.1205	6.1205	6.1205	-6.1205	-6.1205	6.1205
2_	9-2	10-1	10-2	10-3					
	18	13	13	13					
	17	14	14	14					
2 - 2									
N	-397.13	6.1205	6.1205	6.1205					
M	12.828		1656.7						
Q	6.1205	276.12		-276.12					

Від постійного і снігового навантаження.

Единицы измерения усилий: кН
 Единицы измерения напряжений: т/м**2
 Единицы измерения моментов: кН*м
 Единицы измерения распределенных моментов: (кН*м)/м
 Единицы измерения распределенных перерезывающих сил: кН/м
 Единицы измерения перемещений поверхностей в элементах: м

Коэффициенты сочетаний

N загруз.	Вид	1	2	3	4	5	6
1	Постоянное(п)	1	1	1	1	1	1
2	Кратковременное(к)	0	1	0	0	0	0.9
3	Кран(Кр)	0	0	0	1	0	0.9
4	Кран(Кр)	0	0	0	0	1	0.9
5	Кратковременное(к)	0	0	1	0	0	0.9

Thu Jun 13 15:58:18 2019 рама_димломний основная схема

1

У С И Л И Я /НАПРЯЖЕНИЯ/ В ЭЛЕМЕНТАХ.

2_	1-1	1-2	2-1	2-2	3-1	3-2	4-1	4-2	5-1
	1	1	2	2	5	5	8	8	3
	3	3	4	4	6	6	7	7	4
3 - 3									
N	-237.01	-200.40	-237.01	-200.40	-321.41	-237.01	-237.01	-321.41	-5.2032
M	297.06		264.07		1373.5	220.50	-340.63	-1299.2	
Q	-64.662	-46.806	-56.048	-43.043	-109.11	-64.662	-56.048	-88.427	200.40
2_	5-2	5-3	6-1	6-2	7-1	7-2	8-1	8-2	9-1
	3	3	11	11	12	12	15	15	18
	4	4	13	13	14	14	16	16	17
3 - 3									
N	-5.2032	-5.2032	-211.09	-174.48	-211.09	-174.48	-295.49	-211.09	-211.09
M	1202.4		294.36		266.78		1372.4	226.17	-334.96
Q		-200.40	-64.154	-46.299	-56.555	-43.550	-108.60	-64.154	-56.555
2_	9-2	10-1	10-2	10-3					
	18	13	13	13					
	17	14	14	14					
3 - 3									
N	-295.49	-5.7105	-5.7105	-5.7105					
M	-1300.2		1046.8						
Q	-88.934	174.48		-174.48					

Від постійного та вітрового навантаження.

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Консультант Раценко А. М.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		33

1. Вихідні дані для проектування

Район будівництва – м. Львів.

За результатами розрахунків каркасу будівлі, маємо наступні значення зусиль, що передаються з колони на ростверк:

- $N = 1584,75$ кН
- $Q = -109,12$ кН
- $M = 1373,53$ кНм

Абсолютна позначка устя свердловини – 164.5 м. над рівнем моря. Виходячи із конструктивних вимог кріплення бази колони до ростверку маємо абсолютну позначку ростверку $164.5 - 0.2 - 0.4 = 163.9$ м. Висоту підколінника призначаємо 1м, висоту ростверку – 0.7 м. Тоді абсолютна позначка дна котловану становить $163.9 - 1 - 0.7 = 162.2$ м., що знаходиться на глибині 2.3 м. від поверхні.

Підосва ростверку влаштовуватиметься у ІГЕ-1(насипний ґрунт) на глибині 2.3 м. Ґрунтові води – на глибині 3.2 м (абсолютна позн.162.00 м). Палі будуть прорізати ІГЕ-1 на ділянці 3.2 м.; ІГЕ-4а (суглинок м'яко-пластичний) на ділянці 2.1 м.; ІГЕ-4(пісок середньої крупності) на ділянці 2.2 м.

За даними інженерно-геологічними умовами призначаємо несучим ІГЕ-4 – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою, кварцовий, з жорсткою вапняку, сірий.

2. Визначення несучої здатності палі та конструювання ростверку

Палі приймаємо забивні, перерізом - 300 x 300 мм. Необхідна довжина палі в даних умовах становить:

$$L = 0.4 + 0.9 + 2.3 + 2.1 + 1.0 = 6.7 \text{ м. Приймаємо паль } С7-30.$$

Спочатку визначаємо несучу здатність палі за матеріалом. Знаходимо коефіцієнт деформації:

$$\alpha_{\varepsilon} = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{\gamma_c EI}} = \sqrt[5]{\frac{13600 \cdot (1.5 \cdot 0.3 + 0.5)}{3 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 0.000675}} = 0.788 \text{ м}^{-1},$$

де K – коефіцієнт пропорційності, $K=13600$ кН/м⁴(за інтерполяцією); b_p – умовна ширина палі, м., приймається для палей з діаметром < 0.8 м. - $b_p=1.5d+0.5$ м.; γ_c – коефіцієнт умов роботи при багаторядному розташуванні палей у фундаменті із низьким ростверком і сейсмічним навантаженням, $\gamma_c=3$; E -модуль пружності матеріалу палі, кПа; I -момент інерції поперечного перерізу палі, м⁴.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							34
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Визначаємо заземлення палі у ґрунті при низькому ростверку:

$$l_1 = \frac{2}{\alpha_\varepsilon} = \frac{2}{0.788} = 2.54 \text{ м.}, \text{ звідси коефіцієнт } \varphi = 1.0.$$

Розраховуємо опір палі за матеріалом:

$$F_s = \psi (\gamma_{cb} \cdot \gamma_{cb1} R_b A_b + R_{sc} A_s) = 1.0 \cdot (1.0 \cdot 1.0 \cdot 11.5 \cdot 10^3 \cdot 0.09 + 365 \cdot 10^3 \cdot 12.06 \cdot 10^{-4}) = 1475.2 \text{ кПа.}$$

Де ψ – коефіцієнт поздовжнього згину, R_b – розрахунковий опір бетону (С16/20) по осьовому стисненню по першій групі граничного стану; A_d – площа поперечного перерізу палі; R_{sc} – розрахунковий опір поздовжньої арматури стисненню.

Несуча здатність однієї забивної палі по ґрунту визначатимемо за:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot RA + U \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

де $\gamma_c, \gamma_{cR}, \gamma_{cf}$ – коефіцієнти, що дорівнюють одиниці, якщо палі забиті дизельмолотом безлідируючих свердловин; A – площа поперечного перерізу палі, $A = 0.09 \text{ м}^2$; U – периметр поперечного перерізу; $U = 1.2 \text{ м}$.

Глибина забивки нижнього кінця палі від рівня природного рельєфу дорівнює 8.9 м.

Розрахунковий опір ґрунту під вістрям палі за [5, табл. 1] складає:

- при $H = 7 \text{ м.}$, $R = 3700 \text{ кПа}$;
- при $H = 10 \text{ м.}$, $R = 4000 \text{ кПа}$;

за інтерполяцією для $H = 8.9 \text{ м.}$, маємо $R = 3990 \text{ кПа}$.

Розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі визначаємо по [5, табл. 2], при цьому товщина кожного шару ґрунту приймаємо не більше 2 м.

Для ІГЕ-1 та ІГЕ-4а приймаємо $f = -5 \text{ кПа}$. Для останньої ділянки палі довжиною 1.3 м., що знаходиться у ІГЕ-4 (пісок середньої крупності), на глибині 8.25 м. від рівня природного рельєфу, за інтерполяцією $f = 62.4 \text{ кПа}$.

Тому несуча здатність однієї палі становитиме:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot RA + U \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) = 1.0 \cdot (3990 \cdot 0.09 + 1.2 \cdot (0.9 \cdot (-5) + 1.0 \cdot (-5) + 1.3 \cdot (-5) + 1.0 \cdot (-5) + 1.1 \cdot (-5) + 1.3 \cdot 62.4)) = 424.64 \text{ кН.}$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							35
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Розрахункове навантаження допустиме на одну палю:

$$N_c = \frac{424.64}{1.4} = 303.31 \text{ кН.}$$

Тоді необхідна кількість паль під несучу колону становить:

$$n = \frac{N_I \cdot k}{N_c} = \frac{1.2N_{II} \cdot k}{N_c} = \frac{1.2 \cdot 1584.75 \cdot 1.33}{303.31} = 5.94 \text{ шт.}$$

де k – коефіцієнт, який враховує дію моменту:

$$k = 1 + \frac{\Sigma M_{II}}{3N_{II}} = 1 + \frac{109.12 \cdot 1.7 + 1373.53}{3 \cdot 1584.75} = 1.33.$$

Для подальших розрахунків приймаємо 6 паль під колону. Конструюємо ростверк, маючи на увазі, що мінімальна відстань між палями становить $3d$:

$$l_{min} = 3d = 3 \cdot 0.3 = 0.9 \text{ м.}$$

Знаходимо розміри ростверку в плані. Довжина ростверку:

$$l_r = 2 \cdot 1.2 + 0.3 + 2 \cdot 0.05 = 2.8 \text{ м.}$$

Ширина ростверку:

$$b_r = l_{min} + d + 2 \cdot 0.05 = 0.9 + 0.3 + 0.1 = 1.3 \text{ м.} = b_{cf} = 1.3 \text{ м.}$$

Запроектований ростверк повинен задовольняти наступні умови несучої здатності.

$$1. \frac{\Sigma N^I}{n} \leq N_p;$$

$$\Sigma N^I = (N + N_f) \cdot 1.2 = 1584.75 + (1.3 \cdot 2.8 \cdot 0.7 + 1.3 \cdot 1.7 \cdot 1.0) \cdot 25 \cdot 1.1 + (0.6 \cdot 1.3 \cdot 0.7) \cdot 17.5 \cdot 1.3 = 1728.02 \text{ кН.}$$

$$\frac{1728.02}{6} = 288.00 \text{ кН} \leq \frac{424.64}{1.2} = 353.87 \text{ кН.};$$

Умова виконується.

$$2. \frac{\Sigma N^I}{n} + \frac{\Sigma M_x^I \cdot y_{max}}{\Sigma y_i^2} \leq 1.2N_p;$$

$$\Sigma M_x^I = (M + Q \cdot h_f) \cdot 1.2 = (1373.53 - 109.12 \cdot 1.7) \cdot 1.2 = 1225.63 \text{ кНм.}$$

$$y_{max} = 1.2 \text{ м.}; \quad \Sigma y_i^2 = 4 \cdot 1.2^2 + 2 \cdot 0.7^2 = 6.74 \text{ м}^2.$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							36
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

$$\frac{1728.02}{6} + \frac{1225.63 \cdot 1.2}{6.74} = 359.41 \leq 1.2 \cdot \frac{424.64}{1.2} = 424.64 \text{ кН.};$$

Умова виконується.

$$3. \frac{\Sigma N^I}{n} - \frac{\Sigma M_x^I \cdot y_{\max}}{\Sigma y_i^2} > 0;$$

$$\frac{1728.02}{6} - \frac{1225.63 \cdot 1.2}{6.74} = 69.79 \text{ кН.} > 0;$$

Умова виконується.

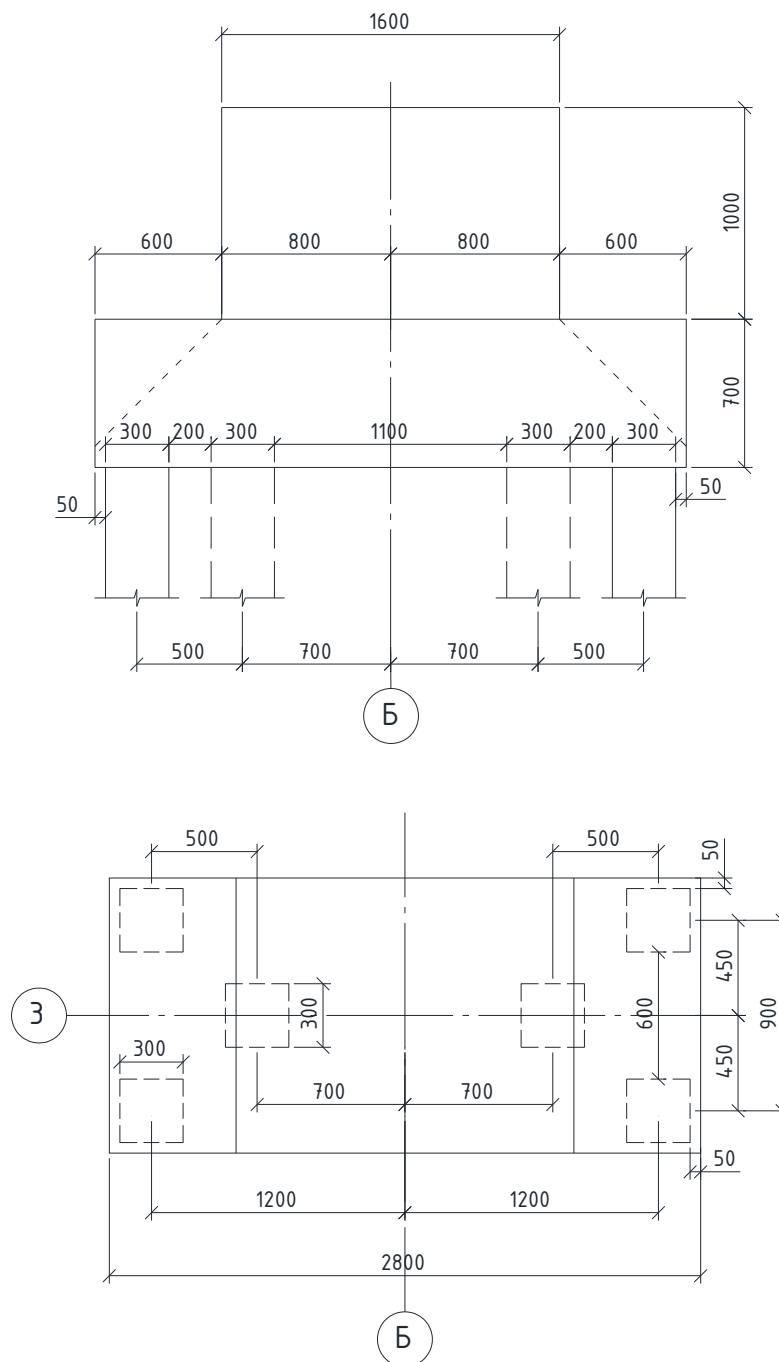


Рис.1. Ростверк в плані та поздовжньому розрізі

						Атестаційна випускна робота	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		37

3. Розрахунок армування ростверку

Розрахунок ростверку виконаємо на дію поперечної сили та на згин. Розрахунок на продавлювання непотрібний, оскільки вся підшва ростверку знаходиться в межах призми продавлювання (рис. 1).

Для розрахунку необхідного армування, спершу необхідно прийняти розрахункову схему ростверку. В даному випадку, розглядатимемо ростверк як трьох пролітну балку на чотирьох опорах. Висота балки – 0.7 м. Отже маємо наступну розрахункову схему:

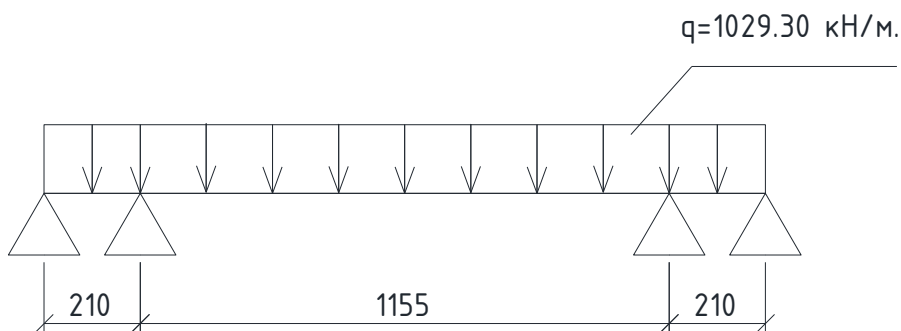


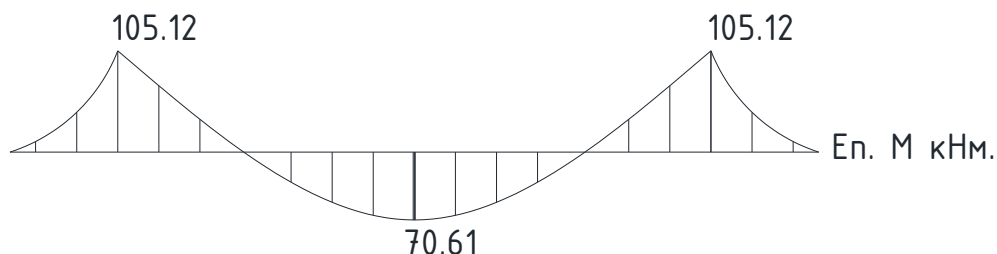
Рис.2. Розрахункова схема ростверку

Оскільки довжина балки 1.575м, то для визначення рівномірно розподіленого навантаження на 1 м.п. балки, необхідно зосереджене навантаження від колони N та масу верхньої частини ростверку просумувати та розділити довжину балки. Отримуємо $q = 1029.30$ кН/м.

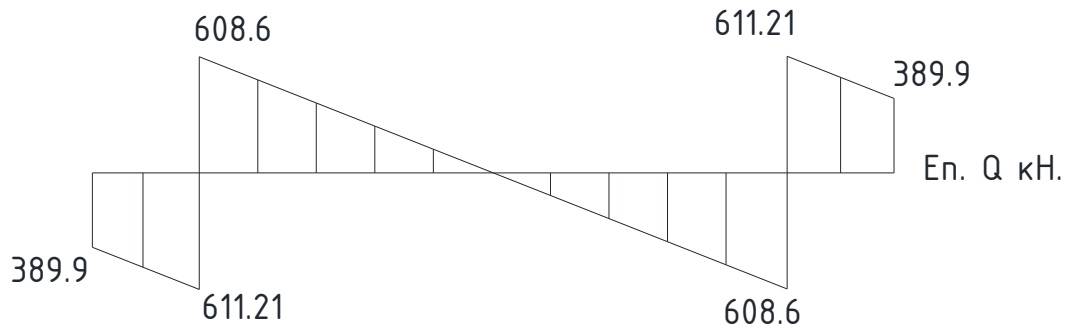
Моменти на опорах ($M_{оп}$), в середині прольоту ($M_{пр}$) та перерізуючи силу Q, визначаємо за відомими формулами:

$$M_{оп} = \frac{q_o L_p^2}{12}, \quad M_{пр} = \frac{q_o L_p^2}{24}, \quad Q = \frac{q_o L_p}{2},$$

Провівши необхідні розрахунки, маємо такі епюри внутрішніх зусиль для ростверку:



						Атестаційна випускна робота	Арк.
							38
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		



Площу робочої арматури (см²) визначаємо як:

$$A_s = \frac{M \cdot 10^3}{0.9 h_0 \cdot R_s}, \quad h_0 = h_p - a;$$

де M - розрахунковий момент (найбільший), кНм; h_0 - робоча висота перерізу ростверку, см; R_s - розрахунковий опір арматури (А400С), МПа; h_p - висота ростверку, см; a_0 - захисний шар бетону, см.

Площа перерізу верхньої арматури на опорах:

$$A_{s,op} = \frac{105.12 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 65 \cdot 280} = 6.42 \text{ см}^2, \quad h_0 = 70 - 5 = 65 \text{ см.};$$

Площа перерізу нижньої арматури в прольоті:

$$A_{s,np} = \frac{70.61 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 65 \cdot 280} = 4.31 \text{ см}^2;$$

Беремо арматуру класу А400С: верхню - 6 \emptyset 12 ($A_s = 6.78 \text{ см}^2$), нижню - 4 \emptyset 10 ($A_s = 3.14 \text{ см}^2$).

Поперечні стержні приймаємо конструктивною, діаметром – 8 мм., з кроком 150-200 мм. Захисний шар бетону – 50 мм.

4. Розрахунок анкеру

Підкранова частина колони будівлі наскрізного перерізу. Кожна вітка колони кріпиться до фундаменту за допомогою траверси через анкерні болти (4 шт.).

Із розрахункової схеми рамного поперечника маємо зусиллями M , Q та N , отримуємо поздовжнє зусилля ($N_{\text{вис}}$), що діє на зовнішню вітку колони, яке складає

$$N_{\text{вис}} = 825,44 \text{ кН.}$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							39
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Оскільки вітка колони кріпиться чотирьома анкерами, то один анкер сприйматиме зусилля: $N_1 = 825.44 / 4 = 206.36$ кН.

Марку сталі анкерів приймаємо Ст20. Розрахунковий опір даної сталі $R_{ba} = 145$ МПа. Необхідна площа анкеру:

$A_{sa} = k_0 P / R_{ba} = 1.05 \cdot 206.36 / 14.5 = 14.94$ см². Звідси діаметр анкеру $d = 44$ мм. Довжину заглиблення анкера у тіло фундаменту приймаємо рівною $H_0 = 30d = 30 \cdot 44 = 1320$ мм. Анкер приймаємо з відгином.

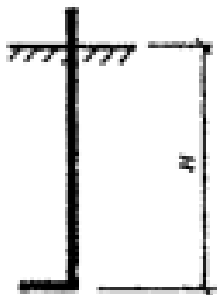


Рис.3 Ескіз анкеру

5. Розрахунок деформації основи пальового фундаменту

Визначення ширини умовного фундаменту:

$$b_1 = d_c + d + 2L \operatorname{tg} \alpha,$$

$$b_2 = d_c + d + 2L \operatorname{tg} \alpha,$$

де d_c – відстань між крайніми палями в одній із площині прямокутного ростверку, м; L – довжина палі, м; α – кут передачі сили тертя $\alpha = \varphi_{\text{Пср}}/4$; $\varphi_{\text{Пср}}$ – осереднений кут внутрішнього тертя ґрунтів, які лежать в межах паль, d – діаметр палі.

$$\alpha = 28/4 = 7.0^\circ;$$

ширина умовного фундаменту:

$$b_1 = 2.4 + 0.3 + 2 \cdot 7 \cdot 0.096 = 4.04 \text{ м.},$$

$$b_2 = 0.9 + 0.3 + 2 \cdot 7 \cdot 0.096 = 2.54 \text{ м.},$$

Через те, що $d_1 = 4.04$ м. < 10 м., а $E = 30$ МПа > 10 МПа, то осідання фундаментів розраховують методом лінійно-деформованого шару.

$d_y = L + d_r = 7 + 2.3 = 9.3$ м – відстань від відмітки рельєфу до п'яти палі.

$$\sigma_{mt} = \frac{\Sigma N''}{A_y} = \frac{N + N_f}{b_y \cdot l_y} = \frac{1584.75 + 1908.66}{4.04 \cdot 2.54} = 340.44 \text{ кПа.}$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		40

$$\text{де } N_f = \Sigma b_y \cdot l_y \cdot d_y \cdot \gamma = 4.04 \cdot 2.54 \cdot 9.3 \cdot 20 = 1908.66 \text{ кН.}$$

Призначення потужності елементарного шару.

$$h_i \leq 0.4b_y = 0.4 \cdot 4.04 = 1.62 \text{ м.}$$

Побудова епюри природнього тиску.

Скористаємося формулою:

$$\sigma_{zg0} = \Sigma \gamma_i h_i = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) = 17.5 \cdot 4.8 + 17.6 \cdot (6.9 - 4.8) + 19.8 \cdot (8.2 - 6.9) \cdot 10.2 = 383.5 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zg1} = \Sigma \gamma_i h_i = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) = 383.5 + 0.9 \cdot 10.2 + 0.56 \cdot 17.46 = 402.5 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zg2} = \Sigma \gamma_i h_i = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) = 402.5 + 0.9 \cdot 17.46 = 418.2 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zg3} = \Sigma \gamma_i h_i = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) = 418.2 + 0.16 \cdot 18.84 = 421.2 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zg4} = \Sigma \gamma_i h_i = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) = 421.2 + 1.62 \cdot 18.84 = 451.7 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zg5} = \Sigma \gamma_i h_i = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) = 451.7 + 19.8 \cdot 1.6 = 483.4 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zg6} = \Sigma \gamma_i h_i = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) = 483.4 + 19.8 \cdot 1.6 = 515.1 \text{ кПа.}$$

Побудова епюри додаткового тиску.

Додатковий тиск на рівні підшви умовного фундаменту:

$$\sigma_{zp0} = \sigma_{mt} = 340.44 \text{ кПа.}$$

Додатковий тиск у ґрунті на будь-якій глибині Z від підшви умовного фундаменту визначаємо за:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha \cdot \sigma_{zp,0};$$

$$\text{в точці 1: } \zeta_1 = \frac{2Z_1}{b_y} = \frac{2 \cdot 1.6}{4.04} = 0.792; \quad \alpha_1 = 0.859;$$

$$\text{в точці 2: } \zeta_2 = \frac{2Z_2}{b_y} = \frac{2 \cdot 3.2}{4.04} = 1.584; \quad \alpha_2 = 0.561;$$

$$\text{в точці 3: } \zeta_3 = \frac{2Z_3}{b_y} = \frac{2 \cdot 4.8}{4.04} = 2.376; \quad \alpha_3 = 0.355;$$

$$\text{в точці 4: } \zeta_4 = \frac{2Z_4}{b_y} = \frac{2 \cdot 6.4}{4.04} = 3.168; \quad \alpha_4 = 0.235;$$

$$\text{в точці 5: } \zeta_5 = \frac{2Z_5}{b_y} = \frac{2 \cdot 8.0}{4.04} = 3.960; \quad \alpha_5 = 0.164;$$

$$\text{в точці 6: } \zeta_6 = \frac{2Z_6}{b_y} = \frac{2 \cdot 1.6}{4.04} = 4.752; \quad \alpha_6 = 0.120;$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							41
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

$$\sigma_{zp,1} = \alpha_1 \cdot \sigma_{zp,0} = 0.859 \cdot 340.44 = 292.44 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp,2} = \alpha_2 \cdot \sigma_{zp,1} = 0.561 \cdot 292.44 = 164.06 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp,3} = \alpha_3 \cdot \sigma_{zp,2} = 0.355 \cdot 164.06 = 58.24 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp,4} = \alpha_4 \cdot \sigma_{zp,3} = 0.235 \cdot 58.24 = 13.69 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp,5} = \alpha_5 \cdot \sigma_{zp,4} = 0.164 \cdot 13.69 = 2.25 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp,6} = \alpha_6 \cdot \sigma_{zp,5} = 0.120 \cdot 2.25 = 0.27 \text{ кПа};$$

Визначення потужності стисливої зони.

Межа стисливої зони знаходиться на глибині, де виконується умова:

$$0.2\sigma_{zgi} \geq \sigma_{zpi};$$

$$0.2 \cdot \sigma_{zg4} = 0.2 \cdot 451.7 = 90.34 \text{ кПа} > 13.69 \text{ кПа}.$$

Отже, межа стисливої зони знаходиться на глибині $H_{ст} = 4h_i = 4 \cdot 1.6 = 6.4 \text{ м}$.

Визначення осідання основи.

Визначити осідання елементарного шару ґрунту будемо за формулою:

$$S_i = \beta \sum_1^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i};$$

$$S_{0-1} = 0.8 \frac{(\sigma_{zp,0} + \sigma_{zp,1}) / 2 \cdot h_{0-1}}{E_4} = 0.8 \frac{(340.44 + 292.44) / 2 \cdot 1.6}{30 \cdot 10^3} = 0.0135 \text{ м};$$

$$S_{1-2} = 0.8 \frac{(\sigma_{zp,1} + \sigma_{zp,2}) / 2 \cdot h_{1-2}}{E_4} = 0.8 \frac{(292.44 + 164.06) / 2 \cdot 1.6}{30 \cdot 10^3} = 0.0097 \text{ м};$$

$$S_{2-3} = 0.8 \frac{(\sigma_{zp,2} + \sigma_{zp,3}) / 2 \cdot h_{2-3}}{E_4} = 0.8 \frac{(164.06 + 58.24) / 2 \cdot 1.6}{30 \cdot 10^3} = 0.0047 \text{ м};$$

$$S_{3-4} = 0.8 \frac{(\sigma_{zp,3} + \sigma_{zp,4}) / 2 \cdot h_{3-4}}{E_4} = 0.8 \frac{(58.24 + 13.69) / 2 \cdot 1.6}{30 \cdot 10^3} = 0.0015 \text{ м};$$

Тоді, сумарне осідання основи складає:

$$S = \sum S_i = S_{0-1} + S_{1-2} + S_{2-3} + S_{3-4} = 0.0135 + 0.0097 + 0.0047 + 0.0015 = 0.0294 \text{ м} \approx 3 \text{ см}.$$

$$S = 3.0 \text{ см} < S_u = 8.0 \text{ см}.$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							42
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

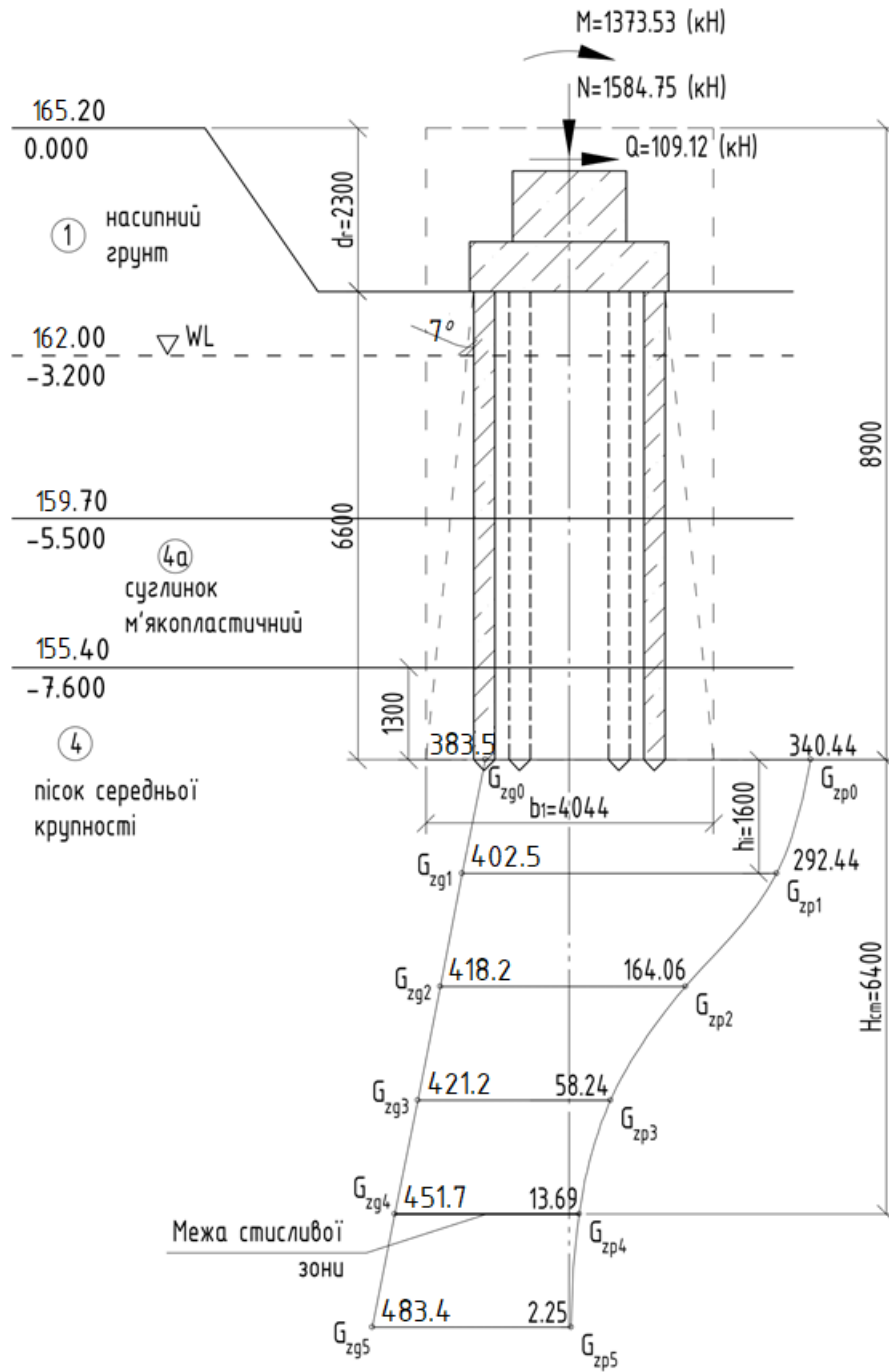


Рис.4 До розрахунку деформації основи пального фундаменту

ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

Консультант Басараб В. А.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							44
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

ЗАГАЛЬНІ ВИРІШЕННЯ З ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА ОБ'ЄКТУ

Найменування об'єкту - Ремонтно – механічний цех електродвигунів з прогоном 24 м в м. Львів. Глибина закладання фундаментів – 2,3 м. Відмітка низу кров'яних конструкцій – 18 м. Каркас будівлі виконують з Металевих конструкцій та стінове огороження виконують з «Сендвіч» панелей. Підлоги – цементні, товщиною 150 мм. Основою фундаментів є пісок середньої щільності. Відстань до існуючої автодороги й точок підключення до джерел електро-, газо-, водо-, теплопостачання, каналізації та зв'язку – 0,1 км. Проведення оптимізації графіка за критерієм «Ресурси» й розробки графіка роботи основних монтажних механізмів не планують.

Усі будівельні матеріали, вироби та конструкції постачаються на будівельний майданчик зі складів організацій, які беруть участь у зведенні об'єкта і розташовані на відстані до 10 км від місця забудови. Розчини, бетони та асфальт надходять на майданчик з основного заводу, який знаходиться на відстані до 7 км. Усі будівельні машини та механізми, залучаються з баз механізації організацій підрядників які залучені при будівництві.

Вихідні дані до виконання проекту

Таблиця 1

Проліт, м.	Крок колон, м.	Довжина. L, м	Глибина закладання фундаменту, м.	Відмітка низу кров'яних балок, м.
24	12	96	2.3	18

Загальні рішення з організації будівництва об'єкта.

Об'ємне-планувальне та конструктивне рішення об'єкту

Будівля проектувана у вигляді одно прольотної одноповерхової будівлі прямокутної форми. Проліт – 24 метри, ширина – 25 м, а довжина – 96 м. Кроки колон – 12 м.

По торцях будівлі й між несучими колонами для кріплення стінових панелей проектуємо фахверкові колони. Покриття з прогонів та листів профнастилу беремо з розмірами 0.9х6 метри. Зовнішні стіни зі «Сендвіч панелей» беремо розміром 6х1,2 метри.

Нормативний строк будівництва

Нормативну тривалість будівництва визначаємо в залежності від площі будівлі спираючись на ДСТУ Б А.3.1-22:2013. У ситуації коли фактична площа будівлі

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							45
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

відрізняється на 25% чи більше від наведених у ДСТУ, то нормативну тривалість будівництва обчислюємо методом інтерполяції або екстраполяції згідно до вказівок вказаного нормативного документу.

Характеристика стика і назва об'єкту	Об'єм об'єкту, тис. м ³	Вид нормативного документу	Норма тривалості будівництва, місяців	
			Загальна	У тому числі
				Підготовчий період
Промислова будівля	30	ДСТУ Б А.3.1-22:2013	12	1
	60	ДСТУ Б А.3.1-22:2013	9	1
	40.608	Прийнята	11	1

Загальні положення з організації будівництва

Враховуючи, що виробничі технологічні підземні споруди відсутні, приймаємо закритий метод будівництва. Для здійснення земляних робіт в залежності від їх виду приймають наступні вирішення:

- бульдозери, потужністю 130 кінських сил – на роботах, які пов'язані зі зрізанням рослинного шару ґрунту, вертикальним плануванням території або зворотним засипанням котлованів;

-екскаватори драглайни зі ківшом, який мають об'єм 0,5 м³ на розробці котлованів і траншей, що стоять окремо.

Виходячи з глибини закладання фундаменту під каркас будівлі та фахверкові колони, прийнятого кроку та розмірів опорної частини, під поздовжні осі плануємо влаштування окремих котлованів.

Залишок ґрунту вивозимо з буд. майданчику транспортом до місця розташування резервів ґрунту даного району.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							46
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Монтаж пальових фундаментів та монолітних залізобетонних ростверків під каркас будівлі передбачаємо здійснювати за допомогою самохідних стрілових кранів із застосуванням армо сіток та армо опалубкових блоків.

Монтаж збірних конструкцій каркаса будівлі та стінової огорожі виконуємо самохідними стріловими кранами.

Подавати матеріали для виконання покрівельне монтажних робіт плануємо підйомниками та спеціальною установкою для механізованої подачі мастики на дах.

Спеціалізовані роботи (монтаж технологічного обладнання, санітарно-технічні та електротехнічні) передбачаємо робити за допомогою мостових кранів.

Вибір основних монтажних кранів

(таблиця технічного та економічного вибору)

Одноповерхові промислові будівлі монтуються, зазвичай, самохідними стріловими кранами. При цьому, для встановлення різного типу елементів, підбираємо окремий кран.

Усі будівлі та споруди мають такі загально об'ємне-планувальні параметри: ширина, висота і довжина, а збірні конструкції каркасу – монтажна маса, монтажна висота та місце розташування у плані.

Вибір монтажних кранів має два етапи. На першому здійснюємо технічний вибір, а на другому етапі виконуємо порівняльний аналіз техніко-економічних показників кількох кранів, які за своїми технічними характеристиками можуть виконати монтаж.

Технічний вибір означає потребу визначити необхідну вантажопідйомність, висоту підйому гаку, вильоту та довжину стріли кранів.

Потрібна вантажопідйомність крана має відповідати максимальній вазі елемента, що встановлюється.

Потрібна вантажопідйомність крану визначаємо як:

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							47
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

$$Q_{\text{потр}} = Q_1 + Q_2$$

де Q_1 - маса найважчого елемента, що монтуємо;

Q_2 - маса вантажопідйомних пристосувань;

Мінімально необхідна висота підйому вантажного гака визначаємо за формулою:

$$H_{\text{потр}}^{\text{гак}} = h_0 + h_3 + h_e + h_c$$

де h_0 - відстань від рівня, на якому стоїть кран, до проектної відмітки встановлення елемента;

h_3 - запас по висоті, необхідний аби перенесення елемента через уже встановлені елементи, беремо 0,5 метри;

h_e - висота елемента в монтажному положенні;

h_c - висота пристрою строп у робочому стані від верху елемента, який встановлюється, до гака крану.

Потрібний виліт стріли крану та довжина стріли визначаємо за таблицею вантажних характеристик.

У даному проекті приймають мінімальний виліт стріли крану задля встановлення колон, балок та ферм покриття.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							48
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Захватні засоби для піднімання конструкцій

Таблиця 5.

№ п/п	Характеристика	Маса т	Висота над конструкцією, м	Необхідна кількість, шт
1	Уніфікована траверса для монтажу колон з штировим захватом, вантажопідйомність 10т	0,146	0,6	1
2	Балкова чотирьох точкова траверса для монтажу ферм та кроквяних балок вантажопідйомність до 10т	1,2	4,86	1
3	Універсальна траверса для монтажу стінових панелей 6 м вантажопідйомністю 5т	0,164	2,5	1
4	Універсальна траверса для монтажу балок прогонів та листів проф настилу, вантажопідйомністю 5т	0,164	5,0	1

1. Колони – монтаж робимо уздовж прольоту на мінімальному вильоті стріли крану.

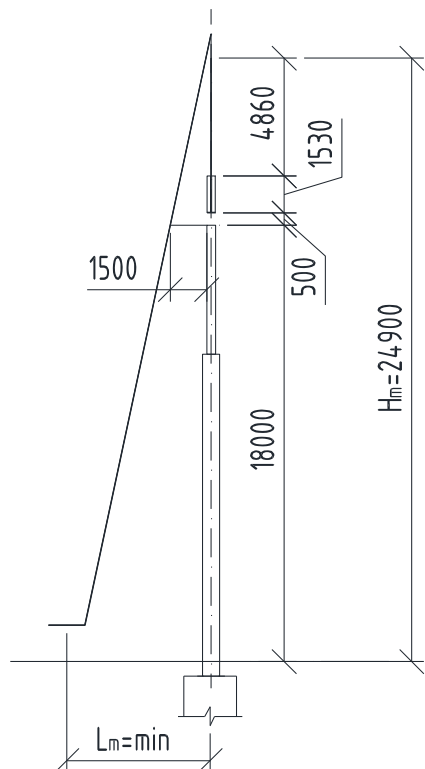
	<p> $Q_m = 4,1 + 0,146 = 4,246 \text{ т.}$ $H_m = 0,5 + 13,27 + 0,6 = 14,37 \text{ м.}$ $L_m = \text{min}$ </p>
--	--

2. Крокв'яні балки - монтаж плануємо робити уздовж прольоту на мінімальному вильоті стріли крану.

$$Q_m = 2,88 + 1,2 = 4,08 \text{ т.}$$

$$H_m = 18,0 + 0,5 + 1,53 + 4,86 = 24,9 \text{ м}$$

$$L_m = \text{min}$$



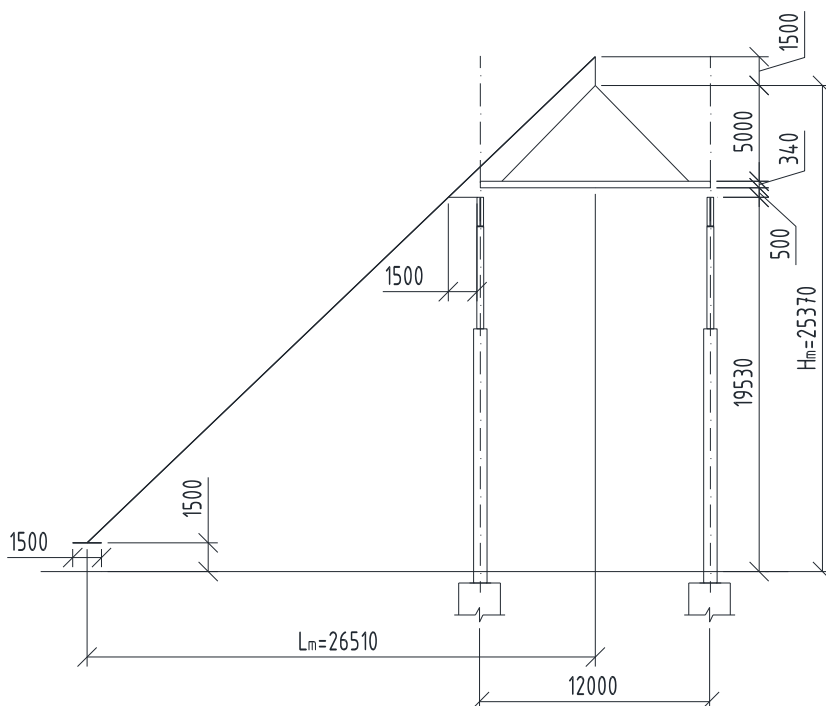
3. Прогони та проф настил - монтаж плануємо робити уздовж прольоту. Монтажний виліт визначають графічним способом.

$$Q_m = 0,252 + 0,164 = 0,416$$

т.

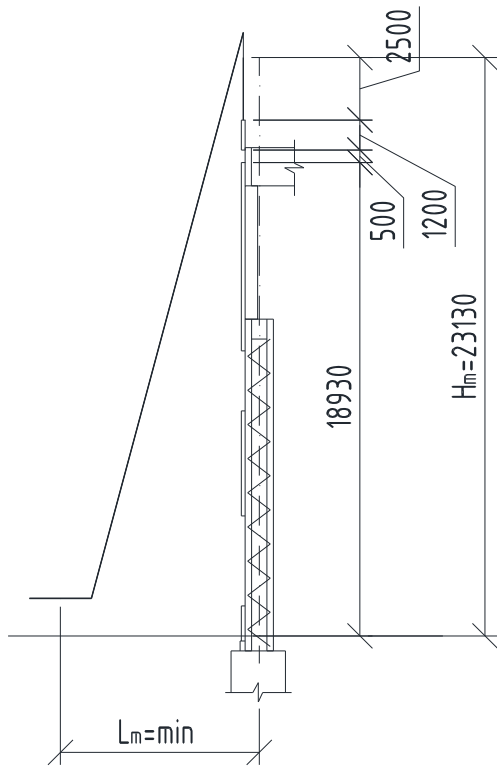
$$H_m = 19,53 + 0,5 + 0,34 + 5,0 = 25,37 \text{ м.}$$

$$L_m = 26,51 \text{ м.}$$



						Атестаційна випускна робота	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		50

4. Стінові панелі – монтаж плануємо робити уздовж зовнішніх осей будівлі на мінімальному вильоті стріли крану.



$$Q_m = 0,150 + 0,164 = 0,314 \text{ т.}$$

$$H_m = 18,93 + 0,5 + 1,2 + 2,5 = 23,13 \text{ м.}$$

$$L_m = 26,51 \text{ м.}$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		51

Технічний вибір кранів

Таблиця 4.

№ п/п	Характеристики крану	Од. вим.	Конструкції, що монтуються			
			Колони/підкрано ві балки	Прогони	Кров'яні балки	Стінові панелі
			Необхідні показники кранів			
1	Висота підйому гака	м	14,37	25,37	24,9	23.13
2	Виліт стріли	м	min	26.5	min	min
3	Монтажна вага конструкції	т	4,25	0,42	4,08	0,314
4	Довжина стріли Прийняті параметри	м	-	-	-	-
№ п/п			Прийняті крани			
			К-201	ДЕК-251	ДЕК-251	ДЕК-251
1	кранів	min	8,0	23,2	23,2	23,2
		max	16,5	29,5	29,5	29,5
		роб.	15	28	28	28
2	Висота підйому гака	min	4	10,5	10,5	10,5
		max	17	27,5	27,5	27,5
		роб.	5	26	26	26
3	Вантажопідйомність	min	1	2,0	2,0	2,0
		max	10	7,5	7,5	7,5
		роб.	5	5	5	5
4	Довжина стріли, м		22	32	32	32

Для забивання пали (С7-30) беремо палейну машину СП-49Д, на гусеничному ході. Маса машини – 30.3 тони, максимальна довжина палі – 12 метрів, максимальний переріз палі – 350х350 міліметрів. Вантажопідйомність 12 тон.

						Атестаційна випускна робота	Арк. 52
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Обсяги будівельно-монтажних робіт

№ П/П	Найменування робіт	Обсяг робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	Підготовчі роботи	дні	44
2	Розробка ґрунту екскаватором	1000 м ³	1,378
3	Доробка ґрунту в ручну	100 м ³	0,367
4	Забивання палів	100 шт.	1,20
5	Влаштування бетонної підготовки	100 м ³	0,198
6	Влаштування монолітних з/б ростверків	100 м ³	1,945
7	Монтаж збірних фундаментних балок довжиною 6м	100шт	0,36
8	Зворотна засипка	1000 м ³	1,202
9	Монтаж колон каркаса	1т	110,6
10	Монтаж крокв'яних балок	1т	28,8
11	Монтаж підкранових балок	1т	50,69
12	Монтаж прогонів	1т	6,5
13	Монтаж стінових панелей площею 7,2 м ²	100 м ²	43,64
14	Монтаж віконних рам	100 м ²	5,76
15	Облаштування покрівлі (пароізоляція, утеплення)	100 м ²	23,04
16	Скління віконних рам	100 м ²	5,76
17	Влаштування внутрішніх перегородок	100 м ³	4,68
18	Зовнішнє облицювання цокольної панелі	100 м ²	2,93
19	Влаштування вимощення	100 м ²	1,08
21	Облаштування цементної підлоги	100 м ²	23,04
22	Ввід в експлуатацію	днів	10

Розрахунки:

1. Підготовчі роботи п = 44 дня.
2. Розробка ґрунту екскаватором

Об'єм ґрунту розраховуємо як об'єм всіх котлованів:

$$V_T = \left(\frac{c+d}{2} H_T L_T\right) n; \text{ де } c - \text{ширина котловану по підшві, } n - \text{кількість котлованів.}$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							53
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

$c = 0,5 * 2 + b_{\phi} = 1 + 1,3 = 2,3 \text{ м}$; де b_{ϕ} – ширина фундаменту.

d – ширина верху котловану.

$$d = 2H_T m + c = 2 * 2,45 * 0,5 + 2,3 = 4,75 \text{ м};$$

H_T – глибина траншеї.

$$H_T = H_{\phi} + 0,15 = 2,3 + 0,15 = 2,45 \text{ м}; \text{ де } H_{\phi} \text{ – глибина закладання фундаменту.}$$

L_T – довжина траншеї ($l_{\phi} + 0,5 * 3 = 2,8 + 0,5 * 2 = 3,8 \text{ м.}$)

$$V_T = \frac{2,3 + 4,75}{2} \cdot 2,45 \cdot 3,8 \cdot 42 = 1378,35 \text{ м}^3$$

3. Доробка ґрунту в ручну.

Об'єм ґрунту розраховується за:

$$V_T = cHL_T; \text{ де } c=2,3 \text{ м – ширина траншеї по підшві.}$$

$H=0,1 \text{ м}$ – глибина ручної доробки.

$$V_T = 2,3 \cdot 0,1 \cdot 3,8 \cdot 42 = 36,71 \text{ м}^3$$

4. Влаштування бетонної підготовки.

Об'єм бетонної підготовки розраховуємо за :

$$V_T = S \cdot n \cdot t_{\phi/n}; \text{ де } S \text{ – площа бетонної підготовки фундаменту.}$$

n – кількість відповідних фундаментів.

$t_{\phi/n}$ – товщина бетонної підготовки.

Для одної ділянки:

$$V = 2,8 \cdot 1,3 \cdot 0,1 \cdot 42 = 18,90 \text{ м}^3$$

5. Влаштування монолітних залізобетонних ростверків.

Об'єм таких робіт залежить від об'єму всіх ростверків.

$$V = V \cdot n; \text{ де } V \text{ – об'єм 1 фундаменту, } n \text{ – кількість даних фундаментів.}$$

$$V = 4,63 \cdot 42 = 194,5 \text{ м}^3$$

6. Монтаж збірних фундаментних балок довжиною бм.

Кількість збірних фундаментних балок для однієї ділянки: $n=36$

7. Зворотна засипка.

Об'єм зворотної засипки:

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							54
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

$V_3 = V_T - V_\phi$; де V_T – об'єм траншеї ; V_ϕ – об'єм всіх фундаментів на ділянці.

$$V_3 = 1378,35 + 36,71 - 194,5 - 18,9 = 1201,66 \text{ м}^3$$

8. Монтаж колон каркаса.

$$m = 20 \cdot 4,1 + 22 \cdot 1,3 = 110,6 \text{ т}$$

9. Монтаж кроквяних балок.

$$m = 10 \cdot 2,88 = 28,8 \text{ т}$$

10. Монтаж прогонів.

$$m = 104 \cdot 0,252 = 26,21 \text{ т}$$

11. Монтаж підкранових балок.

$$m = 16 \cdot 3,17 = 50,72 \text{ т}$$

12. Монтаж стінових панелей площею $7,2 \text{ м}^2$

$$n = 606 \cdot 7,2 = 4363,2 \text{ м}^2$$

13. Монтаж віконних рам.

$$S_B = (3,6 \cdot 3 + 2,4 \cdot 3) \cdot 32 = 576 \text{ м}^2$$

14. Облаштування покрівлі (пароізоляція, утеплення).

$$S_n = 96 \cdot 24 = 2304 \text{ м}^2$$

15. Скління віконних рам.

Такі самі ж об'єми що для монтажу віконних рам.

16. Зовнішнє облицювання цокольної панелі.

$$S_g = 293 \text{ м}^2$$

17. Влаштування вимощення.

$$S_g = 36 \text{ м}^2$$

18. Облаштування цементної підлоги.

$$S_n = 96 \cdot 24 = 2304 \text{ м}^2$$

19. Влаштування внутрішніх перегородок

$$V_c = 0,15 \cdot 10 \cdot (14 \cdot 6 + 43 + 36 + 35 + 36 \cdot 2 + 6 \cdot 4) = 468 \text{ м}^3$$

20. Ввід в експлуатацію. $T=10$ днів.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							55
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Техніко-економічні показники

Тривалість будівництва	Трудомісткість робіт:
Нормативна: 286 днів	нормативна: 3540.85 люд-зм
Розрахункова: 285 днів	розрахункова: 2896 люд-зм

Питома трудомісткість:

$$T_n = \frac{T_n(\text{люд.дн})}{S} ; T_n = \frac{1770.425}{2304} = 0,76 \text{ люд/м}^2$$

S - загальна площа будівлі;

- по календарному плану :	- продуктивність праці:
$T_{пл} = \frac{T_{пл}(\text{люд.дн})}{S} ;$	$\Pi = \frac{T_n(\text{люд.дн})}{T_{пл}(\text{люд.дн.})} \times 100\% ;$
$T_{пл} = \frac{1448}{2304} = 0,63 \text{ люд/м}^2$	$\Pi = \frac{1770.425}{1448} \cdot 100\% = 122,27\%$

№п/п	Найменування	Одиниця виміру	Показники
1	Загальна площа будівлі	м ²	2430,82
2	Об'єм будівлі	м ³	40680
3	Площа забудови	м ²	2304
4	Загальна вартість	тис. грн.	81495
5	Вартість одного м ³	тис. грн.	2.003
6	Нормативна тривалість зведення об'єкту	днів	286
7	Запланована тривалість зведення об'єкту	днів	285
8	Заплановане скорочення термінів будівництва між нормативною і запланованою тривалістю:	%	0,35

						Атестаційна випускна робота	Арк. 56
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

2. Підкранові балки ПБ-1	ПБ-1	16	3,17	50,72
3. Кроквяні балки: Б-1	Б-1	10	4,8	48
4. Покрівля: прогони П-1	П-1	104	0.25	26,21
листи профнастилу	ПН-1	321	0.04	12,84
5. Стінові панелі: «Сендвіч панелі»	СП-1	606	0,15	90,9
6. Фундаменти: ростверк	Р1	42	4,63 м ³ .	194,5 м ³
палі	С7-30	120	1,73 т.	207,6
Фундаментні балки	ФБ-1	36	1,1	39,6

Лінійний графік

Лінійний графік монтажу конструкції покрівлі

№ п/п	Найменування робіт	Об'єм робіт		Витрати праці		Необхідні машини		Тривалість робіт	Кількість змін	Кількість робітників в зміні	Склад бригад	1 місяць	2 місяць	Зміс.
		Об'єм	Кількість	Нормативна	Прийнята	Назва	Кількість							
1	Укрупнення кроквяних балок	відп.ел	20	28	30	ДЕК-251	1	6	1	5	машинист монта. жонки	6	5	
2	Монтаж кроквяних балок	1 т.	28,8	102,53	102	ДЕК-251	1	17	2	3	машинист монта. жонки	17	3	
3	Монтаж прогонів	1 т.	6,5	18,33	18	ДЕК-251	1	3	2	3	машинист монта. жонки	3	3	
4	Монтаж листів профнастилу	100 м ²	23,04	184,32	180	ДЕК-251	1	30	2	3	машинист монта. жонки		30	3

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							58
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

ОРГАНІЗАЦІЯ ВИРОБНИЦТВА БУДІВЕЛЬНО-МОНТАЖНИХ РОБІТ

Земляні роботи

Перед початком цих робіт треба викликати на місце службу відповідних інж. комунікацій, що змогли б опинитись на місці будівництва та слідувати вказівкам цих служб по охороні комунікацій.

Земляні та ін. роботи розпочинати тільки тоді, коли будуть прийняті усі необхідні заходи задля попередження фатальних випадків, які можуть бути унаслідок пошкодження підземних і надземних мереж.

Роботи по влаштуванню котловану та монтажу фундаменту робити тільки спираючись на ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 (СНиП 3.02.01-87) "Настанова щодо проведення земляних робіт та влаштування основ і спорудження фундаментів" та ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві", ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015 "Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій», ДСТУ Б А.3.2-13:2011 «Будівництво Електробезпека Загальні вимоги», ДБН В.1.1.7-2016 "Пожежна безпека об'єктів будівництва";

Місце розробки котловану має бути захищено від стоку поверхневих вод шляхом влаштування до початку робіт тимчасових або постійних водовідвідних заходів (обгородження обвалуванням, водовідвідні канали з нагірної сторони, влаштування планування, яке б забезпечило водовідвід тощо).

Земляні роботи починаємо із обробки рослинного шару, включаючи зняття рослинного шару товщиною 20 см. Розробку ґрунту в котловані проводимо екскаватором, що обладнаний оберненою лопатою зі ківшом 0,4 м³. Недобір ґрунту до проектної відмітки складає 10 см. Вибраний з котловану ґрунт вивозять за межі будівельної площадки на транспорті МАЗ-504А у відвал для наступного його використання на упорядкування території по закінченню будівництва. У важкодоступних місцях ґрунт розробляється вручну. Ґрунт, що залишився, повинен забиратися перед початком влаштування фундаментів екскаватором.

Під час копання котловану треба періодично проводити геодезичний контроль з метою недопускання перекопування котловану нижче проектної відмітки.

Зворотне засипання котловану проводиться відразу після закінчення роботи по

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							59
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

влаштуванню фундаментів. Пазухи засипають ґрунтом оптимальної вологості. Ущільнення зв'язних ґрунтів і зворотних засипок треба робити пошарово пневматичними трамбівками. Перед початком зворотної засипки котлован і пазухи треба очистити від буд. сміття. Зворотнє засипання ґрунтом біля стін підвалу виконуємо після влаштування перекриття над підвалом.

Особливу увагу при розробці котловану звернути на наступне:

- за станом відкосів і виїмок треба вести систематичний нагляд;
- вантажити ґрунт в автосамоскид при допомозі екскаватора зі сторони заднього або бокового борту автомобіля;
- не можна під час завантаження ґрунту знаходитися між екскаватором і транспортним засобом;
- не можна знаходитися в зоні дії робочих органів землерийних машин, а також робити тут інші види робіт.

У важкодоступних місцях ґрунт розробляємо вручну. Зачищення днища котловану та траншей проводити вручну перед влаштуванням фундаменту.

Обернене засипання котловану проводимо відразу після закінчення робіт по влаштуванню пали та фундаменту бульдозером. Пазухи засипають ґрунтом оптимальної вологості. Ущільнення зв'язних ґрунтів і обернених засипок необхідно виконувати пошарово котками на пневматичних шинах.

Виконання монолітних робіт

Монолітні конструкції необхідно виконати в наступній послідовності:

опалубка (інвентарна) і роботи пов'язані з її монтажем повинні виконуватися згідно до ДСТУ Б В.2.8-41:2011 “Опалубка для возведения бетонных и железобетонных конструкций. Классификация и общие технические требования”, а також ДСТУ Б В.2.6.154:2010 “Бетонні та залізобетонні конструкції. Збірно-монолітні конструкції”.

При армуванні необхідно керуватися вказівками ДСТУ Б В.2.6-154:2010 „ Бетонні та залізобетонні конструкції. Збірно-монолітні конструкції. Правила проектування.

Арматурна сталь надходить на будівельний майданчик окремими стрижнями.

Армування виконується окремими стержнями за допомогою в'язального дроту.

Перед бетонуванням опалубка має бути очищена від сміття та бруду, арматура – від

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							60
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

іржі. Щілини опалубки мають бути зароблені, а поверхня змочена. Спускання бетонної суміші не повинна бути вищою за 2 метри.

При вкладанні бетонної суміші необхідно дотримуватися слідуючих правил: під час бетонування стан опалубки має знаходитися під невинним наглядом; бетон, який вклали у жарку сонячну погоду, треба терміново накрити; під час дощу бетонна суміш має бути захищена від потрапляння туди води; в місцях, де арматура і опалубка перешкоджають ущільненню бетонної суміші вібраторами, її треба додатково ущільнювати штикуванням; в процесі бетонування та по закінченню його приймають міри, які б попередили зціплення з бетоном пробок та елементів тимчасових кріплень.

При бетонуванні конструкцій треба вести записи в журналах бетонних робіт.

Бетонування робимо механізованим способом за допомогою бетон насосів та крану (баддями об'ємом 0,5-0,75м³) із пошаровим ущільненням глибинними вібраторами.

Монтаж колон

До виробництва монтажних робіт приступають тільки після готовності фундаменту та інших місць обпирання металевих конструкцій.

До початку монтажу колон перевіряємо правильність установки фундаменту і анкерних болтів, вивіряючи їх геодезичними інструментами.

До монтажу на нижній опорний лист башмака колони наносять установчі осі. Потім до колони у місцях примикання балок, кроквяних і підкроквяних ферм прикріплюють інвентарні металеві риштовання. Потім колони стріпують, підіймають і встановлюють у проектне положення.

Колони піднімають у вертикальному положенні. Підняту колону наводять на анкерні болти, опирають на фундамент і закріплюють до фундаменту анкерними болтами за допомогою гайок і контргайок.

Черевик колони спирають на вивірені сталеві опорні плити, закладені в бетон фундаменту з наступним за монолічуванням. Змонтовану колону до її роз строповки необхідно потавити по схилу, закріпити анкерними болтами і розчалити вздовж рядку. Розчалки прикріплюють до фундаменту сусідніх колон і знімають їх після надійного закріплення останніх. Потім на колонах влаштовують підмості в місцях примикання балок чи ферм.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							61
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Металеві конструкції

Сталеві конструкції виконувати згідно креслень в комплекті КМ, згідно з діючими інструкціями та технологічними картами, які повинні розроблятися організацією, яка виконує монтаж цих конструкцій.

Марка сталі елементів конструкцій прийнята в залежності від групи конструкцій у відповідності із табл. Е.1 ДБН В.2.6-163-2010. Усі заводські з'єднання зварні, монтажні – болтові та зварні. Зварні шви заводських з'єднань виконуються напівавтоматичним та автоматичним зварюванням. Зварювальні матеріали приймаються по табл. Ж.1 ДБН В.2.6-163-2010.

Металоконструкції доставляються безпосередньо до об'єкта робіт у розібраному виді, далі сортують й розкладають їх у порядку зручному для монтажу будівлі.

При вантажно розвантажувальних роботах, транспортуванні й металеві конструкції треба обережати від ушкоджень, для чого їх треба укладати в стійкому положенні на дерев'яні підкладки і закріплювати (при перевезеннях) за допомогою інвентарних кріплень, таких як затиски, хомути, турнікети, касети тощо. Деформовані конструкції слід виправити способом холодної або гарячого виправлення. Не можна скидати конструкції із транспортних засобів або волочити їх по будь-якій поверхні. Під час навантаження слід застосовувати стропи з м'якого матеріалу.

Монтажні роботи

Монтаж сталевих конструкцій і влаштування вузлів виконувати у відповідності з нормативними документами: ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення», ДБН В.2.6-163: 2010 «Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу».

Для виконання монтажних робіт застосовується різноманітне устаткування, призначене в основному для проведення такелажних робіт. Сталеві дротяні канати, стропи, траверси, блоки, поліспасти, лебідки, домкрати, щогли роблять з дроту і використовуються вони як вантажні канати, поліспасти, а також для виготовлення стропів, розчалювань і відтяжок.

Металеві конструкції підіймають плавно, без ривків. Щоб вони не розгойдувалися і не оберталися, до них прикріплюють відтяжки з пенькового, капронового або тонкого

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							62
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

сталевого канату, якими монтажники утримують конструкції в потрібному положенні. При монтажі особливо важких конструкцій відтяжки утримують лебідками.

Перш ніж подати сигнал про підйом краном, стропальник переконується, що конструкція надійно за стропова і ніщо не заважає підйому її; перевіряє, чи немає на ній незакріплених деталей і сторонніх предметів. Кранівник монтажного крану зобов'язується переконатися по показнику вантажопідйомності на стрілі крану, що встановлений виліт стріли відповідає масі вантажу. Піднімати і опускати МК дозволяється тільки виключно вертикально; підтягувати краном, відтяжками або вручну забороняється. Особливо обережно слід підіймати конструкції, установленні в касетах, кондукторах. В цьому випадку навіть незначні відхилення від вертикального напрямку при підйомі можуть привести до ушкодження цих пристроїв і самих конструкцій – появи сколів, тріщини. Не можна відривати краном вантажі, що примерзнули до землі, засипані ґрунтом, захаращені іншими деталями. Піднятий вантаж можна переміщати в горизонтальному напрямі на висоті не більше ніж 1 метр над предметами, які знаходяться на його шляху. Конструкції спочатку піднімають на висоту 20 чи 30 сантиметрів, перевіряють правильність стропування, рівномірність натягнення стропів і тільки після цього подають сигнал про подальший підйом. При потребі поправити стропи вантаж треба опустити. Далі конструкції встановлюються в проектне положення.

Для тимчасового кріплення, вивірки і регулювання металевих конструкцій використовують кондуктори, тимчасові розпірки та розчалування.

Проектне закріплення конструкцій виконують одразу після інструментальної перевірки точності положення і вивірення конструкцій.

Конструкції з монтажними зварювальними з'єднаннями закріплювати в два етапи: спочатку тимчасово, а потім – по проекту. Кількість та місця встановлення в'язей, відтяжок тощо повинні бути вказані в проекті виконання робіт (ПВР), який розробляється будівельною організацією.

Монтаж балок

Балки монтують, як і колони, самохідними кранами автомобільними. Процес монтажу балок включає операції: підготовка до підйому (прикріплення стикових накладок двох

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							63
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

суміжних балок й інші), стропова, підйом і встановлення, кріплення і вивіряння встановлених балок.

Балку від землі до її проектного положення піднімають два прийому. Піднявши балку на 10-15 сантиметрів над землею перевіряють правильність і надійність стропування, після чого продовжують підйом і на вазі опускають на опору.

Монтаж прогонів виконують одночасно з монтажем покриття для забезпечення їх потреби стійкості у процесі установки.

Змонтовані металеві конструкції пред'являють до здачі.

Після приймання конструкції фарбують.

Матеріально-технічні ресурси

№	Найменування	Марка	Одиниця виміру	Кількість
з/п	Фасонний прокат (сталь СтЗкп)		т	0,3
1	Електроди, діаметр 6 мм	Е42	т	0,634
2	Бетонна суміш	В22,5	м3	12,07
3	Бетонна суміш	В15	м3	54,72
4	Деталі кріплення		т	6,03
5	Дріт сталевий діаметр 1,6 мм		т	1,08
6	Руберойд	РПП-300Б	м2	228,3
7	Розчин цементно-вапняний		м3	1,44
8	Візок місткістю 0,12 м3		шт	2
9	Вібробункер з глибин. вібрат.	ІВ-113	шт	1
10	Трансформатор зварювальний		шт	1
11	Ящик інстр. зварювальника		шт	1
12	Ємкість з мастикою		шт	2
13	Герметизатор електричний	ІЕ-6602	шт	2
14	Шприц для герметизації стиків		шт	1
15	Скарпель для бетонних робіт		шт	2
16	Струбцина спарена		шт	12
17	Щиток для зварювальника		шт	1
18	Електрод утримувач		шт	1
19	Щітка ручна з дроту		шт	2
20	Теодоліт зі штативом	Т-15	шт	1
21	Нівелір зі штативом	НТ	шт	1
22	Рейка нівелірна		шт	2
23	Драбина приставна металева		шт	4
24	Ящик для розчину (0,27 м3)		шт	4
25	Контейнер для піску (0,25 м3)		шт	2
26	Риштування пересувні		шт	4
27	Пояс запобіжний		шт	20
28	Запобіжн. верхолазний пристрій	ПВУ-2	шт	4

						Атестаційна випускна робота		Арк.
								64
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата			

29	Фаловий страховий пристрій		шт	4
30	Каска будівельника		шт	33
31	Прапорець сигнальний		шт	2
32	Аптечка універсальна		шт	2
33	Молоток-кулачок	МКУ-2	шт	4
34	Лопата для розчину	ЛР	шт	2
35	Лопата підбірна		шт	2
36	Кельма	КБ	шт	4

Техніко-економічні показники

№	Показник	Одиниці виміру	Значення показника
п/п	Тривалість робіт	Зміни	396
1	Трудомісткість	Люд-зміни	2896
		Маш-зміни	276
2	Виробіток монтажників	т/людино-змін	0,95
3	Виробіток кранів	т/машино-змін	2,91
4	Обсяг робіт	М ³	40680

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							65
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

Консультант Радецький С. Б.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							66
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

ОХОРОНА ПРАЦІ В БУДІВНИЦТВІ

В даній атестаційній роботі передбачено виконання земляних, монолітних, монтажних, покрівельних та опоряджувальних робіт. Деякі з них можуть створювати небезпеки для персоналу, що їх виконує, а саме:

- Земляні роботи
- Монтажні роботи
- Покрівельні роботи

В даному розділі проведено аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів, які пов'язані з виконанням даного виду робіт та розглянуто вимоги законодавства, щодо безпеки організації процесу будівництва одноповерхової складської будівлі з конструкціями покриття із замкнених профілів, та наведено заходи щодо зменшення ймовірності реалізації встановлених професійних ризиків.

Під час виконання будівельно-монтажних робіт на будівельному майданчику слід дотримуватись таких умов:

При появі умов, що загрожують життю чи здоров'ю працюючих, інженерно-технічні працівники повинні відразу ж припинити виконання демонтажних (монтажних) робіт, вжити заходів щодо усунення виниклої небезпеки і зробити відповідний запис у журналі виконання робіт.

Робітники допускаються до будівельних робіт тільки після проходження ними інструктажу з безпеки праці з урахуванням особливостей виконання робіт на даному об'єкті. Інструктаж з безпеки праці повинні проводитись для всіх робітників не рідше одного разу на три місяці.

У кожній зміні повинен бути забезпечений постійний нагляд з боку виконроба, майстра, бригадира, відповідального за безпечне ведення робіт, справний стан інвентарю, а так само за чистоту і достатню освітленість робочих місць і проходів до них, наявність і застосування засобів індивідуального захисту. Всі особи, що знаходяться на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски. Робітники та інженерно-

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							67
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

технічні працівники без захисних касок та інших необхідних засобів індивідуального захисту до виконання робіт не допускаються.

Проїзди, проходи і робочі місця необхідно регулярно очищати, не захаращувати. Організація робочих місць при виконанні демонтажних (монтажних) та інших видів робіт повинна забезпечувати безпеку виконання робіт.

Робочі місця повинні мати огороження, захисні та запобіжні пристрої і пристосування. Подання матеріалів на робочі місця повинна здійснюватися в послідовності, що забезпечує безпеку робіт.

Пристосування та інструменти повинні відповідати вимогам державних стандартів з безпеки праці, а нові – мати сертифікат на відповідність вимогам безпеки праці.

5.1. Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів

5.1.1 Аналіз природного та штучного освітлення

В залежності від характеристики зорової роботи, об'єкта розрізнення, визначаємо, що роботи екскаваторника належать до 5 розряду – малої точності. Природне освітлення робочих місць повинно відповідати вимогам нормативних документів. Вони наведені в табл. 5.1.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							68
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Таблиця 5.1 – Норми освітленості для штучного освітлення та КПО для природного та суміщеного освітлення згідно з ДБН В.2.5-28-2018.

Характеристика зорової роботи	Розмір об'єкта розміщення, мм	Розряд зорової роботи	Підрозряд зорової роботи	Контраст об'єкта розрізнення з фоном	Характеристика фону	Штучне освітлення		Природне освітлення	
						Освітленість, лк		КПО, ен, %	
						Комбіноване	Загальне	Верхнє або комбіноване	Бокове
Малої точності	Від 1 до 5	V	б	Середній	Середній	-	200	3	1

Робоча зона працівника повинна бути добре освітлена, задля уникнення нещасних випадків. Перед початком роботи машиніст повинен перевірити достатність освітлення його робочої зони, та справність елементів освітлювального, сигнального, блокуючого обладнання та контрольно-вимірних приладів. Для забезпечення комфортної та безпечної роботи на будівельному майданчику в темний період доби, передбачається штучне освітлення.

5.1.1 Аналіз електробезпеки

Особливо небезпечна для людини дія електричного струму, яка може призвести до різних видів травматизму. Для контролю за електробезпекою організації призначають відповідального інженерно-технічного працівника. При роботі екскаватора поблизу ліній електропередачі виникає небезпека ураження електричним струмом робочих. Тому установлення і робота екскаватора на відстані менше 30 м від крайнього проводу ліній електропередачі або повітряної електричної мережі напругою понад 42В може проводитись лише за нарядом-допуском, який визначає безпечні умови такої роботи. Машиністу забороняється самовільне установлення екскаватора для роботи поблизу ліній електропередачі. Робота екскаватора поблизу ліній електропередачі повинна

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							69
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

проводитись під безпосереднім керівництвом особи, відповідальної за безпечне проведення робіт екскаватором, яка також повинна вказати машиністу місце встановлення екскаватора, забезпечити виконання передбачених нарядом-допуском умов роботи та зробити запис до вахтового журналу машиніста про дозвіл на продовження роботи. Виконавцями мають бути застосовані технічні заходи, що унеможливають підняття робочих пристроїв на меншу за нормовану відстань до проводів ЛЕП. При неможливості виконання цих умов, з ліній електропередачі повинна повністю зніматись напруга на час роботи чи переміщення екскаватора.

5.1.2 Аналіз шуму та вібрації

До виробничих віброакустичних коливань відносяться: інфразвук, шум, ультразвук та вібрація. ДСН 3.3.6-037-99 регламентують граничні величини шуму на робочих місцях. Параметри вібрації нормуються відповідно до вимог ДСН 3.3.6.039-99 «Державні санітарні норми виробничої та загальної вібрацій».

Таблиця 5.2 – Допустимі рівні звукового тиску

Вид трудової діяльності, робоче місце	Рівні звукового тиску, дБ в октавних смугах із середньгеометричними частотами, Гц									Еквівалентні рівні звуку, дБА
	31,5	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000	
На постійних робочих місцях у виробничих приміщеннях та на території підприємства	107	95	87	82	78	75	73	71	69	80

При виконанні робіт використовуються будівельні машини та механізми, які можуть створювати шум і вібраційні коливання, що може негативно позначатися на здатності робітників виконувати свої виробничі завдання. Шум, який створюється екскаватором за еквівалентним рівнем інтенсивності досягає 96 дБ.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							70
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Рівні шуму вище за 80 дБ є шкідливими. У той же час, люди, на яких впливає шум у межах від 85 до 90 дБ, повинні бути під наглядом спеціалістів, бо при довгостроковій роботі в таких умовах у найбільш чутливих до впливу шумів людей може відбуватись погіршення слуху. Причиною порушення нормативного рівня вібрації при виконанні робіт є виникаючі неврівноважені силові впливи. Вібрація призводить до професійних захворювань - віброзахворювань, лікування котрих можливо тільки на ранніх стадіях. Для боротьби з шумом та вібрацією перед початком роботи необхідно перевірити всі деталі, які обертаються та відцентрувати їх. Для захисту від шуму потрібно встановлювати шумопоглинаючі кожухи, по можливості замінювати зубчасті передачі черв'ячними, встановлювати підшипники, застосовувати засоби індивідуального захисту.

5.2 Зведений аналіз потенційних шкідливих і небезпечних виробничих факторів, що можуть виникнути при будівництві та експлуатації об'єкта, що проектується

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							71
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

№ з/п	Небезпечні і шкідливі виробничі фактори	Джерело (види робіт)	Кількісна оцінка	Норматив
1	2	3	4	5
1	Обвалення ґрунту в котлован	Земляні роботи	Ґрунти: Ґрунт насипний = 2,5м $h_{\phi}=2,3$ м	ДБН А3.2.2-2009 р.10
2	Падіння з висоти людей	Перелік виду робіт при розташуванні робочих місць поблизу перепаду по висоті 1,3м і більше		ДБН А3.2.2-2009
		Земляні роботи	$h=2,5$ м	Розділ 10
		Бетонні	$h=2,5$ м	Розділ 13
		Монтажні	$h=18$ м	Розділ 14
		Покрівельні	$h=18$ м	Розділ 17
		Опоряджувальні		Розділ 15
		а) зовнішні	$h=14$ м	
б) внутрішні	$h=14$ м			
3	Падіння з висоти матеріалів, конструкцій, тощо	Перелік виду робіт при розташуванні робочих місць поблизу перепаду по висоті 1,3м і більше		ДБН А3.2.2-2009
		Земляні роботи	$h=2,5$ м	Розділ 10
		Бетонні	$h=2,5$ м	Розділ 13
		Монтажні	$h=20$ м	Розділ 14
		Покрівельні	$h=15$ м	Розділ 17
		Опоряджувальні		Розділ 15
		а) зовнішні	$h=20$ м	
б) внутрішні	$h=11,0$ м			
4	Транспортні машини та їх робочі органи	Перевезення матеріалів та конструкцій	$R=12$ м $V1=10$ км/год $V2=5$ км/год	ДБН А.3.2-2-2009 розділ 8 ДБН А.3.1-5-2016
5	Вантажопідіймальні машини	ДЕК-251	$R_{м.з.}=35$ м; $R_{н.з.}=57$ м;	ДБН А.3.2-2-2009 Таблиця Е.1

№ з/п	Небезпечні і шкідливі виробничі фактори	Джерело (види робіт)	Кількісна оцінка	Норматив
1	2	3	4	5
6	Шкідливі фактори виробничого середовища	Електрозварювальні роботи: - пил. Покрівельні й опоряджувальні роботи, стадія експлуатації -SO ₃ ; -CO; -NO ₂ ; -ацетон	Концентрація в повітрі: 0,15мг/м ³ 5мг/м ³ ; 20мг/м ³ ; 5мг/м ³ ; 0,1мг/м ³	ДСТУ-Н Б А.3.1-16:2013
7	Недостатня освітленість	Земляні	10 лк	ДБН В.2.5-28:2018 ДСТУ Б А.3.2-15:2011
		Бетонні	30 лк	
		Монтажні	30 лк	
		Покрівельні	30 лк	
		Опоряджувальні:		
		а) зовнішні	100 лк	
		б) внутрішні	300 лк	
		Ізоляційні		
		а) фундаменти	30 лк	
		б) покрівля	30 лк	
8	Шум	Земляні	65 ДБ	ДСН 3.3.6.037-99
		Бетонні	62 ДБ	
		Монтажні	68 ДБ	
		Покрівельні	50 ДБ	
		Влаштування паль	70 ДБ	
		Опоряджувальні:		
		а) зовнішні	60 ДБ	
		б) внутрішні	75 ДБ	
9		Бетонні роботи	80 Гц	ДСН 3.3.6.039-99

						Атестаційна випускна робота		Арк.
								73
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата			

№ з/п	Небезпечні і шкідливі виробничі фактори	Джерело (види робіт)	Кількісна оцінка	Норматив
1	2	3	4	5
	Вібрація	Експлуатація машин і механізмів	125 Гц	
10	Мікроклімат		Швидкість вітру	ДСН 3.3.6.042-99 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010
		Земляні	$V < 12$ м/с	
		Бетонні	$V < 12$ м/с	
		Монтажні	$V < 15$ м/с	
		Покрівельні	$V < 15$ м/с	
		Опоряджувальні		
		а) зовнішні	$V < 15$ м/с	
		б) внутрішні	$V < 12$ м/с	
		Навантажувально-розвантажувальні	$V < 12$ м/с	
11	Електричний струм	Машини і механізми	$U = 380$ В	ДСТУ Б.А.3.2.-15:2011 ДСН 3.3.6.037-99 НПАОП 40.1-1.21-98 ДБН А.3.2-2-2009 розділи 9,18,20
		Бетонні	$U = 380$ В	
		Зварювальні	$U = 6000/380$ В	
		Освітлювальні	$U = 220$ В	
		Електрозварювальні, електромонтажні, випробувальні, експлуатаційні	$U = 80$ В, $U = 380$ В	
12	Виробничий пил	Вантажно-розвантажувальні: - пил - цемент	ГДК=18 г/м ³ ГДК=10мг/м ³	ДСТУ БА 3.2-14:2011
13	Атмосферна електрика	Захист від блискавки	$K = III$ ступінь 0.01 удар блискавки на рік	ДСТУ EN 62305-1:2012
14	Пожежна безпека	Захист від пожежі	$K_{оз} = I$ ступінь $K_{п/в} = B$	ДБН В.1.1-7:2016 ДБН В.1.2-7-2008 ДСТУ Б В.1.1-36:2016

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							74
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Висновок

У результаті проведеного аналізу небезпечних та шкідливих виробничих факторів при проведенні земляних, монтажних, опоряджувальних, покрівельних робіт встановлено небезпечну дію обвалення ґрунту, падіння з висоти людей, падіння з висоти матеріалів та конструкцій, ураження електричним струмом та ін.. Аналіз показав, що дія цих факторів створює шкідливий вплив на життя, здоров'я та працездатність персоналу, задіяного при проведенні даного виду робіт.

Аналіз було виконано на підставі актуальної нормативної бази, щодо безпеки виконання даних видів робіт, що діє в Україні.

У якості заходів, які дозволять зменшити ризик виникнення професійних захворювань та травмування на зазначеному об'єкті дослідження можна запропонувати наступні:

- 1) Для зменшення дії підвищеної температури - зменшити фізичне навантаження працівників, за можливості не проводити роботи на відкритому повітрі при температурі повітря вище 37°C, забезпечити працівників на робочих місцях охолодженою питною водою, проводити постійний моніторинг погодних умов.
- 2) Для зменшення дії підвищеного вмісту небезпечних речовин у повітрі робочої зони – удосконалення технологічних процесів та устаткування, автоматизація і дистанційне керування технологічними процесами, герметизація виробничого устаткування.
- 3) При розробці котловану звернути на наступне :
 - за станом відкосів і виїмок необхідно вести систематичний нагляд;
 - вантажити ґрунт в автосамоскид при допомозі екскаватора зі сторони заднього або бокового борту автомобіля;
 - заборонено під час завантаження ґрунту знаходитися між екскаватором і транспортним засобом;
 - заборонено знаходитися в зоні дії робочих органів землерийних машин, а також виконувати тут інші види робіт.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							75
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

- 4) При необхідності виконання короткочасних робіт на висоті більше 1,3м без риштувань, необхідно обов'язково застосовувати запобіжні пояси. Робітники, які будуть працювати на висоті, повинні пройти медогляд і мати дозвіл лікаря на виконання такого типу робіт. При роботі на висоті потрібно уважно слідкувати за тим, щоби не опустити вниз інструмент чи матеріал і нанести пошкодження людям, які знаходяться внизу. Прохід внизу під час робіт необхідно заборонити, для чого ділянки підлоги, на яких знаходяться нижче особи, які працюють на висоті, повинні бути загороджені ланвою, на якій вивішені плакати «Прохід закритий –небезпечно!».
- 5) Обладнання, що знаходиться під напругою, повинно бути заземлено. Всі роботи з проводки електроенергії і переміщенню електрообладнання виконуються електриком, що знає правила безпеки при влаштуванні, експлуатації, ремонту і демонтажі (монтажі) електрообладнання.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		76

СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА

Консультант Радецький С. Б.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							77
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Розрахунок прогонів

Прогони розташовують кроком у 2 метри. Сталь класу міцності С235. Виходячи з таблиці збору навантаження, беремо гранично розрахункове навантаження, що діє на прогін $g_m = 1.8 \text{ кН/м}^2$ та максимальне експлуатаційне навантаження $g_e = 1.44 \text{ кН/м}^2$ (обидва із врахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 1.1$).

Далі робимо розрахункову схему прогону та дізнаємося про максимальний згинальний момент, що діє у прольоті (при цьому помножимо його на коефіцієнт, який врахує збільшення моменту від власної ваги прогону, і становить 1,025).

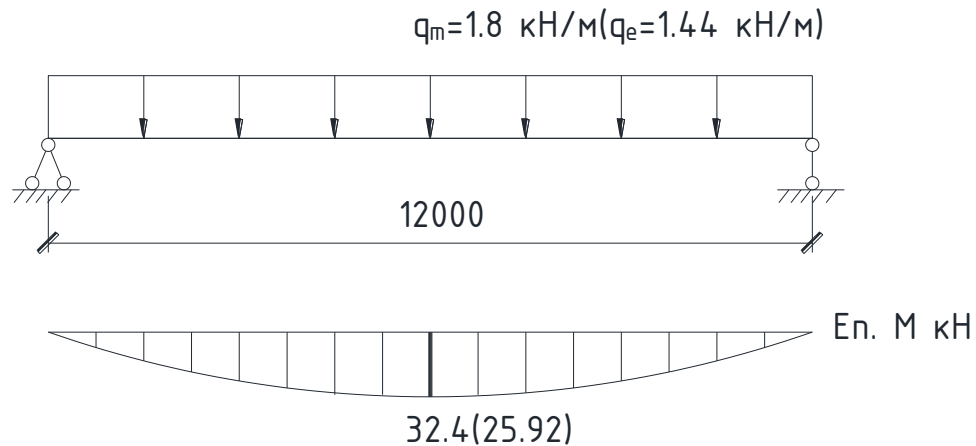


Рис.1. Розрахункова схема балки, епора згинальних моментів.

Необхідний момент опору становить:

$$W_{x,cal} = \frac{M_{max}}{\beta \cdot R_y \gamma_c} = \frac{32.4 \cdot 100}{1.0 \cdot 23 \cdot 1.0} = 141 (\text{см}^3).$$

Необхідний момент інерції становить:

$$I_{x,cal} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e \cdot l}{E} = \frac{5}{48} \cdot \frac{25.92 \cdot 1200 \cdot 100}{2.06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1}} \cdot 250 = 3932 (\text{см}^4).$$

За сортаментом гофри-балок, беремо гофри-балку з висотою профіля $H_6 = 343$ міліметри, висотою стінки $h_w = 333$ міліметри, та поясом $b_r \times t_f = 140 \times 5$ міліметри, з такими геометричними характеристиками: $I_x = 3999 \text{ см}^4 > I_{x,cal} = 3932 \text{ см}^4$, $W_x = 233.15 \text{ см}^3 > W_{x,cal} = 141 \text{ см}^3$, маса 1 м.п. 21.0кг.

Перевірка. Має задовольнятись умова міцності:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{\varphi_b \cdot W_{cx}} \leq R_y \gamma_c \quad \sigma = \frac{32.4 \cdot 100}{1.0 \cdot 230} = 14.09 (\text{кН / м}^2) < 23 (\text{кН / м}^2)$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							78
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Так як $I_x > I_{x,cal}$, то перевірка жорсткості зайва.

Розрахунок кроквяної балки

Із врахуванням маси всього прогону (12 метри), що складає 252 кг та навантаження від покриття, зосереджене граничне та експлуатаційне навантаження від прогонів на кроквяну балку дорівнює: $F = 1.8 \cdot 12 + 2.52 = 24.12$ кН., та $F_e = 1.44 \cdot 12 + 2.52 = 19.8$ кН.

Масу 1 м.п. кроквяної балки, при розрахунках у межах пружних деформацій, попередньо визначають як:

$$g_e = \psi \rho \left(0.42h + 0.21h^2 + 0.21 \frac{1.025M_{\max}}{R_y h} \right) \cdot 10^{-2} (\text{кг} / \text{м});$$

де (ψ - конструктивний коефіцієнт, який дорівнює 1,05...1,1 для зварних балок; $\rho = 7850$ кг/м³ - густина сталі; h - висота балки в метрах, що дорівнює приблизно $(1/9 \dots 1/10)l$; 1,025 - коефіцієнт, що враховує збільшення моменту від власної ваги балки; значення розрахункового опору сталі R_y - в МПа, а розрахункового згинального моменту $M_{\max} = 24.12/2 \cdot 24^2/8 = 868.32$ кНм. Тоді:

$$g_e = 1.075 \cdot 7850 \cdot \left(0.42 \cdot 2.5 + 0.21 \cdot 2.5^2 + 0.21 \frac{1.025 \cdot 868.32}{315 \cdot 2.5} \right) \cdot 10^{-2} = 219 (\text{кг} / \text{м});$$

Маса 1м.п. балки дорівнює 219 кілограми, що з врахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням $\gamma_{fm} = 1.05$ створює навантаження $q = 1.05 \cdot 2.19 = 2.30$ кН/м. Уточнене навантаження на 1 метр балки становить:

$$q_{\text{екв}} = 24.12/2 + 2.30 = 14.36 \text{ кН/м (постійне граничне навантаження).}$$

$$q_{\text{екв,е}} = 19.8/2 + 2.30 = 12.20 \text{ кН/м (постійне експлуатаційне навантаження).}$$

Далі побудуємо розрахункову схему в ПК Лира САПР, завантажимо її відповідно до розділу збору навантажень та отримуємо епюри зусиль, що діють в рамі. Для подальшого розрахунку візьмем значення із найбільш не вигідної комбінації навантаження. Нижче розглянуто два варіанти балок – балка із перфорованою стінкою та гофрованою.

Балка із перфорованою стінкою

Із отриманих епюр внутрішніх зусиль, маємо моменти в середині балки від розрахункового експлуатаційного та граничного навантаження:

$M_e = 1656.7$ кНм; $M = 2494.8$ кНм, які з'являються при дії постійного та снігового навантажень одночасно. Максимальне значення поперечних зусиль при цьому: $Q = 415.8$ кН (на опорі).

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							79
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Оскільки балка моно сталева (виконана з однієї сталі), знаходимо тільки один необхідний момент опору:

$$W_{x,cal} = \frac{M_{max}}{R_y \gamma_c} = \frac{2494.8 \cdot 100}{31.5 \cdot 1.0} = 7920(\text{см}^3).$$

Тут прийнято $R_y = 31.5 \text{ кН/см}^2$ для фасонного прокату із сталі С345 при $t = 2...20\text{мм}$.

Потрібний момент інерції перфорованої балки за умови забезпечення жорсткості:

$$I_{x,cal} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_e \cdot l}{E} \left(\frac{l}{\phi} \right) = \frac{5}{48} \cdot \frac{1656.7 \cdot 24}{0.95 \cdot 2.06 \cdot 10^5} \cdot 250 \cdot 10^5 = 529094(\text{см}^4).$$

За сортаментом приймаємо для розкроювання, як вихідний, дво тавр №80Б2, $h = 798 \text{ мм}$ (ГОСТ 26020-83). Характеристики наскрізного дво тавра: $W_x = 8977 \text{ см}^3 > W_{x,cal} = 7920 \text{ см}^3$; $I_x = 537283 \text{ см}^4 > I_{x,cal} = 529094 \text{ см}^4$.

При коефіцієнті розкроювання $\xi = h_1/h = 0,75$ характеристики тавра: $0,75h = 0,75 \cdot 798 = 598 \text{ мм}$; $h_T = 798 - 598.5 = 199.5 \text{ мм}$; $W_{l,max} = 598.5 \text{ см}^3$; $W_{l,min} = 150.0 \text{ см}^3$; $z = 4,00 \text{ см}$ - відстань від осі до грані полиці тавра.

Для встановлення розмірів отворів у припущенні, що $c = 250$, $a = b$, $\alpha = 45^\circ$, маємо :

$$b = h(2\xi - 1) = 798 \cdot (2 \cdot 0.75 - 1) = 399 \text{ мм}.$$

Приймаємо $a = b = 399 \text{ мм}$ (рис. 10.3). При цьому кількість отворів по довжині балки:

$$n = \frac{l - 2c + b}{4b} = \frac{2400 - 2 \cdot 250 + 39.9}{4 \cdot 39.9} = 14.97;$$

Приймаємо $n = 15$ і уточнюємо довжину суцільної ділянки на опорі:

$$c = \frac{l - b(4n - 1)}{2} = \frac{2400 - 39.9 \cdot (4 \cdot 15 - 1)}{2} = 22.95(\text{см.}) \approx 23(\text{см.})$$

Відстані середини отворів від лівої опори відшукаємо як:

$$x_i = c + 1.5b + (n_i - 1)4b, \text{ де } i - \text{порядковий номер отвору від лівої опори.}$$

Маємо:

$$x_1 = 23 + 1.5 \cdot 39.9 = 82.9 \text{ (см.);}$$

$$x_2 = 23 + 1.5 \cdot 39.9 + (2-1) \cdot 4 \cdot 39.9 = 242.5 \text{ (см.);}$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							80
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

$$x_3 = x_2 + 4b = 242.5 + 4 \cdot 39.9 = 402.1 \text{ (см.)};$$

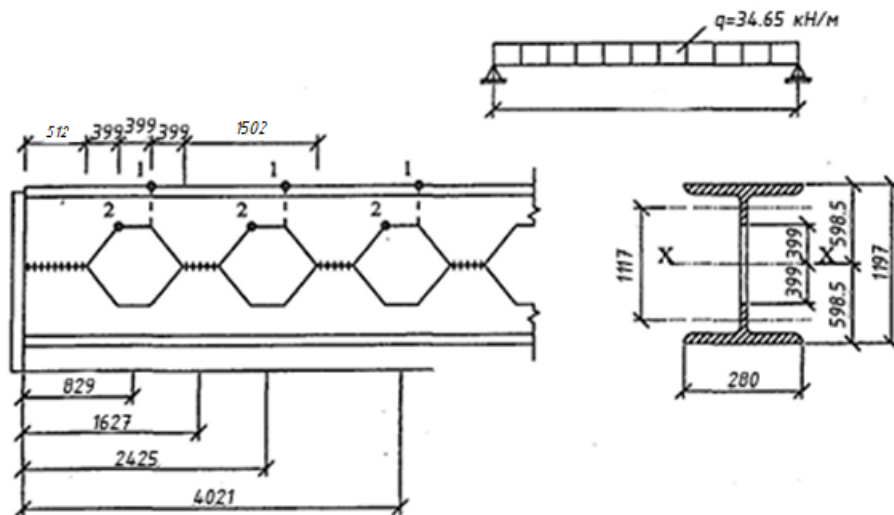


Рис.2. Фрагмент балки(геометричні розміри)

Розрахункові зусилля в перерізах по осях отворів:

$$M_1 = \frac{qx_1(l - x_1)}{2} = \frac{34.65 \cdot 82.9 \cdot (2400 - 82.9) \cdot 10^{-2}}{2} = 33279(\text{кНм});$$

$$Q_1 = q\left(\frac{l}{2} - x_1\right) = 34.65 \cdot \left(\frac{2400}{2} - 82.9\right) \cdot 10^{-2} = 388(\text{кН});$$

$$M_2 = \frac{qx_2(l - x_2)}{2} = \frac{34.65 \cdot 242.5 \cdot (2400 - 242.5) \cdot 10^{-2}}{2} = 90643(\text{кНм});$$

$$Q_2 = q\left(\frac{l}{2} - x_2\right) = 34.65 \cdot \left(\frac{2400}{2} - 242.5\right) \cdot 10^{-2} = 332(\text{кН});$$

$$M_3 = \frac{qx_3(l - x_3)}{2} = \frac{34.65 \cdot 402.1 \cdot (2400 - 402.1) \cdot 10^{-2}}{2} = 139181(\text{кНм});$$

$$Q_3 = q\left(\frac{l}{2} - x_3\right) = 34.65 \cdot \left(\frac{2400}{2} - 402.1\right) \cdot 10^{-2} = 276(\text{кН});$$

Оскільки балка моно сталева, для перевірки міцності достатньо визначити нормальні напруження тільки в точках 1 і 2 по кожному отвору:

- перший отвір:

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							81
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

$$\sigma_1 = \frac{M_1 h_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2 \cdot 2W_{\max}} = \frac{33279 \cdot 59.8}{537283} + \frac{388 \cdot 39.9}{2 \cdot 2 \cdot 598.5} = 10.16 (\text{кН} / \text{см}^2) < R_y \gamma_c =$$

$$= 31.5 \cdot 1.0 = 31.5 (\text{кН} / \text{см}^2);$$

$$\sigma_2 = \frac{M_1 d_1}{I_x} + \frac{Q_1 a}{2 \cdot 2W_{\min}} = \frac{33279 \cdot 39.9}{537283} + \frac{388 \cdot 39.9}{2 \cdot 2 \cdot 150.0} = 28.27 (\text{кН} / \text{см}^2) < R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_u} =$$

$$= \frac{46 \cdot 1.0}{1.3} = 35.38 (\text{кН} / \text{см}^2);$$

Тут і далі $d_1 = h_1 - h_T = 59.8 - 199.5 = 39.85$ см.

- другий отвір:

$$\sigma_1 = \frac{M_2 h_1}{I_x} + \frac{Q_2 a}{2 \cdot 2W_{\max}} = \frac{90643 \cdot 59.8}{537283} + \frac{332 \cdot 39.9}{2 \cdot 2 \cdot 598.5} = 15.62 (\text{кН} / \text{см}^2) < R_y \gamma_c =$$

$$= 31.5 \cdot 1.0 = 31.5 (\text{кН} / \text{см}^2);$$

$$\sigma_2 = \frac{M_2 d_1}{I_x} + \frac{Q_2 a}{2 \cdot 2W_{\min}} = \frac{90643 \cdot 39.9}{537283} + \frac{332 \cdot 39.9}{2 \cdot 2 \cdot 150.0} = 28.81 (\text{кН} / \text{см}^2) < R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_u} =$$

$$= \frac{46 \cdot 1.0}{1.3} = 35.38 (\text{кН} / \text{см}^2);$$

- третій отвір:

$$\sigma_1 = \frac{M_3 h_1}{I_x} + \frac{Q_3 a}{2 \cdot 2W_{\max}} = \frac{139181 \cdot 59.8}{537283} + \frac{276 \cdot 39.9}{2 \cdot 2 \cdot 598.5} = 20.09 (\text{кН} / \text{см}^2) < R_y \gamma_c =$$

$$= 31.5 \cdot 1.0 = 31.5 (\text{кН} / \text{см}^2);$$

$$\sigma_2 = \frac{M_3 d_1}{I_x} + \frac{Q_3 a}{2 \cdot 2W_{\min}} = \frac{139181 \cdot 39.9}{537283} + \frac{276 \cdot 39.9}{2 \cdot 2 \cdot 150.0} = 28.69 (\text{кН} / \text{см}^2) < R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_u} =$$

$$= \frac{46 \cdot 1.0}{1.3} = 35.38 (\text{кН} / \text{см}^2);$$

Тут при обчисленні напружень враховано, що поперечна сила Q_i , яка діє по осі отвору, порівно розподіляється між верхнім і нижнім таврами.

Перевірка напружень в інших отворах свідчить, що міцність перфорованої балки забезпечена.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							82
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Виконаємо перевірку дотичних напружень у першій перемичці від лівої опори в рівні сполучення тавра. Вісь перемички знаходиться на відстані $x = c + 3.5b = 230 + 3.5 \cdot 39.9 = 369.65$ см., де є поперечна сила:

$$Q = q\left(\frac{l}{2} - x\right) = 34.65 \cdot \left(\frac{2400}{2} - 369.65\right) \cdot 10^{-2} = 287.72(\text{кН});$$

Тоді дотичні напруження в перемичці:

$$\tau = \frac{Qs}{t_w h_3 a} = \frac{287.72 \cdot 159.6}{1.4 \cdot 111.7 \cdot 39.9} = 7.36(\text{кН} / \text{см}^2) < R_s \gamma_c = 0.58 \cdot 31.5 \cdot 1.0 = 18.27(\text{кН} / \text{см}^2);$$

Тут прийнято: $s = 4a = 4 \cdot 39.9 = 159.6$ см.; $t_w = 1.4$ см. – товщина стінки дво тавра 80Б2; $h_3 = 1.5h - 2z = 1.5 \cdot 79.8 - 2 \cdot 4.0 = 111.7$ см.

Міцність перемички забезпечена.

Обчислюємо умовну гнучкість стінки балки на ділянці без отворів:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{110.4}{1.4} \sqrt{\frac{315}{2.06 \cdot 10^5}} = 3.08;$$

Тут $h_w = 1.5h - 2t - 2r = 1.5 \cdot 79.8 - 2 \cdot 2.05 - 2 \cdot 2.6 = 110.4$ см.

Оскільки $\bar{\lambda}_w > 2.5$, То місцева стійкість стінки не забезпечена.

Необхідно встановити ребра жорсткості.

Перевіримо місцеву стійкість стінки тавра. Розрахункова висота стінки тавра становить: $h_{ef} = h_T - t_f - r = 19.95 - 2.05 - 2.6 = 15.3$ см., а $b_f/h_{ef} = 28/15.3 = 1.83$.

Оскільки відношення $b_f/h_{ef} = 1.0 < 1.83 < 2.0$, місцева стійкість стінки тавра може не пройти, тому необхідна перевірка за:

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = 0.498 \cdot \left(1 + 0.25 \sqrt{2 - \frac{b_f}{h_{ef}}}\right) \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0.498 \cdot \left(1 + 0.25 \sqrt{2 - \frac{28}{15.3}}\right) \cdot \sqrt{\frac{2.06 \cdot 10^5}{315}} = 12.75;$$

$$\frac{h_{ef}}{t_w} = \frac{15.3}{1.4} = 10.92;$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							83
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Оскільки $10.92 < 12.75$, то місцева стійкість стінки тавра забезпечена.

Гнучкість стінки $\lambda_w = h_w/t_w = 110.4 / 1.4 = 79 > 40$, а тому треба встановити опорне ребро. Його розрахунок виконують як і у звичайних балках.

Для перевірки жорсткості балки при відношенні $l / H = 2400/119.7 = 20.05 > 12$, момент інерції треба врахувати із коефіцієнтом 0.95;

$$\frac{f}{l} = \frac{5M_e l}{48 \cdot 0.95EI_x} = \frac{5 \cdot 1656.7 \cdot 24 \cdot 10^5}{48 \cdot 0.95 \cdot 2.06 \cdot 10^5 \cdot 537283} = \frac{1}{254} < \left(\frac{f}{l}\right)_u = \frac{1}{250}.$$

Таким чином, жорсткість балки забезпечена.

Розрахунок та конструювання торцевого опорного ребра

Опорне ребро сприймає опорну реакцію $V = 415.8$ кН. Потрібна площа опорного ребра з умови зминання $R_p = R_u = 46$ кН/см² для сталі С345 при товщині прокату від 10 до 20 мм:

$$A_{s,cal} = b_s t_s = \frac{V}{R_p \gamma_c} = \frac{415.8}{46 \cdot 1.1} = 8.22 \text{ см}^2.$$

Беремо ширину торцевого опорного ребра $b_r = b_{fl} = 28,0$ см. Тоді його товщина $t_{r,cal} = 8,22/28 = 0,3$ см. Згідно умови забезпечення місцевої стійкості товщина ребра треба аби була не менше:

$$t_r = 3b_{ef} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \frac{b_r - t_w}{2} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 3 \cdot \frac{28 - 1.4}{2} \cdot \sqrt{\frac{315}{2.06 \cdot 10^5}} = 1.56 (\text{см.}),$$

Тому приймаємо опорне ребро розмірами $b_r \times t_r = 280 \times 16$ ($A_r = 28 \cdot 1.6 = 44.8$ см²).

Перевіряємо опорну частину балки (див. рис. 3) як умовний центрально-стиснутий стержень:

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							84
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		



Рис.3 До розрахунку торцевого опорного ребра.

$$\sigma = \frac{V}{\varphi A_{ef}} = \frac{415,8}{0,976 \cdot 77,38} = 5,51 < R_y \gamma_c = 31,5 \cdot 1,0 = 31,5 (\text{кН} / \text{см}^2),$$

де A_{ef} – розрахункова площа умовного стержня:

$$A_{ef} = b_r t_r + 0,65 t_w^2 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 28 \cdot 1,6 + 0,65 \cdot 1,4^2 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{315}} = 77,38 (\text{см.})$$

Коефіцієнт повздовжнього згину φ , обчислений за умовною гнучкістю умовного стержня:

$$\lambda_r = \frac{h_w}{i_x} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{110,4}{6,15} \sqrt{\frac{315}{2,06 \cdot 10^5}} = 0,702, \Rightarrow \varphi = 0,976,$$

де $I_x = t_r b_r^3 / 12 = 1,6 \cdot 28^3 / 12 = 2926 \text{ см}^4$,

$$i_x = \sqrt{2926 / 77,38} = 6,15 (\text{см.})$$

Опорне ребро прикріплюється до стінки двобічними кутовими швами.

Мінімальний катет зварного шва при $n = 2$:

$$k_{f,\min} = \frac{1}{\beta_f} \sqrt{\frac{V}{85 n R_{wf} \gamma_c}} = \frac{1}{0,7} \sqrt{\frac{415,8}{85 \cdot 2 \cdot 18,0 \cdot 1,0}} = 0,53 (\text{см.})$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							85
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Це більше, ніж зазначено у таблиці мінімальних катетів зварних швів (5 мм).
 Призначаємо $k_f = 10$ мм, що допустимо, бо $k_{f,max} = 1,2t_{min} = 1,2 \cdot 14 = 16.8$ мм. Через те, що $l_{w,ef} = 85\beta k_f = 85 \cdot 0.7 \cdot 1.0 = 59.5 < h_w = 110.4$ см, то остаточно приймаємо $k_f = 10$ мм.

Виступаючу частину опорного ребра призначаємо такою, що дорівнює 15 мм $< 1.5t_r = 1.5 \cdot 16 = 24$ мм.

Розрахунок та конструювання монтажного стику

Монтажний стик передбачається по середині балки, але через те, що в середині розташований отвір, то влаштуємо його у найближчому проміжку, на відстані -12.8 метри, де максимальний розрахунковий момент $M = 2443.4$ кНм. Та поперечна сила $Q = 24.12$ кН.

Стик робимо за допомогою високоміцних болтів діаметром $d = 24$ мм із сталі 40Х "селект". Для таких болтів $R_{bun} = 1100$ МПа, розрахунковий опір при розтягу $R_{bh} = 770$ МПа = 77 кН/см². Розрахункове зусилля, яке сприймає один болт при одній площині тертя ($n_{fr} = 1$):

$$Q_{bh} = R_{bh} A_{bn} \mu / \gamma_n = 77 \cdot 3.53 \cdot 0.35 / 1.06 = 89.75 \text{ кН.}$$

Тут $A_{bn} = 3.53$ см² – площа перерізу болта, коефіцієнт тертя $\mu = 0.35$ відповідає обробці поверхонь сталевими щітками без консервації; $\gamma_n = 1.06$ при регулюванні натягу болтів за кутом закручування α .

Згинальний момент, що припадає на стінку:

$$M_w = M \frac{I_w}{I} = 2443.4 \cdot \frac{156983}{537283} = 713.91 \text{ кНм.}$$

де момент інерції стінки:

$$I_w = 1.4 \cdot 110.4^3 / 12 = 156983 \text{ см}^4.$$

Згинальний момент, який припадає на пояси:

$$M_f = M - M_w = 2443.4 - 713.91 = 1729.5 \text{ кНм.}$$

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							86
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Зусилля в поясах (накладка):

$$N_f = M_f / h_0 = 1729.5 \cdot 10^2 / (119.7 - 2 \cdot 1.025) = 1470.04 \text{ кН.}$$

Перекриваємо пояси балки трьома накладками, одна з яких має переріз 280x12 мм., а дві інші 107x12 мм. $((b_f - t_w - 2R)/2 = (280 - 14 - 2 \cdot 26) / 2 = 107 \text{ мм.})$.

Загальна площа накладок тоді: $A = 28 \cdot 1.2 + 2 \cdot 10.7 \cdot 1.2 = 59.28 \text{ см}^2 > A_f = 28 \cdot 2.05 = 57.4 \text{ см}^2$.

У припущенні, що кількість болтів $n \geq 10$, приймаємо $\gamma_b = 1,0$. Тоді необхідна кількість болтів для прикріплення накладок до поясу:

$$n \geq \frac{N_f}{Q_{bh} n_{fr} \gamma_b \gamma_c} = \frac{1470.04}{89.75 \cdot 2 \cdot 1.0 \cdot 1.0} = 8.2.$$

Приймаємо десять болтів, які розміщуємо з мінімальним кроком $a_{\min} = 2,0d_0 = 2,0 \cdot 27 = 54 \text{ мм.}$, де діаметр отвору $d_0 = 24 + 3 = 27 \text{ мм.}$ Пояс послаблений чотирма отворами по краю накладки і його площа нетто:

$$A_{fn} = t_f(b_f - d_0 \cdot n_1) = 2.05 \cdot (28 - 2.7 \cdot 4) = 35.26 \text{ см}^2.$$

Оскільки $A_{fn} < 0.85A_f = 48.79 \text{ см}^2$, перевірку міцності ослабленого поясу треба виконувати за умовною площею $A_k = 1.18A_{fn} = 1.18 \cdot 35.26 = 41.61 \text{ см}^2$.

Розрахункове напруження в перерізі по крайньому ряду болтів становить:

$$\sigma = \frac{N_f}{A_k} \left(1 - 0.5 \frac{n_{кр}}{n} \right) = \frac{1470.04}{41.61} \left(1 - 0.5 \frac{4}{10} \right) = 28.26 \text{ кН / см}^2 < R_y \gamma_c = 31.5 \cdot 1.0 = 31.5 \text{ кН / см}^2, \text{ де } n_{кр} = 4 - \text{кількість болтів у крайньому перерізі.}$$

Стінку перекривають двома накладками з розмірами 400x1100x6 мм. Та орієнтовно призначаємо відстань між крайніми рядами болтів.

$$h_{\max} = 1104 - 2 \cdot 60 = 984 \text{ мм.}$$

Передбачаємо три вертикальні ряди болтів по один бік від стику ($m = 3$):

Необхідний коефіцієнт стику, при $N_b = Q_{bh}$, буде:

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							87
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

$$\alpha_{cal} = \frac{Q_{bh} n_{fr} m h_{max} \gamma_c}{M_w} = \frac{89.75 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 98.4 \cdot 1.0}{713.91 \cdot 10^2} = 0.742.$$

За таблицею приймаємо кількість рядів болтів по горизонталі $k = 18$ та розміщуємо їх з кроком $a = h_{max} / (k-1) = 984 / 17 = 57.88 \approx 58$ мм. $> a_{min} = 54$ мм.

Перевіряємо умову працездатності крайнього болта:

$$N_{max} = \frac{M_w h_{max}}{m \sum h_i^2} = \frac{713.91 \cdot 0.986}{3 \cdot 3.26} = 71.97 \text{ кН} < Q_{bh} = 89.75 \text{ кН}.$$

Тут уточнене значення $h_{max} = 17 \cdot 58 = 986$ мм.

$$\sum h_i^2 = 5.8^2 + (3 \cdot 5.8)^2 + (5 \cdot 5.8)^2 + (7 \cdot 5.8)^2 + (9 \cdot 5.8)^2 + (11 \cdot 5.8)^2 + (13 \cdot 5.8)^2 + (15 \cdot 5.8)^2 + (17 \cdot 5.8)^2 = 32597.16 \text{ см}^2 = 3.26 \text{ м}^2.$$

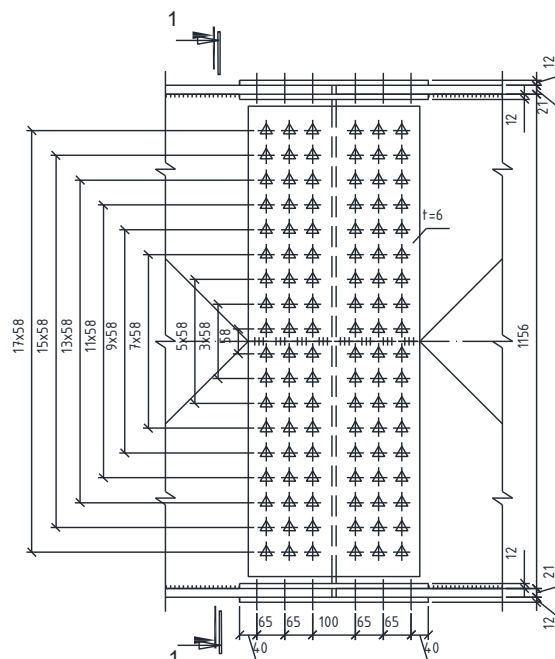
Вертикальні зусилля в болтах від перерізу вальної сили Q :

$$V = Q/n = 24.12 / 18 = 1.34 \text{ кН}.$$

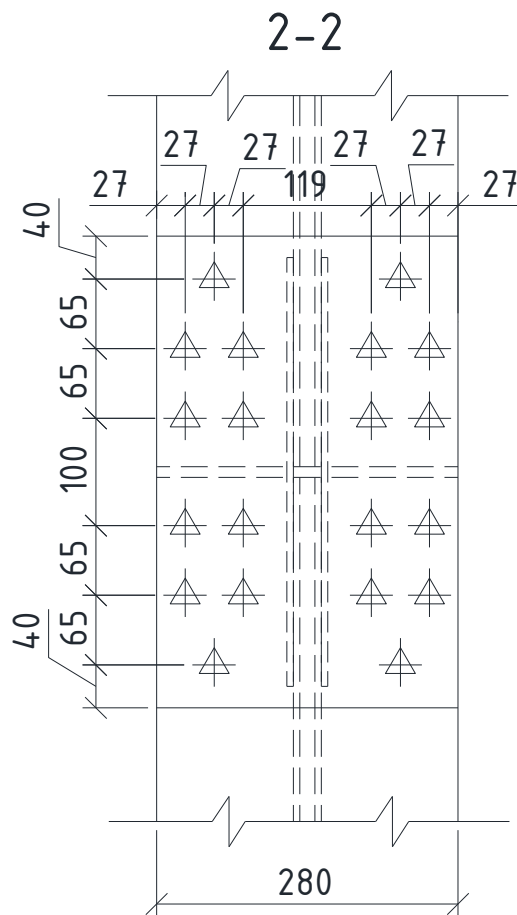
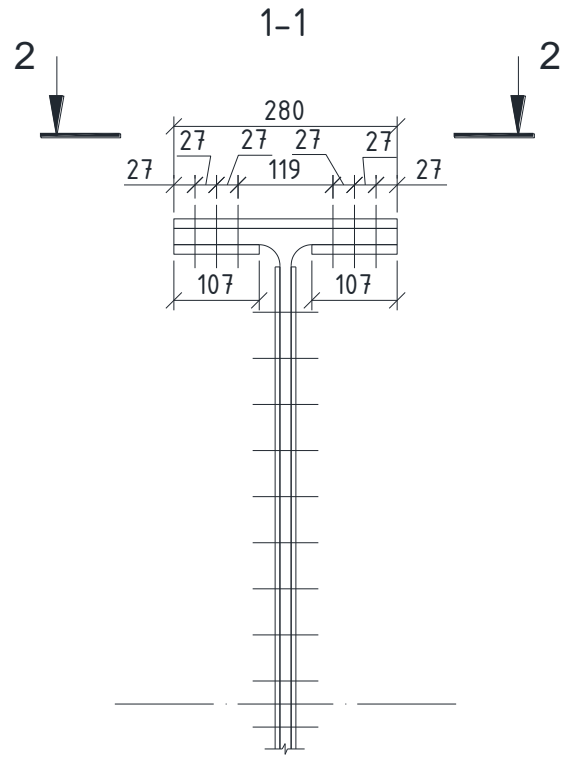
Перевіряємо працездатність найбільш віддаленого болта за умовою:

$$S_b = \sqrt{N_{max}^2 + V^2} = \sqrt{71.97^2 + 1.34^2} = 71.98 \text{ кН} < Q_{bh} = 89.75 \text{ кН}.$$

Отже, усі вимоги щодо міцності стику виконані.



						Атестаційна випускна робота	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		88



Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата

Атестаційна випускна робота

Арк.

89

ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

Консультант Мацапура О. В.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		90

Визначення кошторисної вартості будівництва

Зведений кошторисний розрахунок розраховуємо в програмі Excel:

Одноповерхова складська будівля в м.Києві (найменування об'єкту будівництва)								Форма № 4		
ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1 з будівництва одноповерхової складської будівлі в м.Києві										
						Кошторисна вартість	39459	тис.грн.		
						Кошторисна трудомісткість	231	тис.люд.год		
						Кошторисна заробітна плата	13113	тис.грн.		
						Вимірник одиничної вартост.	814	грн/куб.м		
						Вимірник одиничної вартост.	16272	грн/кв.м		
Складений у поточних цінах станом на 26 травня 2021 р.										
№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Кошторисна трудомісткість, тис.люд.год	Кошторисна заробітна плата, тис.грн.	Показники одиничної вартості грн/куб.м	Структура	
			будівельних робітних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	Всього					
1	2	3	4	5	6	7	8	9		
1	2-1-1	Будівельні роботи	25207		25207	136	7709	520	0,64	
2	2-1-2	Внутрішні санітарно-технічні роботи	2125		2125	10	555	876	0,05	
3	2-1-3	Внутрішні електромонтажні роботи	2924		2924	25	1389	1206	0,07	
	2-1-4	Монтаж устаткування	4157		4157	45	2572	828	0,11	
	2-1-5	Пусконаладжувальні роботи	1202		1202	16	887	25	0,03	
5	2-1-6	Придбання устаткування, меблів та інвентарю		3845	3845			79	0,10	
		Всього по кошторису	35614	3845	39459	231	13113	2706	1	
контроль			0,903	0,000	0,097	1	Контроль	п-років	114,56	
має бути			0,57	0,13	0,3	1	тис. л-міс ЗП за міс.	1,3747 9538,77	ПП річна БМР ЗП річна сантех	310,8744 114465,2
Склав: Форутненко М.К. Перевірила: Рубцова О.С.							Загал		елект	монт
					42,51834862	7143,083				

Одноповерхова складська будівля в м.Києві (Найменування об'єкту будівництва)										Форма № 1	
Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-1 загальнобудівельні роботи з будівництва одноповерхової складської будівлі в м.Києві (найменування робіт та об'єкту будівництва)											
Об'єм головного корпусу, куб.м			48500			Кошторисна вартість		25207		тис.грн.	
Площа забудови об'єкту, кв.м			2425			Кошторисна трудомісткість		136		тис.люд.год	
Загальна площа об'єкту,кв.м			2425			Кошторисна заробітна плата		7709		тис.грн.	
Площа фасаду, кв.м			5020			Середній розряд робіт		3,6		розряд	
Складений в поточних цінах станом на 26 травня 2021 р.											
№ пп	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин	
					всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Підземна частина											
1	УПБ 1-1	Земляні роботи	100м2 площі забудови об'єкту	24,25	62749,5	56475	1521675	152169	1369519	118,4	2871
					6275	18825			456506	330,3	8009
2	УПБ 2-1	Влаштування фундаментів(палеві)	100м2 площі забудови об'єкту	24,25	156849	23527	3803588	316966	570538	246,6	5980
					13071	7842			190179	137,6	3336
Надземна частина											
3	УПБ 3-1	Каркас (колонни, балки, зв'язки)	100м2 площі забудови об'єкту	24,25	191301	19130	4639049	1546350	463905	1203,2	29176
					63767	6377			154635	111,9	2713
4	УПБ 4-2	Влаштування перекриття	100м2 площі забудови об'єкту	24,25	70175	10526	1701732	141811	255260	110,3	2675,7
					5848	3509			85087	61,6	1492,7
5	УПБ 5-6	Зовнішні стіни(сендвіч панелі)	100м2 площі фасаду	50,2	57255	11451	2874201	479034	574840	180,0	9038,4
					9542,5	3817			191613	67,0	3361,6
6	УПБ 6-2	Заповнення віконних прорізів	100м2 площі фасаду	50,2	56034	2802	2812907	625090	140645	234,9	11794,2
					12452	1557			78136	27,3	1370,8
7	УПБ 7-3	Влаштування перегородок	100м2 площі забудови об'єкту	24,25	3539	177	85827	42913	4291	33,4	810
					1770	59			1430	1,0	25
8	УПБ 8-1	Влаштування покрівлі	100м2 площі забудови об'єкту	24,25	158370	7919	3840480	1600200	192024	1245,0	30192

8	УПБ 8-1	Влаштування покрівлі	100м2 площі забудови об'єкту	24,25	158370 65988	7919 2640	3840480	1600200	192024 64008	1245,0 46,3	30192 1123	
9	УПБ 9-1	Опоряджувальні роботи (стелі, стіни, підлоги)	100м2 площі забудови об'єкту	24,25	29090 14545	4363 1454	705420	352710	105813 35271	274,4 25,5	6655 618,8	
Разом прями витрати , грн.							21984879	5257243	3676836 1256866		99193 22050	
в тому числі												
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							13050801					
всього заробітна плата							6514109					
Загальновиробничі витрати разом, грн.				Коеф.			3222266					
у тому числі:												
трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд-год				0,12			14549					
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.							1195219					
ввідрядження на державне соціальне страхування				0,22			1696052					
решта статей загальновиробничих витрат				2,73			330995					
Всього кошторисна вартість робіт, грн.							25207145					
кошторисна трудомісткість, люд-год							135793					
кошторисна заробітна плата, грн.							7709328					
Склад: Фортуненко М.К. Перевірила: Рубцова О.С.										л-роки	67,36	
										Самоконтроль	л-місяці	808,29
											ЗП за міс.	9537,82
											ЗП за день	465,3
											ЗП за годину	58,16
										Структура витр	матер	51,77%
											ОЗП	20,86%
											ЕММ	14,59%
											Прямі	87,22%
											Загал	12,78%
										РАЗОМ	100,00%	

Одноповерхова складська будівля в м.Києві (найменування об'єкту будівництва)										Форма № 1		
Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-2 внутрішні санітарно-технічні роботи з будівництва одноповерхової складської будівлі в м.Києві (найменування робіт та об'єкту будівництва)												
										Кошторисна вартість	2125	тис.грн.
										Кошторисна трудомісткість	10	тис. люд.год
										Кошторисна заробітна плата	555	тис.грн.
										Середній розряд робіт	3,5	розряд
Складений в поточних цінах станом на 26 травня 2021 р.												

№ пп	Об'єкт ування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, тих, що обслуговують машини	
					всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	УПС 1-2	Влаштування внутрішніх мереж опалення	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	9298 2324	465 155	225470	56368	11274 3758	43,9 2,7	1064 66
2	УПС 2-1	Влаштування внутрішніх мереж вентиляції і кондиціонування	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	16649 2775	832 277	403726	67288	20186 6729	52,4 4,9	1270 118
3	УПС 3-1	Влаштування внутрішніх мереж холодного і гарячого	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	21252 5313	1063 354	515361	128840	25768 8589	100,2 6,2	2431 151
4	УПС 4-1	Влаштування внутрішніх мереж каналізації	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	11336 2834	567 189	274886	68721	13744 4581	53,5 3,3	1296,6 80,4
5	УПС 5-1	Влаштування внутрішніх мереж газопостачання	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	20592 5148	1030 343	499356	124839	24968 8323	97,1 6,0	2355,5 146,0
Разом прями витрати , грн.							1918799	446056	95940 31980		8416 561
в тому числі											
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							1376803				
всього заробітна плата							478036				
Загальновиробничі витрати разом, грн.				Коеф.			206304				
у тому числі:											
трудомісткість у загальновиробничих витратах, люд-год				0,105			943				

						Атестаційна випускна робота		Арк.
								92
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата			

	Загальновиробничі витрати разом, грн.	Коеф.		206304						
	<i>У тому числі:</i>									
	трудомісткість у загальновиробничих витратах, люд-год	0,105		943						
	заробітна плата у загальновиробничих витратах, грн.			77435						
	відрахування на державне соціальне страхування	0,22		122204						
	решта статей загальновиробничих витрат	2,75		24687						
	Всього кошторисна вартість робіт, грн.			2125104						
	кошторисна трудомісткість, люд-год			9920						
	кошторисна заробітна плата, грн.			555471						
	Склад: Фортуненко М.К. Перевірила: Рубцова О.С.									
								Контроль	л-роки	4,92
									л-місяці	59,05
									ЗП за міс.	9407,35
									ЗП за день	458,9
									ЗП за годину	57,36
								Структура витрат	матер	64,79%
									ОЗП	20,99%
									ЕММ	4,51%
									Прямі	90,29%
									Загал	9,71%
									РАЗОМ	100,00%

Одноповерхова складська будівля в м.Києві (найменування об'єкту будівництва)										Форма № 1
Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-3 електромонтажні роботи з будівництва одноповерхової складської будівлі в м.Києві (найменування робіт та об'єкту будівництва)										
									Кошторисна вартість	2924 тис.грн.
									Кошторисна трудомісткість	25 тис.люд.год.
									Кошторисна заробітна плата	1389 тис.грн.
									Середній розряд робіт	3,5 розряд
Складений в поточних цінах станом на 26 травня 2021 р.										

№ пп	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин	
					всього	експлуатації в тому числі заробітної і плати	всього	заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	тих, що обслуговують машини	
										на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	УПЕ 1-1	Прокладання внутрішніх мереж електропостачання і електроосвітлення	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	60324 31670	3016 2111	1462857	768000	73143 51200	597,5 37,0	14491 898
2	УПЕ 2-1	Встановлення електроосвітлювальних приладів та електрофурнітури	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	13992 2449	280 196	339306	59379	6786 4750	46,2 3,4	1120 83
3	УПЕ 3-1	Прокладання слабострумних мереж (зв'язок, телемережі)	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	3663 1923	183 128	88828	46635	4441 3109	36,3 2,2	880 55
4	УПЕ 4-1	Прокладання мереж пожежної сигналізації і відеоспостереження	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	20262 10638	1013 709	491354	257961	24568 17197	200,7 12,4	4867,2 301,7
		Разом прями витрати, грн.					2382344	1131974	108938 76257		21358 1338
		в тому числі вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					1141433				
		всього заробітна плата					1208230				
		Загальновиробничі витрати разом, грн.		Коеф.			541375				
		<i>у тому числі:</i>									
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд-год		0,097			2201				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					180853				
		відрахування на державне соціальне страхування		0,22			305598				
		решта статей загальновиробничих витрат		2,42			54924				
		Всього кошторисна вартість робіт, грн.					2923719				
		кошторисна трудомісткість, люд-год					24897				
		кошторисна заробітна плата, грн.					1389083				
	Склад: Фортуненко М.К. Перевірила: Рубцова О.С.										
								Контроль	л-роки	12,35	
									л-місяці	148,20	
									ЗП за міс.	9373,13	
									ЗП за день	457,2	
									ЗП за годину	57,15	
								Структура витр	матер	39,04%	
									ОЗП	38,72%	
									ЕММ	3,73%	
									Прямі	81,48%	
									Загал	18,52%	
									РАЗОМ	100,00%	

	Загальновиробничі витрати разом, грн.	Коеф.		541375						
	<i>у тому числі:</i>									
	трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд-год	0,097		2201						
	заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.			180853						
	відрахування на державне соціальне страхування	0,22		305598						
	решта статей загальновиробничих витрат	2,42		54924						
	Всього кошторисна вартість робіт, грн.			2923719						
	кошторисна трудомісткість, люд-год			24897						
	кошторисна заробітна плата, грн.			1389083						
	Склад: Фортуненко М.К. Перевірила: Рубцова О.С.									
								Контроль	л-роки	12,35
									л-місяці	148,20
									ЗП за міс.	9373,13
									ЗП за день	457,2
									ЗП за годину	57,15
								Структура витр	матер	39,04%
									ОЗП	38,72%
									ЕММ	3,73%
									Прямі	81,48%
									Загал	18,52%
									РАЗОМ	100,00%

Одноповерхова складська будівля в м.Києві
(найменування об'єкту будівництва)

Локальний кошторис на пусконаладжувальні роботи № 2-1-5

з будівництва одноповерхової складської будівлі в м.Києві
(найменування об'єкту будівництва)

Кошторисна вартість, тис.грн. 1202
Кошторисна трудомісткість, тис.люд.год. 15,7
Кошторисна заробітна плата, тис.грн. 887

Складений у поточних цінах станом на 26 травня 2021 р.

№ пп	Обґрунтування (шифр норм)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн	Загальна вартість, грн	Витрати труда пусконаладжувального персоналу, люд.год.	
							на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	УПМП 3-1	Пусконаладжувальні роботи	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	35310	856268	597	14488
<i>Разом прями витрати</i>						856268		
в тому числі								
Заробітна плата						856268		
<i>Загальновиборничі витрати разом, грн</i>				Коеф.		345570		
У тому числі:								
трудомісткість у загальновиборничих витратах				0,087		1260		
заробітна плата у загальновиборничих витратах						103550		
відрахування на державне соціальне страхування				0,22		211160		
решта статей загальновиборничих витрат				2,13		30860		
Всього по кошторису						1201837		
Кошторисна трудомісткість						15749		
Кошторисна заробітна плата						887128		
Контроль							люд.-міс.	94
							ЗП за місяць	9463

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-4
монтаж устаткування з будівництва одноповерхової складської будівлі в м.Києві
(найменування робіт та об'єкту будівництва)

Кошторисна вартість 4157 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість 45 тис.люд.год.
Кошторисна заробітна плата 2572 тис.грн.
Середній розряд робіт 3,8 розряд

Складений в поточних цінах станом на 26 травня 2021 р.

№ пп	Обґрунтування (шифр норм)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин	
					всього	експлуатації і машин	всього	заробітної плати	експлуатації і машин	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	УПМП 1-1	Монтаж технологічного устаткування	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	23752	9501	575980	287990	230392	215,9	5238
					11876	4750			115196	82,3	1996
2	УПМП 2-1	Монтаж виробничого устаткування	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	111986	44794	2715648	1357824	1086259	1018,1	24688
					56993	22397			543130	388,2	9413
<i>Разом прями витрати, грн.</i>							3291828	1645814	1316651	23924	
в тому числі									658326		11409
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						329183					
всього заробітна плата						2304140					
<i>Загальновиборничі витрати разом, грн.</i>				Коеф.		885041					
у тому числі:											
трудомісткість у загальновиборничих витратах, люд-год				0,079		3265					
заробітна плата у загальновиборничих витратах, грн.						268247					
відрахування на державне соціальне страхування				0,22		565925					
решта статей загальновиборничих витрат				1,97		81427					
Всього кошторисна вартість робіт, грн.						4156669					
Кошторисна трудомісткість, люд-год						44599					
Кошторисна заробітна плата, грн.						2572387					
Склад: Фортуненко М.К. Перевірила: Рубцова О.С.							Контроль		л-роки	22,12	
									л-місяці	265,47	
									ЗП за міс.	9689,99	
									ЗП за день	472,7	
									ЗП за годину	59,09	
							Структура витр		матер	7,92%	
									ОЗП	39,59%	
									ЕММ	31,68%	
									Прямі	79,19%	
									Загал	20,81%	
									РАЗОМ	100,00%	

Локальний кошторис на придбання устаткування, меблів та інвентарю № 2-1-6

Одноповерхова складська будівля в м.Києві

Кошторисна вартість 3844,9 тис.грн.

Складений у поточних цінах станом на 26 травня 2021 р.

№ пп	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування устаткування, меблів та інвентарю	Кількість	Кількість	Вартість одиниці, грн.	Загальна вартість, грн.
1	2	3	4	5	6	7
1	УПО 1-1	Технологічне устаткування	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	30976	
2	УПО 2-1	Виробниче устаткування	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	138237	3352247
3	УПО 3-1	Технічні засоби інформаційних технологій	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	11422	276993
4	УПО 4-1	Меблі	100м2 загальної площі об'єкту	24,25	2904	70422
		Разом, грн.				3699662,45
		Транспортні витрати на устаткування (3%)				110990
		Заготівельно-складські витрати (0,9%)				34296
		Всього кошторисна вартість, грн.				3844948
		Склав: Фортуненко М.К.				
		Перевірила: Рубцова О.С.				

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							95
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		

Зведений кошторисний розрахунок в сумі

84618 тис.грн.

У тому числі зворотних сум

145 тис.грн.

Зведений кошторисний розрахунок вартості об'єкта будівництва

Одноповерхова складська будівля в м.Києві

Складений у поточних цінах станом на 26 травня 2021 р.

№ п/п	Номери кошторисів	Найменування глав, будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Загальна вартість
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	
1	2	3	4	5	6	7
	ДСТУ п.5.8.7	Глава 1				
		<i>Підготовка території будівництва</i>				
		Відведення земельної ділянки	0	0	630	630
		Розбивка осей			5	5
		Інженерна підготовка території	67	0	0	67
		<i>Разом по главі 1</i>	67	0	635	702
	ДСТУ п.5.8.8	Глава 2				
	№ 2-1	Об'єкти основного призначення				
		Одноповерхова складська будівля	35614	3845	0	39459
		<i>Разом по главі 2</i>	35614	3845	0	39459
	ДСТУ п.5.8.9	Глава 3				
		Об'єкти підсобного та обслуговувального призначення				
		Адміністративно-побутові приміщення	143,1	77,1		220,2
		Ремонтно-технічні майстерні (допоміжні цехи, майстерні, склади, естакади, лаб)	247,9	133,5		381,5
		Господарські будівлі і приміщення (приміщення охорони, прохідні, сміттєзбира)	98,2	52,9		151,1
		<i>Разом по главі 3</i>	489,3	263,5		752,7
	ДСТУ п.5.8.10	Глава 4				
		Об'єкти енергетичного господарства				
		Трансформаторна підстанція	919,6	919,6		1839,2
		Лінії електропостачання	1013,4	1013,4		2026,76
		<i>Разом по главі 4</i>	1933,0	1933,0		3866,0
	ДСТУ п.5.8.10	Глава 5				
		Об'єкти транспортного господарства і зв'язку				
		Автомобільні під'їзди та внутрішні шляхи	1514,1	206,5		1720,59
		Будівлі по обслуговуванню транспорту: депо, гаражі, стоянки	442,6	60,4		502,96
		Паркінги, автостоянки	1126,1	153,6		1279,61
		Зовнішні роботи і будівлі для усіх видів зв'язку	722,0	98,5		820,46
			0,0	0,0		0
		<i>Разом по главі 5</i>	3804,8	518,8		4323,62

Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата
-----	--------	------	--------	--------	------

Атестаційна випускна робота

Арк.

96

ДСТУ п.5.8.10	Глава 6				
	Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, теплостачання та газопостачання				
	Зовнішні мережі водопостачання, водозабірні, насосні споруди	115,7	94,7		210,38
	Зовнішні мережі каналізації, очисні споруди	191,0	156,2		347,22
	Зовнішні мережі теплостачання, бойлерні, котельні	314,8	257,6		572,4
	Зовнішні мережі газопостачання	853,0	534,2		1187,2
	Разом по главі 6	1274,5	1042,7		2317,2
ДСТУ п.5.8.10	Глава 7				
	Благоустрій і озеленення території				
	Огорожа території	301,5			301,5
	Озеленення, малі архітектурні форми	6,5			6,5
	Зовнішнє освітлення	21,4			21,4
	Пішоходні алеї та дорожки	350,3			350,3
	Спортивні та ігрові майданчики	224,7			224,7
	Разом по главі 7	904,3			904
	Разом по главах 1-7	44087,6	7803,0	635,2	52326
ДСТУ п.5.8.11	Глава 8				
	Тимчасові будівлі і споруди				
	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення	970			970
	Разом по главі 8	970			970
	Разом по главах 1-8	45058		635	45693
ДСТУ п.5.8.12	Глава 9				
	Кошти на інші роботи та витрати				
	Зимове подорожчання	225		23	248
	Інші витрати			50	50
	Разом по главі 9	225		73	298
	Разом по главах 1-9	45283	7803	858	53544
ДСТУ п.5.8.13	Глава 10				
	Утримання служби замовника				
	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд)			1339	1339
	Кошти на формування страхового фонду документації			27	27
	Кошти на проведення процедури закупівлі			107	107
	Кошти на послуги, пов'язані з підготовкою будівництва та введенням об'єкту в експлуатацію			214	214
	Разом по главі 10			1687	1687
ДСТУ п.5.8.14	Глава 11				
	Підготовка експлуатаційних кадрів				
	Разом по главі 11			428	428
ДСТУ п.5.8.15	Глава 12				
	Проектно-вишукувальні роботи та авторський нагляд				

	Вартість проектно-вишукувальних робіт			1608	1608
	Вартість експертизи проектної документації			241	241
	Кошти на здійснення авторського нагляду			54	54
	Разом по главі 12			1847	1847
	Разом по главах 1-12	45283	7603	4620	57506
		0,79	0,13	0,08	1,000
ДСТУ п.5.8.16	Кошторисний прибуток	2142			2142
ДСТУ п.5.8.16	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій			1071	1071
ДСТУ п.5.8.16	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	2717	456	277	3450
ДСТУ п.5.8.16	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	5434	912		6346
ДСТУ п.5.8.17	РАЗОМ	55575	8971	5968	70515
ДСТУ п.5.8.17	Податок на додану вартість			14103	14103
ДСТУ п.5.8.17	Всього по зведеному кошторисному розрахунку	55575	8971	20072	84618
ДСТУ п.5.8.18	Зворотні суми				145
				0,657	0,108
				0,237	1
				Будівельні роботи Устаткування інші витрати	
				Інвестиції	
		По главах 1-12	57506		
		Всього за зведеним розрахунком	84618		

									Арк.
									97
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата	Атестаційна випускна робота			

Список використаної літератури

1. ДБН В.2.2-15-2005. Житлові будинки. Основні положення.
2. ДБН В.2.6-31-2016. Теплова ізоляція будівель.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія.
4. Пономарев В.А. «Архитектурное конструирование». -М.: 2008.
5. Клімов Ю.А., Пискун Р.А., Балабко В.В., Перельмутер А.В. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008 Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002 IDN) По замовленню Мінрегіонбуд України, ДП “Укранархбудінформ”, К. - 2008;
6. Барашиков А.Я., Колякова В.М. Підручник “Будівельні конструкції” з Грифом міністерства, лист № 1/11-7776 від 13.08.2010 р. К.: Видавничий дім “Слова”, 2011;
7. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти. Основні положення проектування. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009 - 104с. – Чинні від 01.07.2009.
8. Бойко І.П. Основи і фундаменти: Методичні вказівки до виконання курсової роботи / Уклад. І.П.Бойко, А.О.Олійник, А.М.Ращенко та ін. - К.: КНУБА,2007.- 92с.
9. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Норми проектування.
10. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції». Норми проектування.
11. Організація будівництва: Методичні рекомендації по проектуванню організації будівництва каркасно-монолітних будівель/ Уклад.: В.Г. Лубенець, В.В. Титок.- К.: КНУБА, 2014 - 24с.
12. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».
13. Охорона праці: методичні вказівки до виконання розділу О92 в дипломних проектах (роботах) спеціалістів і магістрів інженерно-будівельних спеціальностей / уклад.: О.Г. Вільсон, І.В. Клімова, В.Г. Дзюбенко, О.П. Оніщенко. – К.: КНУБА, 2012. – 40 с.

						Атестаційна випускна робота	Арк.
							98
Зм.	Кільк.	Арк.	№ док.	Підпис	Дата		