Міністерство освіти і науки України

Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломної роботи
магістра
(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему: **«Проект будівництва цеху для фарбування автомобільного заводу в Луцьку»**

Виконав: студент (ка) 2 курсу, групи МБд-2
спеціальності 192
Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)
Світлик Т.М.
(прізвище та ініціали)

Керівник к.т.н., доцент Конончук О.П.
(наук ступінь, вч. звання, прізвище та ініціали)

Рецензент
(наук ступінь, вч. звання, прізвище та ініціали)

м. Тернопіль – 2019

Форма № Н-9.01

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій
Кафедра Будівельної механіки
Освітній ступінь Магістр
Напрям підготовки
(шифр і назва)
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри _____
_____
«_____» _____ 2019 р.

З А В Д А Н Н Я
НА ДИПЛОМНУ РОБОТУ МАГІСТРА

Світлик Тарас Михайлович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проект будівництва цеху для фарбування автомобільного заводу в Луцьку

Керівник проекту (роботи) Конончук Олександр Петрович, к.т.н., доцент
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від «29» серпня 2019 року № 4/7 – 740

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 16.12.2019 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Двопролітний фарбувальний цех автомобільного заводу з розмірами в плані 204×40 м, місто будівництва – Луцьк, каркас будівлі збірний залізобетонний, фундаменти мілкого закладання старанного типу, стіни огородження панельні товщиною 200 мм, покрівля плоска, несучі конструкції покриття збірні залізобетонні двотаврові балки.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Інженерно-геологічні і гідрологічні умови будівництва, генплан будівництва, об'ємно-планувалні рішення, конструктивні рішення, теплотехнічний розрахунок стін, збір навантаження, статичний розрахунок рами будівлі, розрахунок збірної з/б колони, розрахунок попередньо напруженої залізобетонної двотаврової балки покриття, розрахунок ребристої плити покриття, підбір площі підошви фундаментів, та перевірка їхнього осідання, розробка будгенплану та сіткового графіку будівництва, розробка технологічної карти на монтаж збірних залізобетонних балок та плит покриття, техніко-економічне порівння варіантів плит покриття, розрахунок кошторисної документації, заходи з охорони праці, розрахунок заземлення безпека в надзвичайних ситуаціях, розрахунок такелажної петлі та екології.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) Фасад, генплан, ситуаційна схема, план на відмітці 0,000, план даху, план конструкцій покриття, розріз в поздовжньому та поперечному напрямках, опалубочне креслення з/б колони схеми армування колони, опалубочне креслення двотаврової балки покриття, схеми її армуваня, опалубочне креслення ребристої плити покриття та схеми її армування, специфікації арматурних виробів, буд генплан, сітковий графік, техкарта на монтаж балок та плит покриття.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Спеціальна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Організаційно-економічна частина	Мельник Л.М., д.е.н., доц.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доц.		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Екологія	Лясота О.М., к.т.н., доц.		
Нормоконтроль	Данильченко С.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 06.09.2019 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно планувальне рішення ділянки.	08.09.2019	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	15.09.2019	
3	Статичний розрахунок рами будівлі.	25.09.2019	
4	Розрахунок збірної залізобетонної колони.	08.10.2019	
5	Розрахунок двотаврової балки покриття.	15.10.2019	
6	Розрахунок ребристої плити покриття.	22.10.2019	
7	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.	30.10.2019	
8	Збір навантажень та вибір типу фундаментів.	05.11.2019	
9	Розрахунок фундаментів старанного типу.	12.11.2019	
10	Підрахунок об'ємів робіт.	20.11.2019	
11	Проектування сіткового графіка.	01.12.2019	
12	Проектування будівельного генерального плану.	06.12.2019	
13	Розробка технологічної карти на монтаж балок та плит покриття.	08.12.2019	
14	Порівняння варіантів конструкцій плит покриття.	10.12.2019	
15	Кошторисні розрахунки.	12.12.2019	
16	Розробка заходів охорони праці.	13.12.2019	
17	Розрахунок заземлення.	13.12.2019	
18	Розробка заходів техніки безпеки.	14.12.2019	
19	Розрахунок такелажної петлі.	14.12.2019	
20	Охорона навколишнього середовища.	15.12.2019	

Студент _____ Світлик Т.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи) _____ Конончук О.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

РЕФЕРАТ

1. **Тема дипломної роботи:** Проект будівництва цеху для фарбування автомобільного заводу в Луцьку.
2. **Автор дипломної роботи:** Світлик Т.М. _____.
3. **Навчальний заклад в якому виконано дипломну роботу:** Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя.
4. **Місце виконання дипломної роботи (назва кафедри):** кафедра будівельної механіки.
5. **Об'єм:** пояснювальна записка – 122 стор., графічна частина – 12 арк.
6. **Характер роботи:** індивідуальна.
7. **Прийняті основні рішення та їх новизна:**

Розміри фарбувального цеху в плані – 204×40 м.

Висота до низу кроквʼяних конструкцій – 11,4 м.

Фундаменти –мілкого закладення старанного типу під колони;

Зовнішні стіни – сандвіч панелі;

Будівля без мостового крану;

Каркас будівлі – збірний залізобетонний;

Несуча конструкція покриття – балка двотаврова двоскатна прольотом 20 м;

Плити покриття – ребристі 300 мм;

Покрівля – рулонна;

Підлога – бетонна;

Двері зовнішні – двопільні щитові, двері внутрішні – щитові. Вікна пластикові;

Внутрішнє оздоблення – штукатурка, фарбування водоемульсійними фарбами;

Зовнішнє оздоблення – полімерна штукатурка, фарбування фасадними фарбами.

8. **Відповідність сучасному технічному рівню:** дипломна робота виконано на сучасному інженерно-технічному рівні.
9. **Використання ПЕОМ:** при виконанні дипломної роботи було використано ЛИРА, АВК та AutoCAD.
10. **Що рекомендується до запровадження в будівельну практику:** дана дипломна робота чи її окремі частини можуть бути використані в практиці будівництва промислових цехів.

Зміст

Ст.

Вступ…….

1 Архітектурно-будівельний розділ…….....

1.1 Загальна характеристика ділянки ……..

1.1.1 Географічне положення ділянки. Кліматичні умови ...……...

1.1.2 Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище …..

1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівництва …….

1.2 Генеральний план .....

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення ……

1.2.2 ТЕП генерального плану ……..

1.3 Об'ємно-планувальне рішення …….....

1.3.1 Характеристика функціонального процесу …….

1.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування …….

1.3.3 Розрахунок освітленості приміщень ……

1.3.4 Розрахунок штучного освітлення …….

1.4 Конструктивні рішення ……..

1.4.1 Несучі конструкції. Обґрунтування їх вибору ……..

1.4.2 Огороджуючі конструкції. Обґрунтування прийнятих конструкцій …..

1.4.3 Теплотехнічний розрахунок стіни …….

1.4.4 Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору ……

1.5 Архітектурно-художнє рішення будівлі ……..

2 Розрахунково-конструктивний розділ……...

2.1 Конструювання каркасу будівлі .....

2.1.1 Розбивка сітки колон будівлі …….....

2.1.2 Обґрунтування вибору системи в'язів ……

2.1.3 Компоновка поперечної рами ……..

2.2 Статичний розрахунок рами ……

2.2.1 Постійне навантаження ……..

2.2.2 Снігове навантаження ……..

2.2.3 Вітрове навантаження ….....

2.2.4 Статичний розрахунок рами ……..
2.3 Розрахунок та конструювання залізобетонної колони ……
2.3.1 Матеріали для проектування ……..
2.3.2 Розрахунок колони крайнього ряду …….....
2.3.3 Перевірка міцності крайньої колони …….....
2.3.4 Розрахунок колони середнього ряду ……
2.3.5 Перевірка міцності середньої колони ……
2.4 Розрахунок попередньо напруженої двотаврової балки покриття ….
2.4.1 Дані для проектування ……
2.4.2 Визначення навантажень ……
2.4.3 Визначення зусиль в перерізі балки ……..
2.4.4 Попередній підбір поздовжньої арматури ……
2.4.5 Геометричні характеристики поперечного перерізу балки …….
2.4.6 Попереднє напруження арматури і його втрати ……...
2.4.7 Розрахунок міцності балки в стадії експлуатації …….
2.4.7.1 Перевірка розмірів бетонного перерізу …….
2.4.7.2 Міцність нормальних перерізів ……..
2.4.7.3 Міцність похилих перерізів ……
2.4.7.4 Міцність балки в коньку …….
2.4.8 Розрахунок балки в стадії виготовлення, транспортування і монтажа ……
2.4.9 Розрахунок балки на тріщиностійкість …….
2.4.10 Розрахунок балки за деформаціями ……...
3 Основи і фундаменти…….
3.1 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика ……..
3.1.1 Висновки та рекомендації ……..
3.2 Визначення навантажень на фундаменти …….
3.3 Визначення глибини закладання фундаменту ……..
3.4 Визначення розмірів підошви фундаментів …….
3.4.1 Фундамент під колону крайнього ряду …….

3.4.2 Фундамент під колону середнього ряду ……...
4 Технологія і організація будівельного виробництва……...
4.1 Калькуляція трудових витрат …….....
4.2 Методи виконання робіт …….
4.2.1 Вихідні дані …….....
4.2.2 Описання основних технологічних процесів ……...
4.3 Вибір монтажних кранів …….
4.4 Технологічна карта на монтаж з/б балок і плит ……...
4.4.1 Область застосування …….
4.4.2 Організація і технологія виконання робіт …….
4.4.3 Техніко – економічні показники ……
4.4.4 Матеріально-технічні ресурси …….....
4.4.5 Контроль якості …….....
4.5 Проектування сіткового графіка ……
4.6 Розрахунок будгенплану …….....
4.6.1 Відомість розрахунку складів ……
4.6.2 Розрахунок тимчасових адміністративно-побутових будинків ……..
4.6.3 Розрахунок тимчасового водопостачання будівельного майданчика.
4.6.4 Розрахунок тимчасового енергозабезпечення будівельного майданчика ……...
5 Спеціальна частина……...
5.1 Господарсько-економічна характеристика району будівництва ……
5.2 Описання прийнятих до розрахунку варіантів …….
5.3 Кошторисна собівартість конструкцій у споруді …….
5.4 Капітальні вкладення в базу ……...
5.4.1 Капітальні вкладення на виготовлення конструкцій ……...
5.4.2 Капітальні вкладення на придбання транспортних засобів для перевезення конструкцій ……
5.4.3 Капітальні вкладення на придбання монтажних засобів (кранів) …..
5.5 Річні експлуатаційні витрати ……

5.6 Приведені витрати ……...

5.7 Аналіз і обґрунтування вибору варіантів для подальшого проектування ……...

6 Організаційно-економічна частина…….....

6.1 Розробка проектно-кошторисної документації ……

6.2 Основні техніко-економічні показники по проекту …….

7 Охорона праці …….……...

7.1 Заходи з промислової санітарії та охорона праці …….

7.2 Розрахунок захисного заземлення …….

8 Безпека в надзвичайних ситуаціях ……

8.1 Техніка безпеки при монтажних роботах …….

8.2 Розрахунок такелажних скоб …….

9 Екологія……

9.1 Екологічні проблеми будівельної галузі ……...

9.2 Забруднення довкілля при зведенні фарбувального цеху ……...

Список використаної літератури……

Додаток 1……..

Д.1 Розрахунок ребристої попередньо-напруженої плити покриття ……

Д.1.1 Дані для проектування ……

Д.1.2 Збір навантажень …….

Д.1.3 Розрахунок полиці плити ……

Д.1.4 Розрахунок поперечних ребер ……

Д.1.5 Розрахунок плити по міцності в стадії експлуатації ……

Д.1.6 Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу плити …….

Д.1.7 Попереднє напруження арматури і його втрати ……...

Д.1.8 Розрахунок плити по виникненню тріщин ……...

Д.1.9 Визначення прогину плити ……

Додаток 2……..

Додаток 3……..

Вступ

Ділянка під будівництво фарбувального корпусу автомобільного заводу розташована із східного боку території заводу ЛуАЗ у місті Луцьк Волинської області. Сам завод розміщений також на східних околицях міста.

Будівництво об’єкту буде здійснюватись місцевими робочими кадрами.

Рельєф ділянки – рівнинний. Грунти – переважно супіски.

На території автомобільного заводу існують склади різного призначення.

Поблизу заводу йде транспортна магістраль на Рівне, а також на Дубно. Таким чином, завод має транспортні зв'язки з усіма регіонами України.

Фарбувальний корпус безпосередньо має під'їзні шляхи, що забезпечує безпосередній зв'язок з виробничими корпусами та складами.

Технологічні процеси виробництва супроводжуються виділенням небезпечних парів, постійні умови підвищених температур. Виникає небезпека вибуху газів, так як на території заводу розміщена газо зарядна станція.

Будівля, що проектується, розташована на ділянці довгим боком паралельно напрямку на північ.

На критерію, відведену під будівлю є в'їзд ззовні, далі проїжджа дорога йде по круговій схемі і існує другий в'їзд. Вздовж проїзних доріг передбачені пішохідні доріжки.

В залежності від об'єму продукції, що підлягає фарбуванню та просушуванню прийнято розміри в плані 204,0 х 40,0 м, висоту до низу кроквяних конструкцій 11,4 м. Будівля має два прольоти довжиною 204 м. Крок колон 6 м. В торці будівлі встановлюються фахверкові колони через 6 м. Передбачено встановлення воріт 4,0 х 3,0 м, а також двері 0,91 х 2,1 м. На випадок евакуації використовуються ворота, рівномірно розміщені по периметру.

Будівля відноситься до II класу відповідальності і відповідає ступеню вогнестійкості IIа.

Запроектована будівля каркасної системи (конструктивна схема – з поперечним розташуванням ригелів). Вертикальними несучими конструкціями є

колони. Горизонтальними елементами (несучими) є суцільні залізобетонні балки і ребристі плити покриття.

При проектуванні каркасу будівлі були обрані залізобетонні конструкції. Будівля фарбувального корпусу автомобільного заводу – це одноповерхова двох пролітна рамна система.

В поздовжньому напрямку це система розкріплена в'язями, а в протилежному напрямку розраховуємо як раму.

Основними несучими елементами каркасу будівлі є колони та двохскатні балки.

Зовнішні стіни корпусу запроектовані із збірних керамзитобетонних панелей по серії 1.452.-5. Вип 1., товщина 200 мм з питомою вагою 1000 кг/м^3.

Вертикальні і горизонтальні шви між панелями заповнюються цементно-піщаним розчином марки М50 з послідуючою герметизацією мастикою УМС-50 і пофарбуванням фарбою ФВФ за 2 рази.

Внутрішнє огородження в корпусі виконане із збірних залізобетонних панелей по серії 1.4.31-20 вип.2 товщиною 80 мм з питомою Вагою 2500 кг/м^3 , а також із звичайної глинястої цегли (ДЕСТ 530-80) марки 75 на розчині м 50 з питомою вагою 1200 кг/м^3.

Розділ 1

Архітектурно-будівельний розділ

1.1 Загальна характеристика ділянки

1.1.1 Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

Ділянка під будівництво фарбувального корпусу автомобільного заводу розташована із східного боку території заводу ЛуАЗ у місті Луцьк Волинської області. Сам завод розміщений також на східних околицях міста.

Будівництво об’єкту буде здійснюватись місцевими робочими кадрами.

Рельєф ділянки – рівнинний. Грунти – переважно супіски.

Температурний режим забудови характеризується:

- Кліматичний район - II В;
- Середня температура січня t = -5,8 ºС;
- Середня температура липня t = 18,3 ºС;
- Річна кількість опадів 638 мм;
- Швидкісний натиск вітру - 38 кг / м^2;
- Вага снігового покрову - 50 кг / м^2;
- Глибина промерзання грунту - 0,8 м.
- Вітрове навантаження W_o=470 кПа;
- Снігове навантаження S_o=1360 кПа.

Вітрові впливи характеризуються середньою швидкістю вітру по напрямках і повторюваністю (в %) по румбах. Ці характеристики наведені в додатку 4([20]).

1.1.2 Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище

На території автомобільного заводу існують склади різного призначення.

Поблизу заводу йде транспортна магістраль на Рівне, а також на Дубно. Таким чином, завод має транспортні зв'язки з усіма регіонами України.

Фарбувальний корпус безпосередньо має під'їзні шляхи, що забезпечує безпосередній зв'язок з виробничими корпусами та складами.

Технологічні процеси виробництва супроводжуються виділенням небезпечних парів, постійні умови підвищених температур. Виникає небезпека вибуху газів, так як на території заводу розміщена газо зарядна станція.

Енергетичне забезпечення виробництва виконується ГПП 110/10 кВ, розташованої на території заводу. Водопостачання з міської мережі.

Таким чином, обрана площадка для будівництва вигідна тим, що поряд з нею розташовані майже всі необхідні мережі зв'язку: зовнішній транспортний зв’язок і зв'язок з цехом склотари через транспортний коридор.

Забезпечення робочою силою - з міста Луцьк та з інших близько розташованих населених пунктів.

1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівництва

Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівельного майданчика будуть наведені в розділі III.

1.2 Генеральний план

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

Будівля, що проектується, розташована на ділянці довгим боком паралельно напрямку на північ.

На критерію, відведену під будівлю є в'їзд ззовні, далі проїжджа дорога йде по круговій схемі і існує другий в'їзд. Вздовж проїзних доріг передбачені

пішохідні доріжки. Креслення розбивочного плану та плану організації рельєфу дивитись графічну частину, аркуш 1.

При проектуванні плану організації рельєфу використаний метод проектних Позначок, який дозволяє раціонально використовувати особливості рельєфу, що має ухил в північно-східному напрямку. Ухили автошляхів поперек осі прийняти i=0,03.

1.2.2 ТЕП генерального плану

До основних показників генерального плану відносяться:

1. площа ділянки ..... 22000 м^2;
2. площа забудови ..... 10115 м^2;
3. площа замощення..... .....12200 м^2;
4. площа озеленення.....7040 м^2.

1.3 Об'ємно-планувальне рішення

1.3.1 Характеристика функціонального процесу

Споруда, що проектується, призначена для фарбування кузовів автомобілів. Висота будівлі 11,4 м

Покрівля будівлі – керамзитобетонні плити з зовнішнім організованим водостоком.

1.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування

В залежності від об'єму продукції, що підлягає фарбуванню та просушуванню приймаємо розміри в плані 204,00х40,00 м, висоту до низу крокв'яних конструкцій 11,4 м. Будівля має 2 прольотів довжиною 204 м. Крок колон 6 м. в торці будівлі встановлюють фахверкові колони через 6 м.

Передбачено встановлення воріт 4,0х3,0 м, а також двері 0,91х2,1 м. На випадок евакуації використовуються ворота, рівномірно розміщені по периметру.

Будівля відноситься до II класу відповідальності і відповідає ступеню вогнестійкості IIа.

1.3.3 Розрахунок освітленості приміщень

Розрахунок освітленості виконується для 16-ти точок, які розташовані по осі 17 (вздовж поперечного перерізу будівлі). Нормативні значення коефіцієнта природної освітленості (КЕО за ДБН [25]), приймаємо за табл.1 для робіт невисокої точності $e_н^{III} = 3\%$. Нормативне значення КЕО:

$$e_н^{IV} = e_н^{III} \cdot m \cdot c = 3 \cdot 0.9 \cdot 0.75 = 2.03\%,$$

де: *m=0.9* - коефіцієнт світлового клімату для IV поясу світлового клімату м. Луцьк), (табл. 4 [25]);

c – 0,75 - коефіцієнт сонячності клімату (табл. 6 [25]).

Значення КЕО в кожній точці розраховується за формулою (9 [25]):

$$\mathring{a}_{\hat{e}^з} = e_{\hat{a}^з} + e_{\acute{a}^з},$$

де: $e_{ві}$ - КЕО в і-тій точці за рахунок верхнього освітлення (ліхтарі);

$E_{бі}$ - КЕО в і-тій точці за рахунок бічного освітлення (вікна). Всі розрахунки виконуються в табличній формі згідно ДБН [25]. Див табл.1.1.

Середнє значення КЕО знаходимо за формулою:

$$e_{сер} = \frac{1}{N-1}(\frac{e_1}{2} + e_2 + e_3 + ... + \frac{e_N}{2}) = \frac{1}{16-1}(\frac{2.33}{2} + 4{,}38 + 3{,}54 + 2{,}5 + 2{,}24 + 1{,}53 + 1{,}81 +$$

$$+2{,}18 + 2{,}24 + 1{,}51 + 1{,}23 + 1{,}54 + 1{,}73 + 1{,}6 + 1{,}56 + \frac{1.12}{2}) = 2{,}1\%,$$

$e_н = 2{,}03\% < e_{сер} = 2.1\%,$ тобто природного освітлення достатньо при роботі в світлу пору доби.

1.3.4 Розрахунок штучного освітлення

Для визначення світлового потоку використовуємо метод коефіцієнта використання.

Необхідний світловий потік лампи визначають за виразом:

$$\Phi_л = E_н \cdot A \cdot k \cdot z / (\eta \cdot N),$$

де: $E_н$ - нормативна освітленість, лк;

k - коефіцієнт запасу,

A - площа освітлення, м^2;

z - коефіцієнт мінімального освітлення;

N - кількість світильників;

η - коефіцієнт використання світильників, що визначається по індексу приміщення $i_п$ та коефіцієнтам відбиття стелі, стін та підлоги ($p_п$, $p_с$, $p_р$);

$i_н = a_1 \cdot b_1 / [h(a_1 + b_1)]$, де a_1=40м і b_1=204м - довжина та ширина приміщення, h=9,6 м—розрахункова висота.

У відповідності до СН 81-80 $E_н$=2 лк. В якості джерела світла вибираємо лампи накалювання.

По табл. XIII.6 [12] вибираємо коефіцієнт запасу к=1,3. коефіцієнт, що характеризує нерівномірність освітлення, приблизно приймаємо рівним z=1,15.

1.4 Конструктивні рішення

1.4.1 Несучі конструкції. Обґрунтування їх вибору

Розглянемо комплекс споруд що примикають до запроектованої будівлі: він складається з адміністративного корпуса, прохідної , складів, автомобільної стоянки.

Будівлі і споруди вдало розташовані одна відносно одної.

Запроектована будівля каркасної системи (конструктивна схема – з поперечним розташуванням ригелів). Вертикальними несучими конструкціями є колони. Горизонтальними елементами (несучими) є суцільні залізобетонні балки і ребристі плити покриття.

При проектуванні каркасу будівлі були обрані залізобетонні конструкції. Будівля фарбувального корпусу автомобільного заводу – це одноповерхова двох пролітна рамна система.

В поздовжньому напрямку це система розкріплена в'язями, а в протилежному напрямку розраховуємо як раму.

Основними несучими елементами каркасу будівлі є колони та двохскатні балки.

Прив'язки:

- Прив'язка першої і останньої осі «0». Це означає , що колона зміщена від координаційних осей на «300» мм.
- Проміжні осі розміщені симетрично по осі, тобто вісь колони (симетрична) співпадає з координаційною.

Балки:

Залізобетонні двосхилі таврового перерізу. Встановлюються з кроком 12 м. проліт балки 20м.

Фундаменти:

Збірні залізобетонні, стовпчасті з підколонниками стаканного типу.

На які встановлюються фундаментні балки.

1.4.2 Огороджуючі конструкції. Обґрунтування прийнятих конструкцій

Зовнішні стіни корпусу запроектовані із збірних керамзитобетонних панелей по серії 1.452.-5. Вип 1., товщина 200 мм з питомою вагою 1000 кг/м^3

Вертикальні і горизонтальні шви між панелями заповнюються цементно-піщаним розчином марки М50 з послідуючою герметизацією мастикою УМС-50 і пофарбуванням фарбою ФВФ за 2 рази.

Внутрішнє огородження в корпусі виконане із збірних залізобетонних панелей по серії 1.4.31-20 вип.2 товщиною 80 мм. з питомою Вагою 2500 кг/м^3, а також із звичайної глинястої цегли (ДЕСТ 530-80) марки 75 на розчині м 50 з питомою вагою 1200 кг/м^3.

Цегляні вставки в місцях влаштування воріт і дверей виконані з підрізкою швів.

Покриття виконане із керамзитобетонних плит розміром 3,0х12,0 (по серії 1.465-10) по двохскатним балкам.

Верхній ярус заповнюється стальними віконними панелями по серії 1,436-13, вип. 1 і для ліхтарів по серії по серії 1.436-3, вип.2 .

Нижній ярус заповнюється профільним склом з нижньою плитою стальних віконних панелей по серії ПР-05-50173.

1.4.3 Теплотехнічний розрахунок стіни

Вихідні дані :

- Район будівництва: м. Луцьк.
- Призначення будівлі – фарбувальний корпус автомобільного заводу.
- Режим вологості приміщення – нормальний;
- Температура внутрішнього повітря - $t_в = 16^0C$.
- Температура зовнішнього повітря - $t_з = 20^0C$.
- Прийнята огороджуюча конструкція – керамзитобетонна плита з питомою вагою

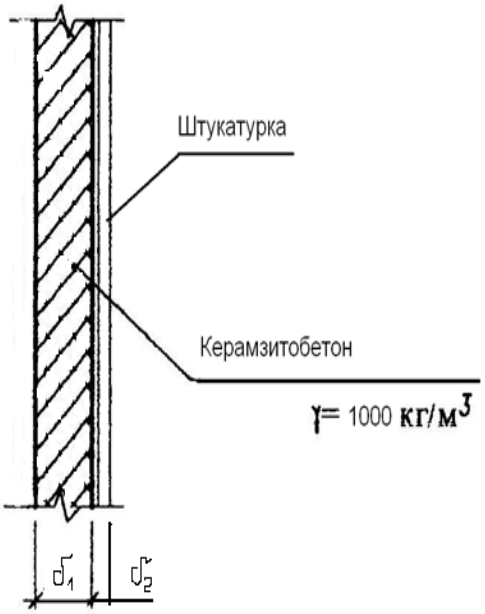

Рис. 1.1 Розрахункова схема огороджуючих конструкцій

Попередньо назначаємо товщину панелі – 200 мм, із внутрішньої сторони панель обштукатурена цементно-піщаним розчином товщиною 25 мм.

Визначаємо термічний опір кожного шару за формою 3 згідно [2].

$$R = \frac{\delta}{\lambda} (м^3\ ^oC)/Вт$$

де, δ - товщина розрахункового шару

λ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності шару Вт/м ^{o}C приймаємо з додатку 3*[2].

Вихідні дані для розрахунку огороджуючих конструкцій зводимо в таблицю 1.1.

Табл 1.1 Характеристики матеріалу огороджуючих конструкцій

№ з/п	Назва матеріалу	Питома вага кг/м^3	λ Вт/м^2 ^{o}C	S Вт/м^2 ^{o}C	R м^2, ^{o}C/Вт
1	керамзитобетон	1000	0,46	7,09	0,638
2	Цементно-піщаний розчин	1800	0,93	11,09	0,021

S – розрахунковий коефіцієнт теплопостачання матеріалу окремого шару, приймаємо з додатку 3*[2].

Визначаємо теплову інерцію огороджуючої конструкції за формулою 2 згідно [2].

$$D=R_1S_1+R_2S_2+\ldots+R_nS_n;$$

$$D=0.638 \cdot 7.01+0.021 \cdot 11.09=4.75,$$

для розрахунку приймаємо приймаємо розрахункову температуру найбільш холодних трьох діб t_H = -20 ^{o}C, приймаємо згідно [3].. Розрахунок виконуємо за ДБН В.2.6-31:2006. Потрібний опір теплопередачі (формула 1 [24]):

$$R^{ïîò} = \frac{n(t_â - t_ç)}{\Delta t_í \cdot \alpha_Â} \frac{ì^2 \cdot °Ñ}{Âò}, \text{ - для стін,}$$

де: n – коефіцієнт (табл.8*[24]);

$t_в$ =16^{0}С– розрахункова температура внутрішнього повітря згідно ГОСТ 12.1.005-76;

$t_з$ =-29^{0}С – розрахункова температура найбільш холодної доби з забезпеченістю 0,98 ДБН В.2.6-31:2006 прийнята згідно табл.5*[24] при тепловій інерції стін;

$\lambda_{â}$- коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні огороджуючої конструкції, приймаємо по табл.4*[2], $\lambda_{â}$=8,7Вт/м^2 ^{o}С

Необхідний опір теплопередачі визначаємо за формулою 4 згідно [2]

$$R^{ò\,ð} = \frac{1(16-20)}{7\cdot 7,8} = 0,659 \text{ (м}^2\ ^o\text{С/Вт)}$$

Термічний опір теплопередачі визначаємо за формулою 4 згідно [2]

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + R_1 + R_2 + \frac{1}{\alpha_í} \text{ ; (м}^2\ ^o\text{С/Вт)}$$

де, $\alpha_í$ - коефіцієнт теплопередачі для зимових умов зовнішньої поверхні огороджуючих конструкцій, приймаємо згідно табл.6 [2]

$\alpha_í$ = 23 Вт/м^2 ^{o}С .

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + 0,631 + 0,021 + \frac{1}{23} = 0,817 \frac{ì^{\ 2\ î}Ñ}{Âò}$$

$$R_o = 0.817 \succ \quad R_0^{òÐ} = 0,659 \frac{ì^{\ 2\ 0}Ñ}{Âò}$$

Умова виконана, прийнята товщина стіни 200 мм задовільняє теплотехнічний розрахунок.

1.4.4 Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору

Конструкція підлог визначається особливостями технологічних процесів в приміщені. На підлоги приміщень діють навантаження від транспорту, що фарбується. Експлікація підлог наведена на аркуші 3 графічної частини. Цоколь

і стіну рампи тинькуються теразитовою штукатуркою з додаванням скляної крихти.

Стальні поверхні віконних отворів, воріт пофарбувати перхлорвініловими емалями ХВ-110 (ГОСТ 18374-79) в 2 шари по ґрунтовці АК-070.

Дерев'яні дверні заповнення фарбуються нітрогліфталевими емалями.

1.5 Архітектурно-художнє рішення будівлі

Принцип пропорційності при моно блочній структурі будівлі знаходить вираз у пропорційному відношенні довжини будівлі до її ширини (≈5:1), а також відношенні ширини будівлі до її висоти (≈4:1).

Тектоніка будівлі утворюється вертикальними швами між стіновими панелями. Наявність ребер і западин в зовнішній обшивці панелей підсилює загальний вигляд легкості панельних стін.

Принцип художнього контрасту знайшов вираз у пофарбуванні ділянок стін за якими в нижній частині будівлі (цегляна стіна) виділяється сірий колір, а панелі пофарбовані в світло-оранжевий колір.

Розділ 2
Розрахунково-конструктивний розділ

2.1 Конструювання каркасу будівлі

2.1.1 Розбивка сітки колон будівлі

Розміщення колон в плані (рис. 2.1) повинно відповідати вимогам технології економічності і уніфікації об'ємно-планувальних і конструктивних рішень промислових будівель.

В зв'язку з масовим виробництвом уніфікованих 6-ти метрових стінових панелей і віконних панелей в крайніх рядах колон приймаємо крок 6 м. З ціллю ефективного і маневреного використання виробничих площ в середніх рядах колон найбільш поширений крок 12 м.

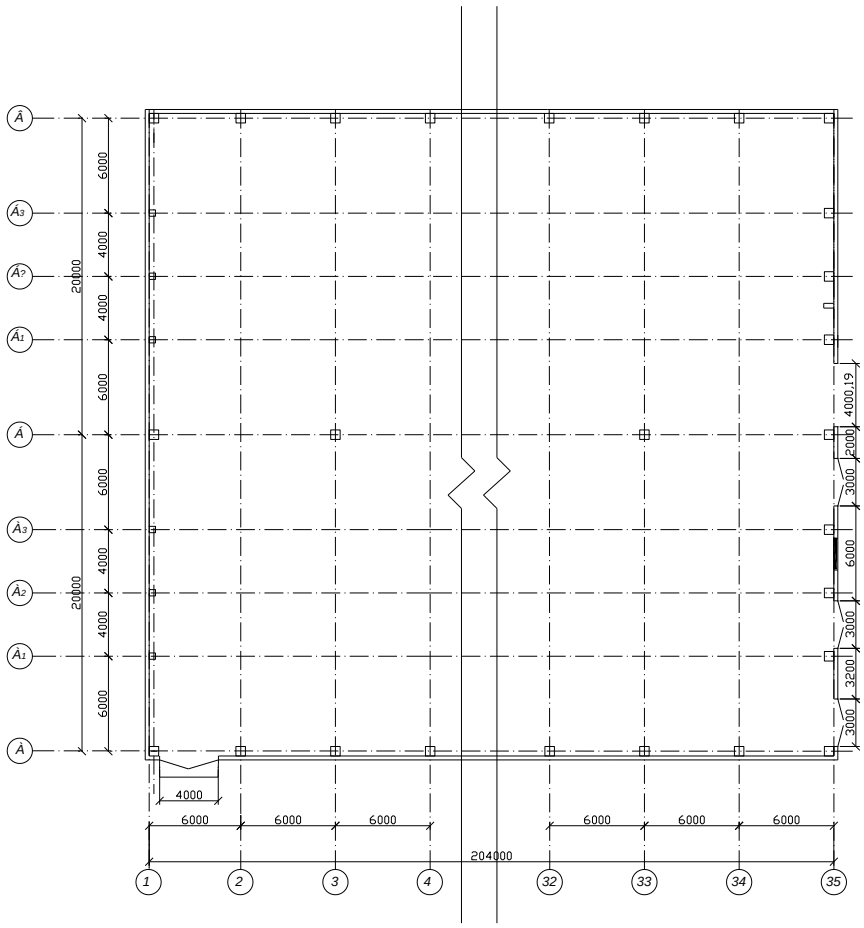

Рис. 2.1 Розбивка сітки колон будівлі

По середині будівлі влаштовуємо поздовжній температурний шов, при цьому приймаємо вставку між осями колон 500 мм.

2.1.2 Обґрунтування вибору системи в'язів

Для забезпечення стійкості каркасу та його просторової роботи, для сприйняття вертикальних, горизонтальних, вітрових, сейсмічних і інших навантажень, для виключення втрати стійкості конструкцій передбачається встановлення вертикальних і горизонтальних в'язей.

а) В'язі по покриттю

В'язі передбачено встановити в площині верхнього поясу крокв і торцьовому відсіку для вивірки конструкцій і забезпечення їх стійкості під час монтажу. Ці в'язі після монтажу знімаються, оскільки жорсткий диск забезпечується плитами покриття.

В'язі в площині нижнього поясу В3, В4, В5 (див. аркуш №4) з опорними вузлами в рівні нижнього поясу створюють жорсткий контур, який забезпечує незмінність прямокутного каркасу будівлі в плані. Ці в'язі розміщують в торцях.

Вертикальні в'язі між балками ВВ1 розміщуємо в місцях, де встановлені поперечні горизонтальні в'язі, тобто в торцях, на рівні поясів кроквʼяних балок.

б) В'язі по колонах

Вертикальні в'язі між колонами встановлюємо по середині температурного відсіку. В'язі по верху колон розміщуємо по осі колони.

Всі в'язі представлені і замарковані на аркуші №4 графічної частини.

2.1.3 Компоновка поперечної рами

Необхідна висота будівлі від позначки 0.000 (рівня чистої підлоги) до низу кроквʼяних конструкцій Н=11,400 м.

Розміри колон, постійного перерізу $H_к$= 10,6 м.

Прив'язка зовнішньої грані колони крайнього ряду до поздовжньої розбивочної осі b0 =0

Розміри колони визначаються за розрахунком.

Поперечний розріз будівлі представлений на рис. 2.2.

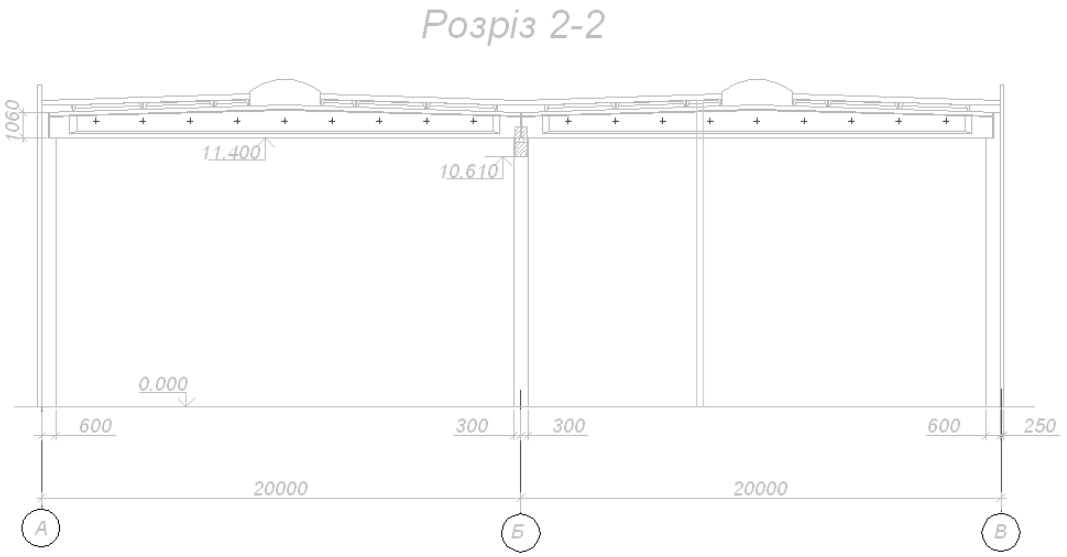

Рис. 2.2 Конструктивна схема каркасу

2.2 Статичний розрахунок рами

Для виконання статичного розрахунку рами представимо її у вигляді схеми. Але розрахунок рами за дійсною схемою досить складний, тому її замінюємо спрощеною розрахунковою схемою. Ригель прямої форми, колона – пряма. За розрахунковий проліт приймаємо відстань між осями привязки колон, а за розрахункову висоту відстань від бази колони до відмітки верху колони. Спрощена розрахункова схема рами показана на рис.2.3.

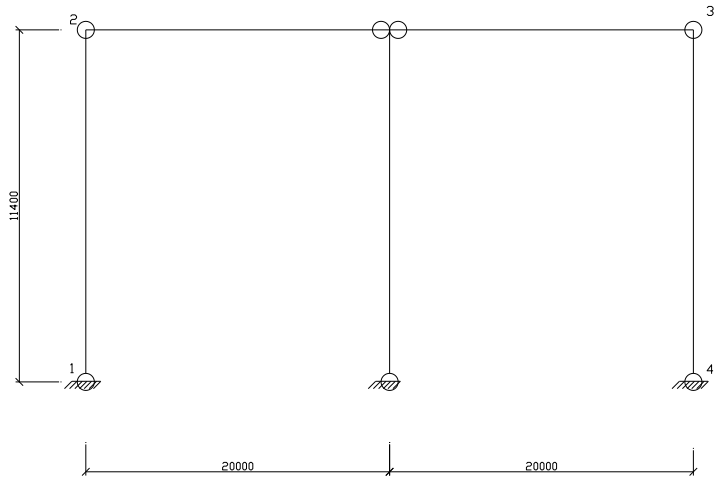

Рис. 2.3 Розрахункова схема рами

Розрахунок виконуємо на основі схем навантажень (див. рис. 2.4).

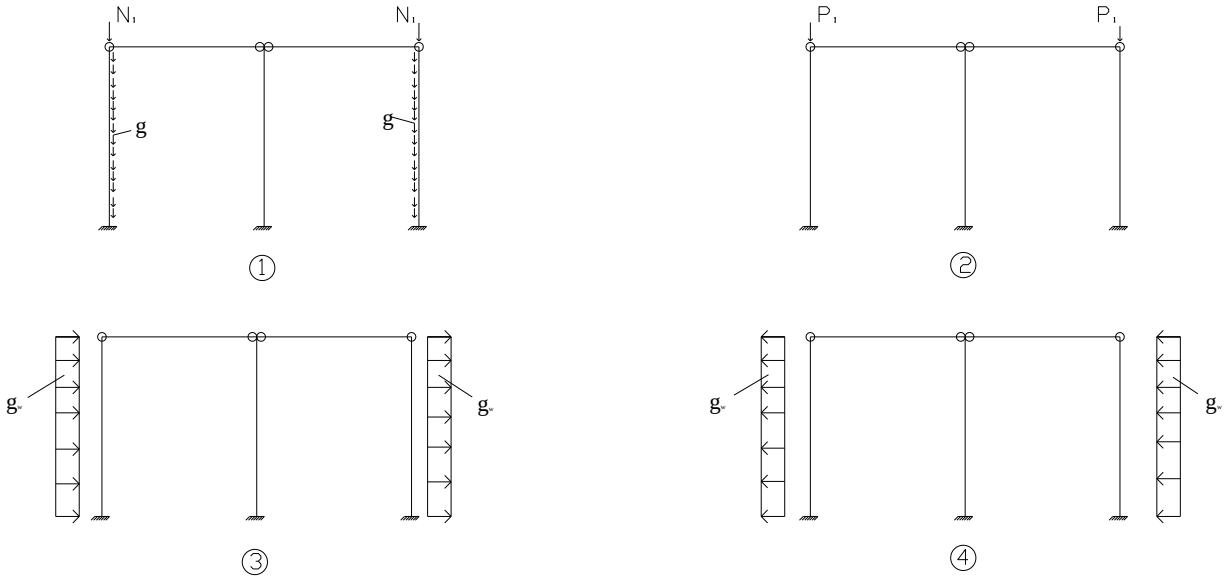

Рис. 2.4 Схема навантажень на раму

1. Постійне навантаження.
2. Снігове навантаження.
3. Вітрове навантаження зліва.
4. Вітрове навантаження справа.

Табл. 2.1 Навантаження на раму.кН/м^2

№ з/п	Вид навантаження	Характер. значення	Розрахункове			
			експлуатаційне		граничне	
			γ_{fe}	значення	γ_{fm}	значення
Постійне навантаження						
1.	Плита покриття	1,75	1,0	1,75	1,1	1,84
2.	Утеплювач - мінераловатні плити підвищеної жорсткості з $\rho = 250$ кг/м^2	0,245	1,0	0,245	1,2	0,294
3.	Пароізоляція (4 шари руберойду)	0,04	1,0	0,04	1,3	0,052
4.	Захисний шар гравію t = 2,0 см, ρ = 2 т/м^3	0,5	1,0	0,5	1,2	0,6
5.	Власна вага балки	2,5	1,0	2,5	1,1	2,625
Усього		5,035	-	5,035	-	5,393
Снігове навантаження						
6.	Сніг	1,24	0,49	0,607	1,04	1,29
разом		6,275	-	5,642	-	6,683

2.2.1 Постійне навантаження

Розрахункове розподілене навантаження на раму, експлуатаційне і граничне, відповідно:

- **залізобетонна балка:**

$$q_p^e = q \cdot B = 2.5 \cdot 12 = 25 êÍ \ / ì$$

$$q_p = q \cdot B = 2.625 \cdot 12 = 26.25 êÍ \ / ì \ ,$$

де *B* = 6 м – крок колон.

Визначаємо розподілене навантаження від власної ваги колони:

$$q_1 = b \cdot h \cdot \gamma \cdot 1{,}1 = 0{,}6 \cdot 0{,}6 \cdot 25 \cdot 1{,}1 = 9.9 êÍ \ / ì \ ,$$

де *b* – товщина колони;

***h* – ширина колони;**

***γ* = 25 кН/м^3 – приведена питома вага залізобетону.**

Визначаємо момент, що виникає від стінових панелей та вітражів:

$$M = F \cdot e = 36{,}82 \cdot 0{,}25 = 9{,}205 \text{ кН/м},$$

де e – ексцентриситет, що виникає від стінових панелей та вітражів.

$$F = h_1 \cdot a \cdot t_{ст1} \cdot \rho_{ст2} \cdot (10) \cdot \gamma_f + a \cdot g_{вік} \cdot \gamma_f + h_2 \cdot a \cdot t_{ст2} \cdot \rho_{ст2} \cdot (10) \cdot \gamma_f = 1{,}2 \cdot \ \cdot 6 \cdot 0{,}24 \cdot 12 \cdot 1{,}2 + 6 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}1 + 4{,}8 \cdot 6 \cdot 0{,}1 \cdot 2{,}5 \cdot 1{,}2 = 36{,}82 \text{ кН},$$

де a – крок колон;

h_1, h_2 – висота з/б та панелі;

$t_{ст1}$, $t_{ст2}$ – товщина з/б та панелі;

$\rho_{ст1}$, $\rho_{ст2}$ – густина з/б та панелі.

2.2.2 Снігове навантаження

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження:

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

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, визначається за ДБН В.1.2-2.2006.

$$\gamma_{fe} = 0{,}49.$$

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження,

$$S_0 = 1{,}24 \text{ кН/м}^2.$$

С – коефіцієнт, що визначається за формулою:

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

де C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації будівлі: $C_e = 1{,}0$;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти споруди: $C_{alt} = 1{,}0$;

$$C = 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 = 1{,}0.$$

Отже,

$$\mathbf{S_e = 0{,}49 \cdot 1{,}24 \cdot 1{,}0 = 0{,}647 \text{ кН/м}^2.}$$

Граничне розрахункове значення снігового навантаження:

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

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, визначається за ДБН В.1.2-2.2006.

$$\gamma_{fm} = 1{,}04;$$

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження,

$$S_0 = 1{,}24 \text{ кН/м}^2.$$

С – коефіцієнт, що визначається так само як і для експлуатаційного навантаження.

Отже,

$$\mathbf{S_m = 1{,}04 \cdot 1{,}24 \cdot 1{,}0 = 1{,}373 \text{ кН/м}^2.}$$

Тоді, розподілене навантаження на раму, експлуатаційне і граничне, відповідно:

$$s_e = S_e \cdot B = 0{,}647 \cdot 6 = 3{,}882 \, кН/м \;\mathbf{;}$$

$$s_m = S_m \cdot B = 1{,}373 \cdot 6 = 8{,}238\, кН / м.$$

2.2.3 Вітрове навантаження

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження:

$$W_e = \gamma_{fe} \cdot W_0 \cdot C,$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначається за ДБН В.1.2-2.2006;

$$\gamma_{fe} = 0{,}21;$$

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску,

$$W_0 = 0{,}48 \text{ кН/м}^2;$$

С – коефіцієнт, що визначається за формулою:

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

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт: $C_{aer} = 0{,}8$;

C_h – коефіцієнт висоти споруди: $C_h = 1{,}63$;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти: $C_{alt} = 1{,}0$;

C_{rel} – коефіцієнт рельєфу: $C_{rel} = 1{,}0$;

C_{dir} – коефіцієнт напрямку: $C_{dir} = 1{,}0$;

C_d – коефіцієнт динамічності: $C_d = 0{,}92$;

$$C = 0{,}8 \cdot 1{,}63 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}92 = 1{,}2.$$

Отже, $W_e = 0{,}21 \cdot 0{,}48 \cdot 1{,}2 = 0{,}13$ кН/м^2.

Інтенсивність еквівалентного розрахункового вітрового навантаження над поверхнею землі по висоті будівлі:

- із навітряної сторони: $q_e = W_e \cdot k_x \cdot B = 0{,}13 \cdot 0{,}8 \cdot 6 = 0{,}624\, кН / м$;

- із завітряної сторони: $q'_e = W_e \cdot k \cdot B = 0{,}13 \cdot 0{,}6 \cdot 6 = 0{,}468\, кН / м$;

Еквівалентне зусилля від вітрового тиску, що виникає від парапетної частини будівлі, дорівнює:

- із навітряної сторони: $W_e^3 = 3{,}0 \cdot q_e = 3{,}0 \cdot 0{,}624 = 1{,}872$ кН,

- із завітряної сторони: $W_e^3 = 3{,}0 \cdot q_e' = 3{,}0 \cdot 0{,}468 = 1{,}404$ кН.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження:

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

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничними розрахунковими значеннями вітрового навантаження, визначається за ДБН В.1.2-2.2006;

$$\gamma_{fm} = 1{,}0;$$

W_0 – характеристичне значення вітрового тиску,

$$W_0 = 0{,}48 \text{ кН/м}^2;$$

С – коефіцієнт, що визначається так само як і для експлуатаційного навантаження.

Отже, $W_m = 1{,}0 \cdot 0{,}48 \cdot 1{,}2 = 0{,}624$ кН/м².

Інтенсивність граничного розрахункового вітрового навантаження над поверхнею землі по висоті будівлі:

- із навітряної сторони: $q_w = W_m \cdot k_x \cdot B = 0{,}624 \cdot 0{,}8 \cdot 6 = 0.368 êÍ \ / ì$;

- із завітряної сторони: $q'_w = W_m \cdot k \cdot B = 0{,}624 \cdot 0{,}6 \cdot 6 = 0.236 êÍ \ / ì$;

Граничне зусилля від вітрового тиску, що виникає від парапетної частини будівлі, дорівнює:

- із навітряної сторони: $W_m^3 = 3{,}0 \cdot q_w = 3{,}0 \cdot 2{,}955 = 8{,}865$ кН,

- із завітряної сторони: $W_m^3 = 3{,}0 \cdot q_w' = 3{,}0 \cdot 2{,}246 = 6{,}738$ кН.

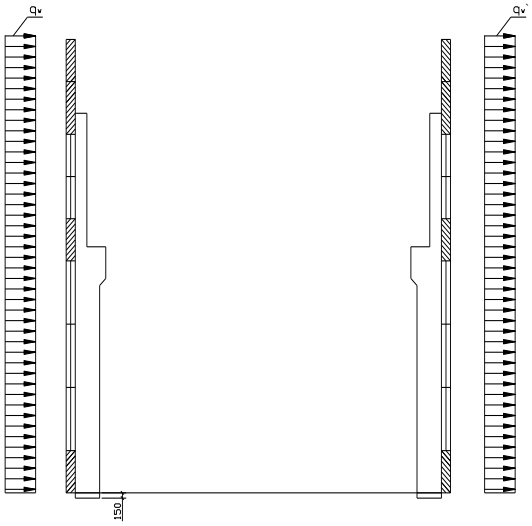

Рис. 2.5 Для визначення тиску вітру

2.2.4 Статичний розрахунок рами

Проводимо всі розрахунки на ЕОМ. Результати розрахунку наведенні в табл. 2.2.

Табл. 2.2 Вибір найневигідніших комбінацій зусиль для лівої колони рами

№	Навантаження	Переріз 1			Переріз 4		
		M, *кН·м*	Q, *кН*	N, *кН*	M, *кН·м*	Q, *кН*	N, *кН*
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Постійне навантаження	-	-	-383.2	-	-232.6	-
2	Снігове навантаження	-	-	-400.9	-	-400.9	-
3	Вертикальний крановий стиск (візок зліва)	-	-	-	-	-	-
4	Вертикальний крановий стиск (візок справа)	-	-	-	-	-	-
5	Поперечне гальмування біля лівої колони вправо	-	-	-	-	-	-
6	Поперечне гальмування біля лівої колони вліво	-	-	-	-	-	-
7	Поперечне гальмування біля правої колони вліво	-	-	-	-	-	-
8	Поперечне гальмування біля правої колони вправо	-	-	-	-	-	-
9	Вітер зліва	16,33	-3,53	0	13,5	0	-2,53
10	Вітер справа	-13,5	2,53	0	-16,3	0	3,53

Короткочасні навантаження для основного сполучення (ψ=1)								
IA		$+M_{max}$(N, Q – відп.)	№ 9			№ 9		
			16,33	-3,53	0	13,5	0	-2,53
IБ		$-M_{max}$(N, Q – відп.)	№ 10			№10		
			-13,5	2,53	0	-16,3	0	3,53
IB		$+N_{max}$(M, Q – відп.)	№ 2			№ 2		
			-	-	-400,9	-	-400,9	-
Короткочасні навантаження для основного сполучення (ψ=0,9)								
IIA	ψ=1,0	$+M_{max}$(N, Q – відп.)	№ 2, 9			№ 2, 9		
			16,33	-3,53	-400,9	13,5	-400,9	-2,53
IIБ		$-M_{max}$(N, Q – відп.)	№ 2, 10			№ 2, 10		
			-13,5	2,53	-400,9	-16,3	-400,9	3,53
IIB		$+N_{max}$(M, Q – відп.)	№ 2, 9			№ 2, 9		
			16,33	-3,53	-400,9	13,5	-400,9	-2,53
IIA	ψ=0,9	$+M_{max}$(N, Q – відп.)	14,7	-3,18	-360,81	12,2	-360,81	-2,3
IIБ		$-M_{max}$(N, Q – відп.)	-12,2	2,3	-360,81	-14,7	-360,81	3,18
IIB		$+N_{max}$(M, Q – відп.)	14,7	-3,18	-360,81	12,2	-360,81	-2,3
Основне сполучення	ψ=1,0	$+M_{max}$(N, Q – відп.)	16,33	-3,53	-383,2	13,5	-323,6	-2,53
		$-M_{max}$(N, Q – відп.)	-13,5	2,53	-383,2	-16,3	-323,6	3,53
		$+N_{max}$(M, Q – відп.)	-	-	-784,1	-	-724,5	-
	ψ=0,9	$+M_{max}$(N, Q – відп.)	14,7	-3,18	-744,01	12,2	-684,4	-2,3
		$-M_{max}$(N, Q – відп.)	-12,2	2,3	-744,01	-14,7	-684,4	3,18
		$+N_{max}$(M, Q – відп.)	14,7	-3,18	-744,01	12,2	-684,4	-2,3

2.3 Розрахунок та конструювання залізобетонної колони

2.3.1 Матеріали для проектування

Для проектування колони використовуємо такі матеріали:

- бетон В25 з характеристиками: R_b = 14,5 МПа, R_{bt} = 1,05 МПа, $R_{b,n}$=18,5 МПа, $R_{bt,n}$=1,6 МПа, $E_b = 27 \cdot 10^3$ МПа;
- арматуру А400 С з R_s= 365 МПа, $R_{s,n}$= 390 МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

2.3.2 Розрахунок колони крайнього ряду

Геометрична довжина верхньої частини l = 11.4 м, розрахункова довжина в площині рами $l_o = 0{,}7 \cdot l = 0{,}7 \cdot 11{,}4 = 7{,}98$ м.

Найбільш невигідна комбінація розрахункових зусиль (див. табл. 2.2):

M = 14,7 кНм, N = 684,4 кН.

Гнучкість колони $\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{11.4}{0,6} = 19 \geq 4$, отже, необхідно врахувати вплив прогину елемента. Для цього знаходимо величину умовної критичної сили.

Значення початкових ексцентриситетів:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{14.7}{684.4} = 0,021\,\text{м} \geq e_a = \frac{h}{30} = \frac{0,6}{30} = 0,02\,\text{м};$$

Момент дії всіх сил відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$M_I = N(e_o + 0{,}5h_b - a) = 684{,}4 \cdot (0{,}021 + 0{,}5 \cdot 0{,}6 - 0{,}06) = 178{,}63 \text{ кНм};$$

$$M_{Il} = N_l\,(e_{ol} + 0{,}5h_b - a) = 127{,}04 \cdot (0 + 0{,}5 \cdot 0{,}4 - 0{,}04) = 20{,}33 \text{ кНм};$$

Оскільки 0,82 M_I = 146,47 кНм > M_{Il} = 20,33 кНм, то коефіцієнт умов роботи приймаємо γ_{b2} = 1,1, і відповідно характеристики бетону матимуть значення: $R_b = 14{,}5 \cdot 1{,}1 = 15{,}95$ МПа, $R_{bt} = 1{,}05 \cdot 1{,}1 = 1{,}155$ МПа.

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження:

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{Il}}{M_I} = 1 + 1 \cdot \frac{20,33}{178.63} = 1,2,$$

де β = 1 – для важкого бетону.

Значення відносного ексцентриситету: $\delta_e = \frac{e_o}{h_b} = \frac{0,02}{0,6} = 0.03.$

$$\delta_{e\min} = 0,5 - 0,01\frac{e_o}{h_b} - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{0,02}{0,6} - 0,01 \cdot 15,95 = 0,33.$$

В розрахунках приймаємо більше з цих значень δ_e = 1,07.

Знайдемо співвідношення: $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,41.$

Приймаємо початковий коефіцієнт армування μ_1 = 0,001.

$$I_s = \mu_1 \cdot b \cdot h_b \left(0,5h_b - a\right)^2 = 0,001 \cdot 0,3 \cdot 0,4(0,5 \cdot 0,6 - 0,06)^2 \cdot 10^8 = 307,2 \text{ см}^3;$$

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,3 \cdot 0,6^3}{12} = 0,0054 \text{ м}^3;$$

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2}\left[\frac{I_b}{\varphi_l}\left(\frac{0,11}{0,1+\delta_e} + 0,1\right) + \alpha I_s\right] = \frac{6,4 \cdot 2,7 \cdot 10^7}{4,2^2} \times$$

$$\times \left[\frac{0,0054}{1,2}\left(\frac{0,11}{0,1+1,07} + 0,1\right) + 7,41 \cdot 307,2 \cdot 10^{-8}\right] = 8775,56 \text{ кН}.$$

Приймаємо симетричне армування і обчислюємо необхідну площу арматури.

Обчислюємо граничну висоту відносної стиснутої зони бетону.

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}}\left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,722}{1 + \frac{365}{400}\left(1 - \frac{0,722}{1,1}\right)} = 0,550,$$

де ω = 0,85 – 0,008R_b = 0,85 – 0,008 · 15,95 = 0,722.

Обчислюємо коефіцієнт: $\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_o} = \frac{684.4}{15,95 \cdot 0,6 \cdot 0,36 \cdot 10^3} = 0,19,$

де $h_o = h_b - a$ = 0,4 – 0,04 = 0,36 м,

$$\alpha_n = 0,1 < \xi_R = 0,550.$$

Віддаль від розтягнутої арматури до лінії дії сили з урахуванням прогину елементу:

$$e = e_o\eta + 0,5h_b - a = 42,8 \cdot 1,02 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 59,66 \text{ см},$$

де $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{684.4}{8775,56}} = 1,02$

Визначаємо коефіцієнт: $\alpha_m = \frac{N\text{å}}{R_b b h_i^2} = \frac{684.4 \cdot 0,5966}{15,95 \cdot 0,3 \cdot 0,36^2 \cdot 10^3} = 0,166$,

Обчислюємо площу симетричної арматури:

$$A_s = A_s^1 = \frac{R_b b h_o}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \frac{a^1}{h_o}} = \frac{15,95 \cdot 0,3 \cdot 0,36}{365} \cdot \frac{0,166 - 0,1 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,1)}{1 - \frac{0,04}{0,36}} \cdot 10^4 =$$

$$= 3,77 см^2.$$

Мінімальна площа перерізу арматури:

$$A_{s,min} = \mu_{min}\ b\ h_o = 0,001 \cdot 30 \cdot 36 = 1,08\ см^2,$$

де μ_{min} = 0,001 (за табл. 38 [1]).

Приймаємо для колони поздовжню арматуру – 2 ¬ 16 класу А 400 С, площею A_s = 4,02 см².

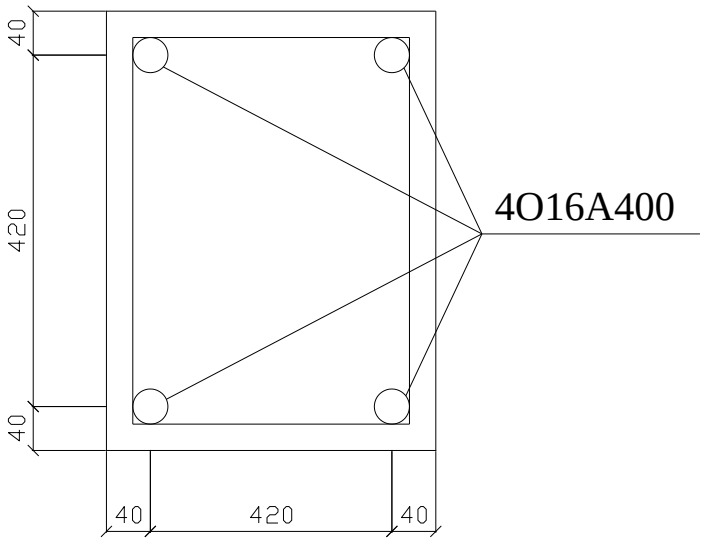

Рис. 2.6 Розміщення арматури в перерізі колони

2.3.3 Перевірка міцності крайньої колони

N = 684,4 кН, M = 14,7 кНм.

Ексцентриситет дорівнює: $e_o = \frac{M}{N} = \frac{14.7}{684.4} = 0,02 ì$.

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M}{N(e_o + 0,5h_b - a)^2} = 1 + \frac{14.7}{684.4 \cdot (0,02 + 0,5 \cdot 0,4 - 0,06)^2} = 2,239.$$

Відносний ексцентриситет: $\delta_e = \frac{e_o}{h_b} = \frac{0,02}{0,6} = 0,03,$

$$\delta_{e\min} = 0,5 - 0,01\frac{e_o}{h_b} - 0,01 \cdot 15,95 = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{0,02}{0,6} - 0,01 \cdot 15,95 = 0,33.$$

Приймаємо δ_e = 1,07.

Обчислюємо момент інерції:

$$I_s = 2A_s\left(\frac{h_b}{2} - a\right)^2 = 2 \cdot 4,02\left(\frac{40}{2} - 4\right)^2 = 2058,24 см^3.$$

Обчислюємо критичну силу:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2}\left[\frac{I_b}{\varphi_l}\left(\frac{0,11}{0,1+\delta_e} + 0,1\right) + \alpha I_s\right] = \frac{6,4 \cdot 2,7 \cdot 10^7}{4,2^2} \times$$

$$\times\left[\frac{0,0054}{2,239}\left(\frac{0,11}{0,1+1,07} + 0,1\right) + 7,41 \cdot 2058,24 \cdot 10^{-8}\right] = 3715,25 \ кН.$$

Віддаль від розтягнутої арматури до лінії дії сили з урахуванням прогину елементу:

$$e = e_o\eta + 0,5h_b - a = 2,0 \cdot 1,049 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 18,1 \text{ см},$$

$$\text{де } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{684.4}{3715,25}} = 1,049.$$

Обчислюємо висоту стиснутої зони бетону:

$$\chi = \frac{N}{R_b b} = \frac{172,4}{15,95 \cdot 10^3 \cdot 0,3} = 0,036 \text{м}.$$

Гранична несуча здатність перерізу:

$$M_u = R_b\, b\, \chi(h_o - 0,5\chi) + R_{sc}\, A_s^1(h_o - a^1) = 15,95 \cdot 10^3 \cdot 0,3 \cdot 0,036\,(0,36 -$$

$$- 0,5 \cdot 0,036) + 365 \cdot 10^{-1} \cdot 4,02\,(0,36 - 0,06) = 124,23 \text{ кНм}.$$

Граничне значення сили, яку може сприйняти переріз при величині

ексцентриситету e = 0,609 м:

$$N_u = \frac{M_u}{e} = \frac{124.23}{0,181} = 694.56 \ \textbf{кН > N = 172,4 кН.}$$

2.3.4 Розрахунок колони середнього ряду

Геометрична довжина верхньої частини l = 11,4 м, розрахункова довжина в площині рами $l_o = 0{,}7 \cdot l = 0{,}7 \cdot 6{,}0 = 7{,}89$ м.

Найбільш невигідна комбінація розрахункових зусиль (див. табл. 2.2):

$$M = 54{,}55 \text{ кНм}, \; N = 325{,}01 \text{ кН}.$$

Зусилля від дії тривалих навантажень $N_l = 234{,}29$ кН, $M_l = 0$.

Гнучкість колони $\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{4{,}2}{0{,}4} = 10{,}5 \geq 4$, отже, необхідно врахувати вплив прогину елемента. Для цього знаходимо величину умовної критичної сили.

Значення початкових ексцентриситетів:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{54{,}55}{325{,}01} = 0{,}168 \text{ м} \geq e_a = \frac{h}{30} = \frac{0{,}4}{30} = 0{,}013 \text{м};$$

$$e_{ol} = \frac{M_l}{N_l} = \frac{0}{234{,}29} = 0 \text{ м}.$$

Момент дії всіх сил відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$M_I = N(e_o + 0{,}5h_b - a) = 325{,}01 \cdot (0{,}168 + 0{,}5 \cdot 0{,}4 - 0{,}04) = 106{,}6 \text{ кНм};$$

$$M_{Il} = N_l\,(e_{ol} + 0{,}5h_b - a) = 234{,}29 \cdot (0 + 0{,}5 \cdot 0{,}4 - 0{,}04) = 37{,}49 \text{ кНм};$$

Оскільки $0{,}82\ M_I = 87{,}41$ кНм $> M_{Il} = 37{,}49$ кНм, то коефіцієнт умов роботи приймаємо $\gamma_{b2} = 1{,}1$, і відповідно характеристики бетону матимуть значення: $R_b = 14{,}5 \cdot 1{,}1 = 15{,}95$ МПа, $R_{bt} = 1{,}05 \cdot 1{,}1 = 1{,}155$ МПа.

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження:

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{Il}}{M_I} = 1 + 1 \cdot \frac{37{,}49}{106{,}6} = 1{,}35,$$

де $\beta = 1$ – для важкого бетону.

Значення відносного ексцентриситету: $\delta_e = \frac{e_o}{h_b} = \frac{0{,}168}{0{,}4} = 0{,}42.$

$$\delta_{e\min} = 0{,}5 - 0{,}01\frac{e_o}{h_b} - 0{,}01 \cdot R_b = 0{,}5 - 0{,}01 \cdot \frac{0{,}168}{0{,}4} - 0{,}01 \cdot 15{,}95 = 0{,}336.$$

В розрахунках приймаємо більше з цих значень $\delta_e = 0{,}42$.

Знайдемо співвідношення: $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2{,}7 \cdot 10^4} = 7{,}41.$

Приймаємо початковий коефіцієнт армування $\mu_1 = 0{,}001$.

$$I_s = \mu_1 \cdot b \cdot h_b (0{,}5h_b - a)^2 = 0{,}001 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}4(0{,}5 \cdot 0{,}4 - 0{,}04)^2 \cdot 10^8 = 307{,}2 \text{ см}^3;$$

$$I_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0{,}3 \cdot 0{,}6^3}{12} = 0{,}0054 \text{ м}^3;$$

$$N_{cr} = \frac{6{,}4E_b}{l_o^2}\left[\frac{I_b}{\varphi_l}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\delta_e} + 0{,}1\right) + \alpha I_s\right] = \frac{6{,}4 \cdot 2{,}7 \cdot 10^7}{4{,}2^2} \times$$

$$\times\left[\frac{0{,}0054}{1{,}35}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}42} + 0{,}1\right) + 7{,}41 \cdot 307{,}2 \cdot 10^{-8}\right] = 12430{,}21 \text{ кН}.$$

Приймаємо симетричне армування і обчислюємо необхідну площу арматури.

Обчислюємо граничну висоту відносної стиснутої зони бетону.

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}722}{1 + \frac{365}{400}\left(1 - \frac{0{,}722}{1{,}1}\right)} = 0{,}550,$$

де ω = 0,85 – 0,008R_b = 0,85 – 0,008 · 15,95 = 0,722.

Обчислюємо коефіцієнт: $\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_o} = \frac{325{,}01}{15{,}95 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}36 \cdot 10^3} = 0{,}189,$

де $h_o = h_b - a = 0{,}4 - 0{,}04 = 0{,}36$ м,

$$\alpha_n = 0{,}189 < \xi_R = 0{,}550.$$

Віддаль від розтягнутої арматури до лінії дії сили з урахуванням прогину елементу:

$$e = e_o\eta + 0{,}5h_b - a = 16{,}8 \cdot 1{,}027 + 0{,}5 \cdot 40 - 4 = 33{,}25 \text{ см},$$

де $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{325{,}01}{12430{,}21}} = 1{,}027.$

Визначаємо коефіцієнт: $\alpha_m = \frac{Ne}{R_b b h_o^2} = \frac{325{,}01 \cdot 0{,}3325}{15{,}95 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}36^2 \cdot 10^3} = 0{,}174,$

Обчислюємо площу симетричної арматури:

$$A_s = A_s^1 = \frac{R_b b h_o}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n(1 - 0{,}5\alpha_n)}{1 - \frac{a^1}{h_o}} = \frac{15{,}95 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}36}{365} \cdot \frac{0{,}174 - 0{,}189 \cdot (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}189)}{1 - \frac{0{,}04}{0{,}36}} \cdot 10^4 =$$

$$= 0{,}152 см^2.$$

Мінімальна площа перерізу арматури:

$$A_{s,min} = \mu_{min}\ b\ h_o = 0{,}001 \cdot 30 \cdot 36 = 1{,}08\ см^2,$$

де $\mu_{min} = 0{,}001$ (за табл.38 [1]).

Приймаємо для колони поздовжню арматуру – 2 ¬ 14 класу А400, площею A_s = 3,08 см².

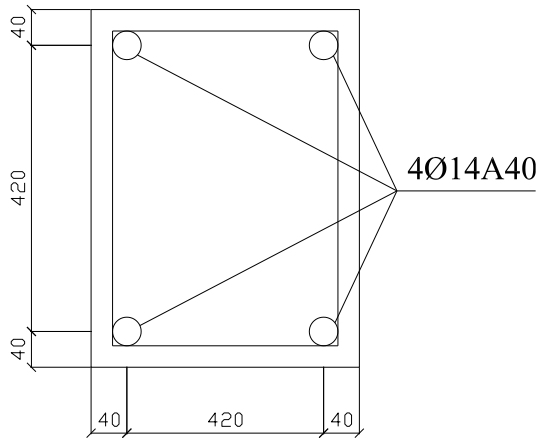

Рис. 2.7 Розміщення арматури в перерізі колони

2.3.5 Перевірка міцності середньої колони

N = 325,01 кН, M = 54,55 кНм.

Ексцентриситет дорівнює: $e_o = \dfrac{M}{N} = \dfrac{54{,}55}{325{,}01} = 0{,}168\,м.$

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M}{N(e_o + 0{,}5h_b - a)^2} = 1 + \frac{54{,}55}{325{,}01 \cdot (0{,}168 + 0{,}5 \cdot 0{,}4 - 0{,}04)^2} = 2{,}56.$$

Відносний ексцентриситет: $\delta_e = \dfrac{e_o}{h_b} = \dfrac{0{,}168}{0{,}4} = 0{,}42,$

$$\delta_{e\min} = 0{,}5 - 0{,}01\frac{e_o}{h_b} - 0{,}01 \cdot 15{,}95 = 0{,}5 - 0{,}01 \cdot \frac{0{,}168}{0{,}4} - 0{,}01 \cdot 15{,}95 = 0{,}336.$$

Приймаємо $\delta_e = 0{,}42$.

Обчислюємо момент інерції:

$$I_s = 2A_s\left(\frac{h_b}{2} - a\right)^2 = 2 \cdot 3{,}08\left(\frac{40}{2} - 4\right)^2 = 1576{,}96 см^3.$$

Обчислюємо критичну силу:

$$N_{cr} = \frac{6{,}4E_b}{l_o^2}\left[\frac{I_b}{\varphi_l}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\delta_e} + 0{,}1\right) + \alpha I_s\right] = \frac{6{,}4 \cdot 2{,}7 \cdot 10^7}{4{,}2^2} \times$$

$$\times\left[\frac{0{,}0054}{2{,}56}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+0{,}42} + 0{,}1\right) + 7{,}41 \cdot 1576{,}96 \cdot 10^{-8}\right] = 7582{,}08\ кН.$$

Віддаль від розтягнутої арматури до лінії дії сили з урахуванням прогину елементу:

$$e = e_o\eta + 0{,}5h_b - a = 16{,}8 \cdot 1{,}045 + 0{,}5 \cdot 40 - 4 = 33{,}56 \text{ см, де}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{325{,}01}{7582{,}08}} = 1{,}045.$$

Обчислюємо висоту стиснутої зони бетону:

$$\chi = \frac{N}{R_b b} = \frac{325{,}01}{15{,}95 \cdot 10^3 \cdot 0{,}3} = 0{,}068 \text{ м}.$$

Гранична несуча здатність перерізу:

$$M_u = R_b\, b\, \chi(h_o - 0{,}5\chi) + R_{sc}\, A_s^1(h_o - a^1) = 15{,}95 \cdot 10^3 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}068\ (0{,}36 -$$

$$- 0{,}5 \cdot 0{,}068) + 365 \cdot 10^{-1} \cdot 3{,}08\ (0{,}36 - 0{,}04) = 142{,}05 \text{ кНм}.$$

Граничне значення сили, яку може сприйняти переріз при величині ексцентриситету e = 0,3356 м:

$$N_u = \frac{M_u}{e} = \frac{142{,}05}{0{,}3356} = 423{,}27$$ **кН > N = 325,01 кН.**

Розрахунок виконано правильно, несуча здатність забезпечена.

2.4 Розрахунок попередньо напруженої двотаврової балки покриття

2.4.1 Дані для проектування

Виготовлення балки передбачено в проектному положенні.

Використовуємо:

- бетон важкий В35, пройшовший теплову обробку при атмосферному тиску: R_b = 19,5 МПа, $R_{b,ser}$ = 25,5 МПа, R_{bt} = 1,3 МПа, $R_{bt,ser}$ = 1,95 МПа, E_b = 31000 МПа.
- натяг арматури виконуємо механічним способом на упори стенда;
- обтиск бетона при передаточній міцності 0,7В;
- в якості напруженої арматури арматурні канати К – 7;
- для зварних сіток арматуру А 240С, А 400С, Вр-І.
- для А 240С: R_s = 225МПа, R_{sw} = 175 МПа, E_s =210000 МПа;
- для А 400С діаметром 6 – 8 мм: R_s = R_{sc} =355 МПа, R_{sw} = 285 МПа, E_s = 200000 МПа;
- для А 400С діаметром 10 – 40 мм: R_s = R_{sc} =365 МПа, R_{sw} =295МПа, E_s = 200000 МПа;
- для Вр-І діаметром 5 мм: R_s = R_{sc} =360 МПа, R_{sw} =260 МПа, E_s = 170000 МПа;
- для канатів К-7 діаметром 20 мм: R_s = 1080 МПа, $R_{s,ser}$ = 1295МПа; R_{sc} = 400 МПа; E_s = 180000 МПа.

До тріщиностійкості балки висуваються умови ІІІ-ої категорії.

2.4.2 Визначення навантажень

На балку діють постійні і тимчасові навантаження.

Постійні g_n = 5,35 кПа, g = 5,39 кПа.

Тимчасові навантаження повні S_n = 1кПа, S = 1,24 кПа.

Так як будівля не має ліхтарів, і ухил її покрівлі становить 5%, то приймаємо коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до навантаження на покрівлю μ = 1.

Навантаження на балку від плит покриття в місцях опирання їх поздовжніх ребер передається у вигляді зосереджених вантажів. Оскільки в прольоті діють сім таких зосереджених однакових вантажів, то навантаження можна рахувати рівномірно розподіленим.

Вага балки 133 кН, довжина 19,940 м. Навантаження від ваги балки на 1 м її довжини:

- нормативна $g_{dn} = \frac{133}{19.940} = 5,55$ кН/м;
- розрахункова при $\gamma_f = 1$, $g_d = 5,55 \cdot 0,95 = 5,27$ кН/м;
- розрахункова при $\gamma_f > 1$, $g_d = 5,27 \cdot 1,1 = 5,80$ кН/м.

Знаходимо розрахункове навантаження при $\gamma_f = 1$:

- постійне $g = 3,3 \cdot 0,95 \cdot 6 + 5,27 = 24,08$ кН/м;
- тимчасове $p_l = 0,3 \cdot 0,95 \cdot 6 = 1,71$ кН/м;

Повне розрахункове навантаження при $\gamma_f > 1$

$q = (3,87 + 1,4) \cdot 0,95 \cdot 6 + 5,8 = 26,25$ кН/м.

2.4.3 Визначення зусиль в перерізі балки

Схема балки вказана на рис. 2.8. Розрахунковий проліт приймаємо рівним відстані між анкерними болтами $l = 20,0 - 2 \cdot 0,15 = 19,7$ м.

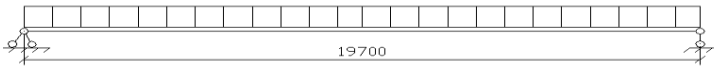

Рис. 2.8 Розрахункова схема балки

За розрахунковий приймаємо переріз в середині прольота, в якому згинальний момент рівний:

при $\gamma_f = 1$:

$M_l = 0{,}5qx\,(l - x) = 0{,}5 \cdot 25{,}79 \cdot 11{,}85 \cdot (19{,}7 - 11{,}85) = 1811$ кНм

$M = 0{,}5qx\,(l - x) = 0{,}5 \cdot 29{,}78 \cdot 11{,}85 \cdot (19{,}7 - 11{,}85) = 2091$ кНм

при $\gamma_f > 1$:

$M = 0{,}5qx\,(l - x) = 0{,}5 \cdot 35{,}84 \cdot 11{,}85 \cdot (19{,}7 - 11{,}85) = 2516$ кНм

Поперечні сили на опорі:

а) від тривало діючих розрахункових навантажень при $\gamma_f = 1$

$$Q_l = 0{,}5 \cdot 25{,}79 \cdot 19{,}7 = 305{,}61 \text{ кН};$$

б) від повного навантаження при $\gamma_f = 1$

$$Q_1 = 0{,}5 \cdot 29{,}78 \cdot 19{,}7 = 352{,}89 \text{ кН};$$

в) від повного розрахункового навантаження за $\gamma_f > 1$

$$Q_2 = 0{,}5 \cdot 35{,}84 \cdot 19{,}7 = 424{,}70 \text{ кН}.$$

2.4.4 Попередній підбір поздовжньої арматури

Для даної двосхилої балки поздовжню арматуру підбираємо по зусиллям, що діють в небезпечному перерізі, розташованому на відстані 12 м від опори (по середині). Дійсний переріз балки перетворюють в еквівалентний (рис. 2.9)

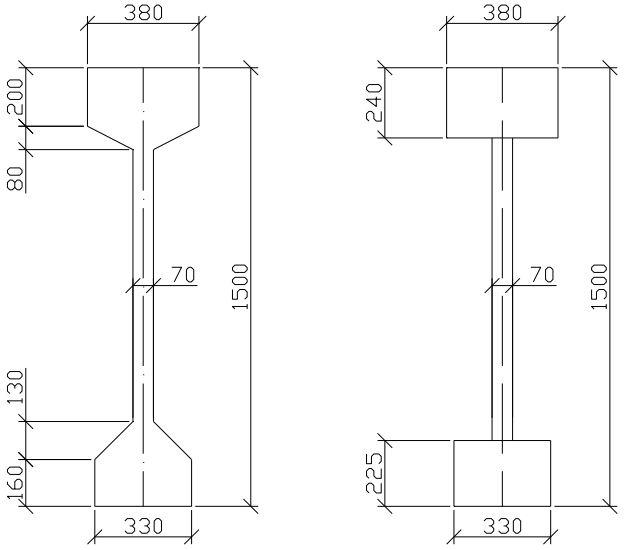

Рис. 2.9 Дійсний і розрахунковий перерізи двотаврової балки

Геометричні характеристики бетонного перерізу:

$$A_b = 0.07 \cdot 1{,}5 + (0{,}38 - 0{,}07) \cdot 0{,}24 + (0{,}33 - 0{,}07) \cdot 0{,}225 = 0{,}105 + 0{,}0744 + 0{,}0585 = 0{,}2379\ м^2;$$

$$S_b = 0.105 \cdot 0{,}5 \cdot 1{,}5 + 0{,}0744(1{,}5 - 0{,}5 \cdot 0{,}24) + 0{,}0585 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}225 = 0{,}188003 м^3;$$

$$y_b = \frac{S_b}{A_b} = \frac{0{,}188003}{0{,}2379} = 0{,}7903\ м; \qquad y_b^1 = 1{,}5 - 0{,}7903 = 0{,}7097\ м.$$

$$I_b = \frac{0{,}07 \cdot 1{,}5^3}{12} + 0{,}105(0{,}5 \cdot 1{,}5 - 0{,}7097)^2 + \frac{(0{,}38 - 0{,}07) \cdot 0{,}24^3}{12} + 0{,}0744(0{,}7097 -$$

$$- 0{,}5 \cdot 0{,}24)^2 + \frac{(0{,}33 - 0{,}07) \cdot 0{,}225^3}{12} + 0{,}0585(0{,}7903 - 0{,}5 \cdot 0{,}225)^2 = 0{,}073808$$

$$W_b = \frac{I_b}{y_b} = \frac{0{,}073808}{0{,}7903} = 0{,}09339\ м^3; \qquad a_{n,t} = \frac{W_b}{A_b} = \frac{0{,}09339}{0{,}2379} = 0{,}393 м.$$

За формулами (8.8 – 8.10) і (8.17) [1] отримаємо:

$$\varphi_f = \frac{(b_f - b)h_f}{bh} = \frac{(0{,}33 - 0{,}07) \cdot 0{,}225}{0{,}07 \cdot 1{,}5} = 0{,}557; \quad \varphi^1{}_f = \frac{(b^1{}_f - b)h^1{}_f}{bh} = \frac{(0{,}38 - 0{,}07) \cdot 0{,}24}{0{,}07 \cdot 1{,}5} = 0{,}709$$

;

$$\xi_{crc} = \frac{1 + \varphi_f}{2 + \varphi_f + 2\varphi_f^1} = \frac{1 + 0{,}557}{2 + 0{,}557 + 2 \cdot 0{,}709} = 0{,}392;$$

$$z = h\left[1 - \frac{\frac{h_f^1}{h}\varphi_f^1 + \xi_{crc}^2}{2(\varphi_f^1 + \xi_{crc})}\right] = 1{,}5\left[1 - \frac{\frac{0{,}24}{1{,}5}0{,}709 + 0{,}392^2}{2(0{,}709 + 0{,}392)}\right] = 1{,}318\ м.$$

Напружену арматуру розташовуємо лише в розтягнутій зоні. Приймаємо a = = 0,1 м, тому $y_{sp} = y_b - a = 0{,}7903 - 0{,}1 = 0{,}6903$ м.

За формулами (8.24) і (8.20) [1] знаходимо площу напруженої арматури із умови надійності закриття тріщин при M_l = 1811 кНм (п. 3):

$$z_p = 0{,}61(y_{sp} + a_{n,t}) = 0{,}61(0{,}6903 + 0{,}393) = 0{,}661 \text{ м};$$

$$A_{sp} = \frac{M_l + 0{,}5W_{red,b}}{R_{s,ser} z_p} = \frac{1{,}811 + 0{,}5 \cdot 0{,}09339}{1295 \cdot 0{,}661} = 21{,}7 \text{ см}^2.$$

Визначаємо кількість арматури за умови її пружньої роботи:

$z_p = 0{,}94\ z = 0{,}94 \cdot 1{,}318 = 1{,}239$ м; $A_{sp} = \dfrac{M_r}{R_{s,ser} z_p} = \dfrac{2{,}091}{1295 \cdot 1{,}239} = 13{,}03$ см^2.

Приймаємо 16 ¬20 К-7, площею $A_{sp} = 16 \cdot 1{,}416 = 22{,}66$ см^2.

У верхній полиці на відстані 0,03 м від верхньої грані встановлюємо поздовжню ненапружену арматуру 4 ¬10 А 400С (A_s = 3,14 см^2).

2.4.5 Геометричні характеристики поперечного перерізу балки

Обчислюємо для поперечного перерізу в середині прольоту.

Знаходимо відношення модулей пружності арматури і бетону:

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{180000}{31000} = 5{,}81 \qquad \alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{31000} = 6{,}45.$$

Площі поперечних перерізів поздовжньої арматури, приведені до бетону: $\alpha_s A_{sp} = 5{,}81 \cdot 22{,}66 = 131{,}65$ **см²;** $\alpha_s A_{sp} = 6{,}45 \cdot 3{,}14 = 20{,}25$ **см².**

Площа приведеного перерізу балки

$$A_{red} = 0{,}105 + 0{,}0744 + 0{,}0585 + 0{,}013165 + 0{,}002025 = 0{,}26423 \text{ м}^2.$$

Статичний момент площі приведеного перерізу відносно нижньої грані, враховуючи, що вся арматура розтягнутої зони зосереджена на відстані 0,1 м від неї

$$S_{red} = 0{,}188003 + 0{,}013165 \cdot 0{,}1 + 0{,}002025 \cdot (1{,}5 - 0{,}03) = 0{,}192296 \text{ м}^3.$$

Положення центра ваги приведеного перерізу

$y_{red} = \dfrac{S_{red}}{A_{red}} = \dfrac{0{,}192296}{0{,}26423} = 0{,}728$ м; $\qquad h - y_{red} = 1{,}5 - 0{,}728 = 0{,}772$ м.

Відстані від центра ваги приведеного перерізу до центрів ваги нижньої і верхньої арматури y_{sp} = 0,728 – 0,1 =0,628 м; y_s = 0,772 – 0,03 = 0,769 м.

Момент інерції приведеного перерізу

$$I_{red} = \frac{0{,}07 \cdot 1{,}5^3}{12} + 0{,}105(0{,}5 \cdot 1{,}5 - 0{,}772)^2 + \frac{(0{,}38 - 0{,}07) \cdot 0{,}24^3}{12} + 0{,}0744(0{,}772 -$$

$$- 0{,}5 \cdot 0{,}24)^2 + \frac{(0{,}33 - 0{,}07) \cdot 0{,}225^3}{12} + 0{,}0585(0{,}728 - 0{,}5 \cdot 0{,}225)^2 + 0{,}013165 \cdot 0{,}628^2 +$$

$$+ 0{,}002025 \cdot 0{,}769^2 = 0{,}08020\, m^4$$

Моменти опору приведеного перерізу для нижньої і верхньої граней:

$$W_{red,b} = \frac{I_{reg}}{y_{red}} = \frac{0{,}0802}{0{,}728} = 0{,}110 \text{ м}^3; \qquad W_{red,t} = \frac{I_{reg}}{h - y_{red}} = \frac{0{,}0802}{0{,}772} = 0{,}104 \text{ м}^3.$$

Відстані від центра ваги приведеного перерізу до ядрових точок:

$$a_{n,b} = \frac{W_{red,b}}{A_{red}} = \frac{0{,}110}{0{,}26423} = 0{,}416 \text{ м}; \qquad a_{n,t} = \frac{W_{red,t}}{A_{red}} = \frac{0{,}104}{0{,}26423} = 0{,}394 \text{ м}.$$

Моменти опору приведеного перерізу для крайніх волокон, з врахуванням непружних деформацій розтягнутого бетону, визначають за формулою $W_{pl} = \gamma W_{red}$. Для нижніх розтягнутих волокон за п.6 табл. 4.1 [1] при $3 < \frac{b_f^1}{b} = \frac{0{,}38}{0{,}07} = 5{,}43 < 8$, $\frac{b_f}{b} = \frac{0{,}33}{0{,}07} = 4{,}71 > 4$, $\frac{h_f}{h} = \frac{0{,}225}{1{,}5} = 0{,}15 < 0{,}2$ знаходим γ = 1,25, тому W_{pl} = 1,25 · 0,110 = 0,1375 м^3. Для верхніх розтягнутих волокон $3 < \frac{b_f^1}{b} = \frac{0{,}33}{0{,}07} = 4{,}71 < 8$, $\frac{b_f}{b} = \frac{0{,}38}{0{,}07} = 5{,}43 > 4$, $\frac{h_f}{h} = \frac{0{,}24}{1{,}5} = 0{,}16 < 0{,}2$ знаходим γ = 1,25, тому W_{pl} = 1,25 · 0,104 = 0,13 м^3.

2.4.6 Попереднє напруження арматури і його втрати

Призначаємо початкове (без врахування втрат) попереднє напруження арматури σ_{sp} = 1200 МПа. Допустиме відхилення попереднього напруження при механічному способі натягу p = 0,05 · σ_{sp} = 0,05 · 1200 = 60 МПа. Отже σ_{sp} + p = =1200 + 60 = 1260 МПа < $R_{s.ser}$ = 1295 МПа, σ_{sp} - p= 1200 - 60 = 1140 МПа> 0,3$R_{s.ser}$ = = 0,3 · 1295 МПа = 389 МПа.

Визначаємо втрати, які з’являються до обтиску бетону:

— від релаксації напружень в арматурі

$$\sigma_1 = \left(\frac{0{,}22\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0{,}1\right)\sigma_{sp} = \left(\frac{0{,}22 \cdot 1200}{1295} - 0{,}1\right) \cdot 1200 = 124{,}6;$$

— від температурного перепаду між упорами стенда і бетоном пр и Δ t = 60°C σ_2 = 1,25 Δ t = 1,25· 60 = 75 МПа;

— від деформації анкерів, розташованих біля натяжних пристроїв, при Δl = 2 мм l = 22 м, $\sigma_3 = \frac{\Delta l E_s}{l} = \frac{2 \cdot 180000}{22000} = 13{,}85$ МПа;

— від тертя арматури об огинаючий пристрій σ_4 = 0;

— від деформацій стальної форми σ_5 = 0.

Сумарні втрати до обтиску бетону σ_{loss} = 124,6 + 75 + 13,85 + 0 + 0 = 213,45 МПа, а попереднє напруження арматури σ_{sp} = 1200 – 213,45 = 986,55 МПа.

Зусилля попереднього обтиску $P_o = \sigma_{sp}A_{sp}$ = 986,55 · 22,66 = 2,2355 МН.

Згинаючий момент в середині прольота від ваги балки при γ_f = 1

$$M_d = \frac{g_d l^2}{8} = \frac{5{,}27 \cdot 19{,}7^2}{8} = 370{,}01 \text{ кНм}.$$

Напруження в бетоні при обтиску на рівні нижньої (напружуваної) і верхньої (ненапружуваної) арматури:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_o}{A_{red}} + \frac{(P_o y_{sp} - M_d) y_{sp}}{I_{red}} = \frac{2{,}2355}{0{,}26423} + \frac{(2{,}2355 \cdot 0{,}628 - 0{,}37001)0{,}628}{0{,}08020} = 16{,}56 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{bs} = \frac{P_o}{A_{red}} + \frac{(P_o y_{sp} - M_d) y_s}{I_{red}} = \frac{2{,}2355}{0{,}26423} - \frac{(2{,}2355 \cdot 0{,}628 - 0{,}37001)0{,}769}{0{,}08020} = -1{,}45 \text{ МПа} < 0.$$

Передаточна міцність бетону R_{bp} = 0,7 В = 0,7 · 35 = 24,5 МПа.

Коефіцієнт $\alpha = 0{,}25 + 0{,}025R_{bp} = 0{,}25 + 0{,}025 \cdot 24{,}5 = 0{,}86$, приймаємо α = 0,75. Так як

$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{16{,}56}{24{,}5} = 0{,}68 < \alpha = 0{,}75$, то втрати від швидконатікаючої повзучості бетона з врахуванням коефіцієнта 0,85, оскільки бетон пропарений

$$\sigma_6 = 0{,}85 \cdot 35 \cdot 0{,}68 = 20{,}23 \text{ МПа}.$$

Так як $\sigma_{bs} < 0$, попередньо стискаючі напруження в не напружуваній арматурі $\sigma_6^1 = 0$. Перші втрати σ_{loss} = 213,45 + 20,23 = 233,68 МПа, попереднє напруження $\sigma_{sp,1}$= 1200 – 233,68 = 966,32 МПа. Зусилля попередньго обтиску $P_o = \sigma_{sp}A_{sp}$ = 966,32 · 22,66= = 2,1897 МН. Втрати в напружуваній арматурі, викликані усадкою пропареного бетону σ_6 = 0,85 · 40 = 34 МПа. При α = 0,85 втрати від повзучості бетону $\sigma_9 = \frac{150\alpha\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}68 = 86{,}7$ МПа.

Ненапружувана арматура S розташована в розтягнутій при обтиску зоні, тому $\sigma_s = 0$.

Загальні втрати σ_{loss} = 233,68 + 34 + 86,7 = 354,38 МПа > 100 МПа.

Попереднє напруження в арматурі після проявлення всіх втрат

$\sigma_{sp,2}$ = 1200 – 354,38 = 845,62 МПа.

Зусилля попередньго обтиску $P_2 = \sigma_{sp}A_{sp}$ = 845,62 · 22,66 =1,9162 МН.

2.4.7 Розрахунок міцності балки в стадії експлуатації

2.4.7.1 Перевірка розмірів бетонного перерізу

Розміри перерізу перевіряємо із умови $Q \le 0{,}3\varphi_{\omega 1}\varphi_{b1}R_b h_o b$. Розглянемо два похилих переріза I – I і II – II, які починаються на відстані відповідно 0,25 м і 3,25 м від опори.

Оскільки між місцем прикладання опорної реакції і перерізом I - I, який розглядається поперечне навантаження відсутнє, то $Q = Q_1$ = 424,7 кН. А між місцем прикладання опорної реакції і перерізом II – II поперечне навантаження є, і тому $Q_2 = Q - Q_н$ = 424,7 – 3,25 · 35,84 = 308,22 кН. Так як поперечне армування поки невідоме, приймаємо $A_\omega = 0$, тоді $\varphi_{\omega 1} = 1$.

За табл.. 1.19 [1] приймаємо γ_{b2} = 0,9, тому R_b = 0,9 · 19,5 = 17,55 МПа і φ_{b1} = 1 – 0,01 · 17,55 = 0,825.

Для переріза I – I b = 330, h_o = 0,9 – 0,08 = 0,82 м, отже формула має вигляд

Q_1 = 424,7 < 0,3 · 1 · 0,825 · 17,55 · 10^3 · 0,82 · 0,33 = 1175 кН ;

Для перерізу II – II приймемо попередньо поперечну арматуру ¬6 А 240С, площею A_{sw} = 0,283 $см^2$. Знаходимо

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5 \cdot \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{A_{sw} \cdot n}{bs} = 1 + 5 \cdot \frac{2{,}1 \cdot 10^5}{3{,}1 \cdot 10^4} \cdot \frac{0{,}283 \cdot 1}{7 \cdot 20} = 1{,}07 .$$

b = 70, h_o = 0,9 + 0,163 – 0,06 = 0,983 м, отже формула має вигляд

Q_2 = 308,22 < 0,3 · 1,07 · 0,825 · 17,55 · 10^3 · 0,983 · 0,07 = 319,81 кН;

2.4.7.2 Міцність нормальних перерізів

Перевіряємо міцність небезпечного перерізу, який розташований по середині балки. Попереднє напруження арматури, яке встановилось в балці визначаєм з врахуванням коефіцієнта точності натягу γ_{sp} = 1 - $\Delta\gamma_{sp}$ = 1 – 0,1 = 0,9, де

$\Delta\gamma_{sp}$ = 0,1, оскільки спосіб натягу арматури механічний.

Визначаємо граничне значення відносної стиснутої зони бетону

$$\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 17{,}55 = 0{,}710 ; \quad \sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 1080 + 400 - 0{,}9 \cdot 845{,}62 = 718{,}9 \text{ МПа};$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}710}{1 + \frac{718{,}9}{500}\left(1 - \frac{0{,}710}{1{,}1}\right)} = 0{,}47 .$$

Приймаємо в першому наближенні γ_{s6} = 1,15 і перевіряємо умову

$$\gamma_{s6} R_s A_{sp} = 1{,}15 \cdot 1080 \cdot 2{,}266 = 2814{,}4\, kH \le R_b b_f^1 h_f^1 + R_{sc} A_s^1 = 17{,}55 \cdot 10^3 \cdot 0{,}38 \cdot 0{,}24 + 365 \cdot 0{,}314 = 1715{,}2$$

Оскільки умова не виконується, то границя стиснутої зони проходить в ребрі,

отже розрахунок виконуємо в залежності від висоти стиснутої зони:

$$\chi = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_{sc} A_s^1 - R_b (b_f^1 - b) h_f^1}{R_b b} = \frac{1{,}15 \cdot 1080 \cdot 2{,}266 - 365 \cdot 0{,}314 - 17{,}55 \cdot 10^3 (0{,}38 - 0{,}07) \cdot 0{,}24}{17{,}55 \cdot 10^3 \cdot 0{,}07} =$$

$= 1{,}13$ м. Визначаємо відносну висоту стиснутої зони $\xi = \frac{\chi}{h_0} = \frac{1{,}13}{1{,}42} = 0{,}8$.

Так як $\xi = 0{,}8 > \xi_R = 0{,}47$, то повинна виконуватись умова

$$M = 2516\,kH < 0{,}5(B_R + B_o)R_b bh_o^2 + R_b(b_f^1 - b)h_f^1(h_o - 0{,}5h_f^1) + R_{sc}A_s^1(h_o - a_s^1) =$$
$$= 0{,}5 \cdot (0{,}36 + 0{,}48) \cdot 17{,}55 \cdot 10^3 \cdot 0{,}07 \cdot 1{,}42^2 + 17{,}55 \cdot 10^3 \cdot (0{,}38 - 0{,}07) \cdot 0{,}24 \cdot (1{,}42 - 0{,}5 \cdot 0{,}24) +$$
$$+ 365 \cdot 0{,}314(1{,}42 - 0{,}03) = 2897{,}15\,kH$$
$$B_R = \xi_R(1 - 0{,}5\xi_R) = 0{,}47 \cdot (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}47) = 0{,}36; \qquad B_o = \xi\,v = 0{,}8 \cdot 0{,}6 = 0{,}48.$$

Умова виконується, отже міцність найнебезпечнішого перерізу забезпечена.

2.4.7.3 Міцність похилих перерізів

Двосхила балка являє собою елемент з ухилом стиснутої грані 1/20.

Оскільки фактичне навантаження на балку прикладене у вигляді зосереджених сил через 3 м, приймають с = 3 м. В опорному перерізі $h_{o,sup}$ = 0,8 м, тоді $h_o = h_{o,sup} + c\,tg\beta = 0{,}8 + 3 \cdot 0{,}05 = 0{,}95$ м, $h_{om} = 0{,}5 \cdot (h_o + h_{o,sup}) = 0{,}5 \cdot (0{,}95 + +0{,}8) = 0{,}875$ м. Розглянемо переріз, в якому $h_o = h_{om} = 0{,}875$ м, $R_{bt} = 0{,}9 \cdot 1{,}3 = =1{,}17$ МПа, N = 0, приймаємо $\varphi_n = 0{,}5$.

Необхідність розрахунку поперечної арматури перевіряють із умов:

$Q_{max} = 424{,}7$ кН $\le 2{,}5\,R_{bt}bh_{o,sup} = 2{,}5 \cdot 1{,}17 \cdot 10^3 \cdot 0{,}07 \cdot 0{,}8 = 163{,}8$ кН.

$$Q = 424{,}7\,kH \le Q_{bu} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_{om}^2}{c} = \frac{1{,}5(1 + 0{,}5) \cdot 1{,}17 \cdot 0{,}07 \cdot 0{,}875^2}{3} = 47{,}2\,kH.$$

Умови не виконуються, отже необхідно розраховувати поперечну арматуру. Визначаємо $M_{b,sup}$ для опорного перерізу. Сумарний коефіцієнт приймаємо $1 + \varphi_f + \varphi_n = 1{,}5$. Тоді

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_o^2 = 2 \cdot 1{,}5 \cdot 1{,}17 \cdot 10^3 \cdot 0{,}07 \cdot 0{,}875^2 = 188{,}11\,\text{кНм}.$$

Для похилого перерізу від опори до першого зосередженого навантаження $c_1 = 3$ м; $h_o = 0{,}95$ м; $Q_1 = 424{,}7$ кН;

$c_{o1} = 2h_o = 1{,}9$ м < $c_1 = 3$ м; $Q_{b1} = \frac{M_{b,\sup}}{c_1} = \frac{188{,}11}{3} = 62{,}7$ кН.< $Q_{b,min}$ =

$$\varphi_{b3}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt}bh_o = 0{,}6\cdot 1{,}5\cdot 1{,}17\cdot 70\cdot 0{,}95 = 70\,\text{кН}.$$

Приймаємо $Q_{b1} = 70$ кН. Потрібну інтенсивність хомутів q_{w1} приймаємо, залежно від коефіцієнта $(_1 = \frac{Q_1 - Q_{b1}}{Q_{b1}} = \frac{424{,}7-70}{70} = 5{,}07$. Оскільки $(_1 > \frac{c_1}{h_o} = \frac{3}{0{,}95} = 3{,}16$, то

$$q_{w1} = \frac{Q_1 - Q_{b1}}{h_o} = \frac{424{,}7-70}{0{,}95} = 373{,}37\ \text{кн./м}.$$

Найбільший крок поперечних стержнів визначаємо за формулою

$$s_{w,\max} = \frac{\varphi_{b4}R_{bt}bh_o^2}{Q_1} = \frac{1{,}5\cdot 1{,}17\cdot 10^3\cdot 0{,}07\cdot 0{,}95^2}{424{,}7} = 0{,}261\,\textbf{м}.$$

Приймаємо s_w = 0,1 м, тоді потрібна площа поперечних стержнів $A_w = \frac{q_{w1}s_{w1}}{R_{sw}} = \frac{373{,}37\cdot 0{,}1}{285\cdot 10^3} = 1{,}31\,\textbf{см}^2$**. Приймаємо 2¬10 А 400С, площею A_{sw} = 1,57 см² з кроком 100 мм.**

З'ясуємо, на якій відстані від опори крок може бути збільшений від 100 мм до 200 мм. При цьому інтенсивність поперечного армування

$$q_{w1} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w} = \frac{285\cdot 0{,}157}{0{,}1} = 447{,}45\,\textbf{кН/м},$$ **q_{w2} = 0,5q_{w1} = 223,725 кН/м.**

Довжина ділянки, де s_w = 100 мм дорівнює l_1 = 3 м. Перевіряємо умову

$Q \le Q_b + Q_w + Q_{inc}$, при с = 6 м > l_1. При цьому h_o = $h_{o,sup}$ + с tgβ = 0,8 + 6·0,05 = 1,1 м.

Значення c_{o1} і c_{o2} визначаємо за формулами:

$$c_{o1} = \sqrt{\frac{M_{b,\sup}}{q_{w1}}} = \sqrt{\frac{188{,}11}{447{,}45}} = 0{,}648 < h_o = 1{,}1\ \text{м},$$

$$c_{o2} = \sqrt{\frac{M_{b,\sup}}{q_{w2}}} = \sqrt{\frac{188{,}11}{223{,}75}} = 0{,}841 < h_o = 1{,}1\ \text{м}.$$

Приймаємо c_{o1} = c_{o2} = 1,1 м. Оскільки с - l_1 = 6 – 3 = 3 м > c_{o2} = 1,1 м, то

$Q_w = q_{w2}c_{o2}$ = 223,725 · 1,1 = 246,1 кН, $Q_b = Q_{b,min}$ = 70 кН. Так як $Q_b + Q_w$ = 70 + + 246,1 = 316,1 кН > Q_2 = 308,22 кН, то міцність цього похилого перерізу забезпечена.

Таким чином остаточно приймаємо:

— **на опорній ділянці з l_1 = 3 м крок s_{w1} = 0,1 м;**

— **на слідуючій ділянці з l_2 = 3 м крок s_{w2} = 0,2 м, після чого збільшуємо крок до s_{w3} = 0,25 м.**

З'ясовуємо необхідність розрахунку міцності похилих перерізів за згинаючим моментом. Для цього визначають момент утворення тріщин в нормальному перерізі, що проходить через кінець зони передачі напружень, тобто на відстані

$$l_p = \left(\frac{\omega_p R_s}{R_{bp}} + \lambda_p\right)d = \left(\frac{1 \cdot 1080}{24{,}5} + 25\right)15 = 1036{,}22$$ **мм = 1,036 м від торця балки. Знайдемо геометричні характеристики для перерізу, який проходить на цій відстані.**

y_{sp} = 0,482 – 0,1 =0,382 м; $a_{n,t} = \frac{W_{red,t}}{A_{red}} = \frac{0{,}104}{0{,}26423} = 0{,}394$ **м,**

W_{pl} = 1,5 · 0,053 = 0,08 м³.

Повні втрати попереднього напруження σ_{loss} = 379,24 МПа.

Момент від зовнішніх навантажень в перерізі, що розглядається

M = 0,5q l_p ($l - l_p$) = 0,5 · 35,84 ·1,036 · (23,7 – 1,036) = 420,76 кНм. P_{o2} = 1,797 МН.

Момент утворення тріщин

$M_{crc} = P_{o2}(e_{op} + a_{n.p.}) + R_{bt} \cdot W_{pl}$ = 1,797 · (0,382 + 0,394) + 1,17 · 0,08 = 1,488 МН > M = 0,421 МН.

Оскільки тріщини не утворюються, то міцність перерізу на згинаючий момент не розраховують.

2.4.7.4 Міцність балки в коньку

В двосхилих балках з полицею в стиснутій зоні виникає вертикальне зусилля D, яке відриває верхню полицю від стінки. Воно повинно сприйматись додатковими вертикальними стержнями періодичного профілю, які розташовані на ділянці довжиною ≤ 1/3 висоти перерізу в коньку.

Вертикальне зусилля $D = \frac{2M\,tg\beta}{h_o - 0{,}5h_f^1} = \frac{2 \cdot 2{,}516 \cdot 0{,}05}{1{,}4 - 0{,}5 \cdot 0{,}24} = 0{,}1966$ МН. Площа перерізу додаткової арматури класа А 400С $A_s = \frac{D}{R_s} = \frac{0{,}1966}{365} = 5{,}39$ см^2.

Приймаємо 7¬10 А 400С площею A_s = 5,50 см^2.

2.4.8 Розрахунок балки в стадії виготовлення, транспортування і монтажа

Зусилля в ненапруженій арматурі P_o вводимо в розрахунок як зовнішнє навантаження. Монтажні петлі для підйома балки встановлюють в чотирьох точках по довжині на відстані 1,2 м від осі і 2,3 м від середини прольоту.

Характеристики бетона при передаточній міцності B^p = 0,7 B = 0,7· 35 = B^p 24,5:

$R_b^p = 14{,}2$ МПа; $R_{bt}^p = 1{,}035$ МПа; $R_{b,ser}^p = 18{,}15$ МПа; $R_{bt,ser}^p = 1{,}58$ МПа; $R_b^p = 26500$ МПа.

При перевірці міцності балки вводимо коефіцієнт умов роботи бетона γ_{b8} = 1,1

Так як зусилля обтиску в даному випадку несприятливий фактор, приймаємо коефіцієнт точності натягу γ_{sp} > 1, тобто γ_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1.

Згинаючі моменти в місцях встановлення монтажних петель знаходимо з врахуванням коефіцієнта динамічності 1,4 як для двохпролітної балки з двома консолями при $\gamma_f = 1,1$.

$$N_{con} = \gamma_{sp}(\sigma_{sp,1} - \sigma_{loss})A_{sp}^1 = 1,1(947,17 - 409,05) \cdot 2,266 = 1341,3 \text{кН}.$$

В перерізі I – I $M_1 = 0,5 \cdot g_d \cdot l_1^2 \cdot 1,4 \cdot \gamma_f = 0,5 \cdot 5,27 \cdot 1,180^2 \cdot 1,4 \cdot 1,1 = 5,65 \text{кНм}$.

Для II–II

$$M_2 = \frac{g_d(l_1^3 + l_2^3 - 2l_1 l_c^2)}{4(2l_1 - 3l_2)} \cdot 1,4 \cdot \gamma_f = \frac{5,27(8,5^3 + 4,6^3 - 2 \cdot 8,5 \cdot 1,18^2)}{4(2 \cdot 8,5 - 3 \cdot 4,6)} \cdot 1,4 \cdot 1,1 = 29,4 \text{кНм}.$$

Робоча висота перерізу I – I $h_{o1} = 0,959 - 0,03 = 0,929$ м, а перерізу II – II - $h_{o2} = 1,385 - 0,03 = 1,355$ м.

З урахуванням $\gamma_{b8} = 1,1$ $R_b^p = 14,2 \cdot 1,1 = 15,62$ МПа.

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 15,62 = 0,725; \quad \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}}\left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,725}{1 + \frac{365}{400}\left(1 - \frac{0,725}{1,1}\right)} = 0,553.$$

Так як $R_b^p b_f^1 h_f^1 - R_s A_s = 15,62 \cdot 10^3 \cdot 0,33 \cdot 0,225 - 365 \cdot 0,314 = 1045,18 \text{кН} < N_{con} = 1525$ кН, то границя стиснутої зони проходить в ребрі. Розрахунок ведуть залежно від висоти стиснутої зони

$$\chi = \frac{N_{con} + R_s A_s - R_b^p(b_f^1 - b)h_f^1}{R_b^p b} = \frac{1341,3 + 365 \cdot 0,314 - 15,62 \cdot 10^3(0,33 - 0,07) \cdot 0,225}{15,62 \cdot 10^3 \cdot 0,07} = 0,496 \text{ м}.$$

Оскільки для перерізу I – I $\xi = \frac{\chi}{h_0} = \frac{0,496}{0,929} = 0,53 < \xi_R = 0,553$, то міцність перевіряємо із умови

$$N_{con}e = 1341,3 \cdot 0,833 = 1117,3 \le R_b^p b\chi(h_o - 0,5\chi) + R_b^p(b_f^1 - b)h_f^1(h_o - 0,5h_f^1) = 15,62 \cdot 10^3 \cdot 0,07 \times$$
$$\times 0,496(0,929 - 0,5 \cdot 0,496) + 15,62 \cdot (0,33 - 0,07) \cdot 0,225 \cdot 10^3 = 1283,1 \, кН$$

$$e = h_{01} - a_{sp} + M_1/N_{con} = 0,929 - 0,1 + 0,004 = 0,833 \text{ м}.$$

Умова виконується, отже міцність перерізу I – I забезпечена.

Перевіряємо міцність перерізу II – II:

$$N_{con} = \gamma_{sp}(\sigma_{sp,1} - \sigma_{loss})A_{sp}^1 = 1,1(968,38 - 360,02) \cdot 2,266 = 1516,4 \text{кН}.$$

Так як $R_b^p b_f^1 h_f^1 - R_s A_s = 15{,}62 \cdot 10^3 \cdot 0{,}33 \cdot 0{,}225 - 365 \cdot 0{,}314 = 1045{,}18$кН < N_{con} = 1516,4 кН, то границя стиснутої зони проходить в ребрі. Розрахунок ведуть залежно від висоти стиснутої зони

$$\chi = \frac{N_{con} + R_s A_s - R_b^p (b_f^1 - b) h_f^1}{R_b^p b} = \frac{1516{,}4 + 365 \cdot 0{,}314 - 15{,}62 \cdot 10^3 (0{,}33 - 0{,}07) \cdot 0{,}225}{15{,}62 \cdot 10^3 \cdot 0{,}07} = 0{,}654 \text{м}.$$

Оскільки для перерізу I – I $\xi = \frac{\chi}{h_0} = \frac{0{,}654}{1{,}355} = 0{,}483 < \xi_R$ = 0,553, то міцність перевіряємо із умови

$$N_{con} e = 1516{,}4 \cdot 1{,}274 = 1931{,}9 \le R_b^p b \chi (h_o - 0{,}5\chi) + R_b^p (b_f^1 - b) h_f^1 (h_o - 0{,}5 h_f^1) = 15{,}62 \cdot 10^3 \cdot 0{,}07 \times$$
$$\times 0{,}654 (1{,}355 - 0{,}5 \cdot 0{,}654) + 15{,}62 \cdot (0{,}33 - 0{,}07) \cdot 0{,}225 \cdot 10^3 = 2021{,}83\, кН$$

$e = h_{01} - a_{sp} + M_2/N_{con} = 1{,}355 - 0{,}1 + 0{,}019 = 1{,}274$ м.

Умова виконується, отже міцність перерізу II – II забезпечена.

2.4.9 Розрахунок балки на тріщиностійкість

Оскільки до балки ставляться вимоги 3 – ї категорії, то виконуємо розрахунки на утворення тріщин і на їх розкриття.

Розрахунок на утворення тріщин

Тріщиностійкість балки перевіряємо із умови $M_r \le M_{crc}$,

$M_r = M_n = 2091$ кНм,

$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp}$ де

$R_{bt,ser} = 1{,}95$ МПа, $W_{pl} = 0{,}1357$ м^3 (див. відповідно п.1, 5, розділ V).

$M_{rp} = P_2(e_{op} + r)$ – момент зусилля обтиску.

Визначаємо максимальну напругу в бетоні стиснутої зони у стадії експлуатації

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{M - P_2 e_{op}}{W_{red}^1} = \frac{1916{,}2}{0{,}26423} + \frac{2091 - 1916{,}2 \cdot 0{,}628}{0{,}104} = 15{,}787 \text{МПа}.$$

Значення P_2, A_{red}, $W_{red,t}$, $e_{op} = y_{sp}$ вираховані в п.5, 6 розділу V.

Для визначення r – віддалі до верхньої ядрової точки знаходимо коефіцієнт

$$\varphi = 1{,}6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1{,}6 - \frac{15{,}787}{25{,}5} = 0{,}98 < 1; \qquad r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0{,}98 \cdot \frac{0{,}110}{0{,}26423} = 0{,}4084 \text{ м.}$$

Перевіряємо чи утворюються початкові тріщини у верхній зоні бетону в стадії виготовлення (під час відпуску арматури)

$$\sigma_b^1 = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} - M_w}{W_{red}^1} = \frac{2189{,}7}{0{,}26423} + \frac{2189{,}7 \cdot 0{,}628 - 370}{0{,}104} = -1{,}378 \text{МПа.}$$

Верхня зона бетону розтягнута від зусилля обтиску. Оскільки σ^1_b = 1,378 МПа < <$R_{bt,ser}$ = 1,95 МПа, тріщини в ній не утворюються, і розрахунок ведем без зниження M_{crc}.

Визначаємо значення моментів: $M_{гр}$ = 1916,2(0,628 + 0,408) = 1985,18 кНм.

$$M_{crc} = 1950 \cdot 0{,}1357 + 1985{,}18 = 2249{,}8 \text{ кНм.}$$

Так як M_{crc} = 2249,8 кНм > M_r = 2091 кНм, то тріщини не утворюються. Отже розрахунок за розкриттям тріщин не потрібен.

2.4.10 Розрахунок балки за деформаціями

Оскільки ухил балки досить невеликий, то її повний прогин визначаємо за формулою $f_m = \left(\frac{1}{r}\right)_m \rho_m l^2$, де

$\rho_m = \frac{5}{48}$ - коефіцієнт, який характеризує розрахункову схему балки;

l = 23,7 м – розрахунковий проліт балки.

Оскільки в розтягнутій зоні балки не виникають тріщини, повну кривину елемента визначаєм за формулою $\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3$

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$ - кривина від дії короткочасного навантаження;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ - кривина від дії постійних і тривалих нормативних навантажень;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ - кривина зумовлена вигином елемента від дії зусилля обтиснення Р.

Кривину балки $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ і $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ визначаємо за формулою

$$\frac{1}{r} = \frac{M_1 \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} \text{ м}^{-1}.$$

Кривину $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ знаходимо за таких значень:

M_1 = 280,14 кНм; φ_{b1} = 0,85; φ_{b2} = 1,0.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{280{,}14}{0{,}85 \cdot 31000 \cdot 10^3 \cdot 0{,}08020} = 1{,}33 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}.$$

Кривину $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ знаходимо за таких значень:

M_2 = 1810,75 кНм; φ_{b1} = 0,85; φ_{b2} = 2,6.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{1810{,}75}{0{,}85 \cdot 31000 \cdot 10^3 \cdot 0{,}08020} = 22{,}2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}.$$

Кривину $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ знаходимо за формулою $\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P e_{op}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} \left[\varphi_s (\varphi_{b2} - 1) + 1\right]$

таких значень: P = 2189,7 кН; e_{op} = 0,628 м; φ_{b1} = 0,85; φ_{b2} = 2,6;

$$\varphi_s = \frac{1}{e^{40\mu}} = \frac{1}{e^{0.92}} = 0{,}4 .$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{2189{,}7 \cdot 0{,}628}{0{,}85 \cdot 31000 \cdot 10^3 \cdot 0{,}08020} \cdot \left[0{,}4 \cdot (2{,}6 - 1) + 1\right] = 10{,}7 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}.$$

Повна кривина балки $\frac{1}{r}$ = 1,33 + 22,2 - 10,7 = 12,83 · 10 $^{-4}$ м$^{-1}$.

Прогин балки від повних навантажень $f = 0{,}001283 \cdot \frac{5}{48} \cdot 23{,}7^2 = 0{,}075$ м.

Граничний прогин балки $f_u = \frac{1}{250} l = \frac{23{,}7}{250} = 0{,}0948$ м Ю > f = 0,075 м.

Отже, умова виконується, і прогин в межах допустимого.

Розділ 3

Основи і фундаменти

3.1 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

Під забудову відведена ділянка розміром 80х250 м, з незначним схилом поверхні: від абсолютної відмітки 194.6 в південно – західній частині до абсолютної позначки 193,8 в північно – східній частині.

Бурінням свердловин глибиною 15 метрів та лабораторним аналізом встановлено інженерно – геологічні елементи (ІГЕ).

План будівельного майданчика , інжерно-геологічний розріз та фізико механічні характеристика ґрунтів наведені в додатках до ДП.

Дослідження ґрунтів було зроблено фірмою «Візор» в 2018 р.

3.1.1 Висновки та рекомендації

1. Лабораторним аналізом зразків грунту відібраних при бурінні, на відведеній ділянці під замовлення ділянці, свердловин глибиною 15,0 м. встановлено, що геолого-літологічна будова майданчика має такий вигляд:

ІГЕ-1 – пасивний грунт, представлений асфальтом, щебенем, піском, супіском пластичним, товщиною 1,9-2,2 м;

ІГЕ-2 – пісок дрібний, щільний, малого ступеня водонасичення, кварцовий, потужністю 2,9-3,9 м;

ІГЕ-3 – супісок пластичний, тонкошаруватий, пилуватий, товщиною 3,2-1,6 м;

ІГЕ-4 – супісок твердий-лесовий грунт, тонкошаруватий пилуватий, товщиною 1,7-4,4 м;

ІГЕ-5 – супісок пластичний, озалізнений масивний, пилуватий, товщиною 4,4-3,2 м;

ІГЕ-6 – пісок мілкий, щільний, водонасичений, кварцевий, сірий, товщиною

1,4-2,2м

ІГЕ-7 – суглинок текучопластичний – алювій крейди, масивний в’язкий, товщиною 0-4,9 м.

Грунтові води знаходяться на позначці 182,05 м.

2. Оскільки на будівельному майданчику на глибину 4,8-6,1 м залягають кварцові піски щільні і середньої щільності, нижче йде шар пластичного суглинку товщою 3,2-1,6 м, то доцільним буде влаштування фундаментів мілкого закладення.

3. Глибина закладання фундаменту визначається гідрогеологічними та конструктивними особливостями, і залежить від глибини промерзання ґрунту, рівня підземних вод, призначення будівлі, навантажень на фундаменти.

Детальні розрахункові дані по грунтах наведені в табл. 3.1.

3.2 Визначення навантажень на фундаменти

Збір навантажень від ваги покриття, колон, стінових панелей, снігового навантаження проводиться в розрахунково-конструктивному розділі, при розрахунку рами за несучою здатністю.

За результатом розрахунку на ЕОМ, були отримані слідуючі розрахункові значення для розрахунку фундаментів під колону для ІІ-ї групи граничних станів:

- для колони крайнього ряду: $M_{11} = 14,7 êÍ \cdot ì$;

$$N_{11} = 744,01 êÍ \;;$$

$$Q_{11} = 3,18 êÍ \;.$$

Див. розрахунок рами п. 2.2 «збір навантажень на раму».

- для колони середнього ряду необхідно провести збір навантаження за другою групою граничних станів:

Збір навантажень виконуємо у відповідності з конструктивною схемою будівлі та ДБН В.1.2-2:2006 “Нагрузки и воздействия ”. Збір навантажень виконуємо в табличній формі. Перед збором навантажень визначаємо вантажні площі див.рис. 3.1.

Визначення навантаження на фундамент по осі Б зведено в табл. 3.2.

Рис 3.2. Визначення вантажної площі

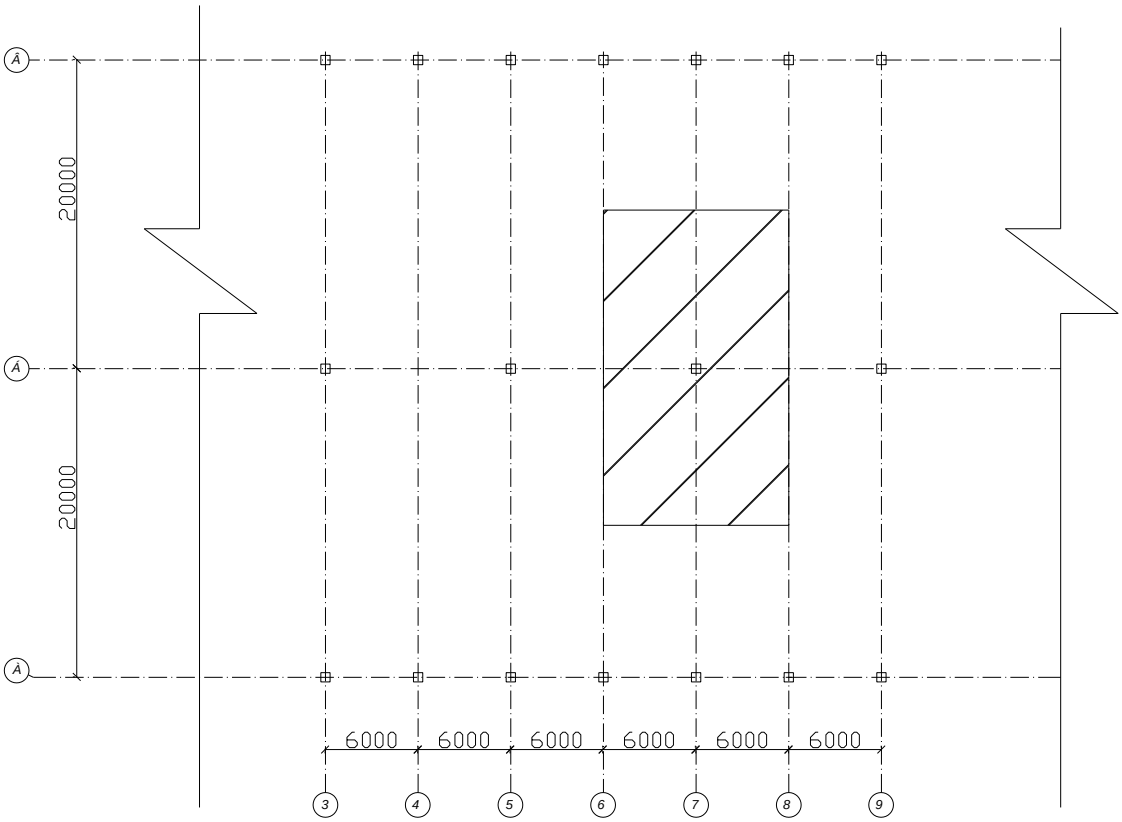

Табл. 3.2 Визначення навантаження на фундамент

№ з/п	Вид навантаження Формула визначення навантаження	Характерист. навантаження і розрахункове навантаження за II групою граничних станів, N_2, кН	γ_f	Розрахункове навантаження за I групою граничних станів, N_1, кН.
1	2	3	4	5
1	**Постійне навантаження**			
1.1	**Вага покриття:**			
	Керамзитобетонна плита покриття. ρ=17,5кН/м^3 , δ=0,20м А=12·20=240м^2 N_2= $\delta\cdot\rho\cdot$ А =0,20· 17,5· 240=840кН	840	1.1	924
	Руберойд 4 шари δ=0,02м; ρ=0,03кН/ м^3 , А=12·20=240м^2 N_2= $\delta\cdot\rho\cdot$ А =0,02· 0,03· 240=0,144кН	0,144	1.2	0,173

	Захисний шар гравію δ=0.020м; ρ=20кН/ м^3 А=12·20=240м^2 N_2= δ·ρ· А =0,020· 20· 240=96кН	96	1,3	124,8
	Балка залізобетонна двосхила двотаврового перерізу N_2= =137кН	137	1,1	150,7
	Утеплювач мінераловатні плити δ=0.15м ; ρ=0,005кН/ м^3, А=12·20=240м^2 N_2= δ·ρ· А =0,15· 0,005· 240=0,18кН	0,18	1.2	0,216
	Конденсатна плівка δ=0.001м ; ρ=0,001кН/ м^3 , А=12·20=240м^2 N_2= δ·ρ· А =0,001· 0,001· 240=0,001кН	0,001	1,2	0,0012
1.2	**Вага колони:**			
	Колона залізобетонна. V=0,6·0,6·13,36=4,81м^3 ; ρ=25кН/ м^3 N_2=V·ρ=4.81·25=120.24кН	120.24	1.1	132,26
	Σ	1205,02	-	1363,13
	2. Тимчасові навантаження			
2.1	**Снігове навантаження для розрахунків:**			
	Експлуатаційне: S_p =1,24 кН/м^2, А=12·20=240м^2 N_2= S_p · А =1,24 · 240=297,6кН	297,6	1.04	309,5
	Σзаг	**1502,62**	**-**	**1672,63**

- для колони середнього ряду ряду: $N_{11} = 1672.63 êÍ$.

3.3 Визначення глибини закладання фундаменту

В даному випадку глибина закладання фундаментів залежить від глибини промерзання і рівня ґрунтових вод.

Нормативна глибина промерзання d_{fn}=0,8 м.

Оскільки ІГЕ -1 основою для фундаментів служити не може і залягає на глибину 2,2м, то то фундамент повинен опиратись в ІГЕ – 2 і зануритись у нього неменше як 0.5м, приймаємо глибину закладання фундаменту d=2,7 м.

3.4 Визначення розмірів підошви фундаментів

Наближена площа підошви: $A = \dfrac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma} d}$;

де: R_0=400 кПа розрахунковий опір для піску дрібного, щільного, малого ступеня водонасичення, кварцового (табл.2.2 [22]);

$\bar{\gamma}$=20кН/м^3 - усереднене значення питомої ваги матеріалу фундаменту і грунту на його обрізах;

d=2,7 м – глибина закладання фундаменту;

N_{II} - вертикальне навантаження.

3.4.1 Фундамент під колону крайнього ряду

В першому наближенні визначаємо площу підошви фундаменту:

$$\grave{A} = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma} d} = \frac{744.01}{400 - 20 \cdot 2,7} = 2.15\grave{\imath}^{\ 2};$$

Розраховуємо близький за площею фундамент з розмірами підошви $b \cdot l = 1.5 \cdot 1.5$, $A = 2.25\grave{\imath}^{\ 2}$, з моментом опору:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1.5 \cdot 1.5^2}{6} = 0.563\grave{\imath}^{\ 3}.$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту за формулою 7[22]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k}(M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}{}' + M_c \cdot c_{II})$$

де: $\gamma_{c1} = 1.3, \gamma_{c2} = 1$-коефіцієнти умов роботи приймаємо по таблиці 3[23];

k – коефіцієнт приймається рівним 1, якщо міцні сні характеристики грунту визначені безпосередньо;

M_γ, M_q, M_c-коефіцієнти прийняті по табл.4 [23], для $\varphi_{11} = 28^0$: $M_\gamma = 1.15, M_q = 5.59, M_c = 7.95$;

k_z – коефіцієнт, який приймається рівним 1 при b<10м;

b - ширина підошви фундаменту, м;

γ_{II} - питома вага ґрунту, який залягає нижче підошви фундаменту: $кН \cdot м$

γ_{II}' - питома вага ґрунту, який залягає вище підошви фундаменту: $кН \cdot м$

c_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який залягає під підошвою фундаменту;

d_1 – глибина закладання фундаменту;

$$R = \frac{1.3 \cdot 1}{1}(1.15 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 16.1 + 5.59 \cdot 2.7 \cdot 16.1 + 7.95 \cdot 0) = 352.00 \hat{E}\ddot{I}\ \grave{a}$$

Перевіряємо виконання умов:

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d = \frac{744.01}{2.25} + 20 \cdot 2.7 = 384.67 \hat{E}\ddot{I}\ \grave{a} > R = 352.00 k\ddot{I}\ \grave{a};$$

Умова невиконується збільшуємо розміри фундаменту:

Візьмемо близький за площею фундамент з розмірами підошви $b \cdot l = 1.8 \cdot 1.8$, $A = 3.24 \grave{\imath}^{\ 2}$, з моментом опору:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1.8 \cdot 1.8^2}{6} = 0.972 \grave{\imath}^{\ 3}.$$

$$R = \frac{1.3 \cdot 1}{1}(1.15 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 16.1 + 5.59 \cdot 2.7 \cdot 16.1 + 7.95 \cdot 0) = 359.22 \hat{E}\ddot{I}\ \grave{a}$$

Перевіряємо виконання умов:

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d = \frac{744.01}{3.24} + 20 \cdot 2.7 = 283.63 \hat{E}\ddot{I}\ \grave{a} > R = 359.22 k\ddot{I}\ \grave{a};$$

Умова виконалась

$$P_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \gamma \cdot d_{1\hat{o}} + \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d_{1\hat{o}}}{W} = \frac{744.01}{3.24} + 20 \cdot 2.7 + \frac{14.7 + 3.18 \cdot 1,5}{0.972} = 303.66 < 1.2 \cdot R =$$
$$= 1.2 \cdot 359.22 = 431.06 \hat{e}\ddot{I}\ \grave{a};$$

$$P_{\min} = \frac{N_{II}}{A} - \gamma \cdot d + \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d_{1\hat{o}}}{W} = \frac{744.01}{3.24} - 20 \cdot 2.7 + \frac{14.7 + 3.18 \cdot 1,5}{0.972} = 195.66 \hat{e}\ddot{I}\ \grave{a} > 0$$

Перевіряємо ексцентриситет, який повинен бути: $e \le \frac{1}{6} = \frac{1.8}{6} = 0.3$м.

$$e = \frac{M_{11} + Q_{11} \cdot d}{N_{11} + \bar{\gamma} \cdot d \cdot A} = \frac{14.7 + 3.18 \cdot 2.7}{744.01 + 20 \cdot 2.7 \cdot 3.24} = 0.03 \grave{\imath} < \frac{1}{6} = 0.3 \text{м}.$$

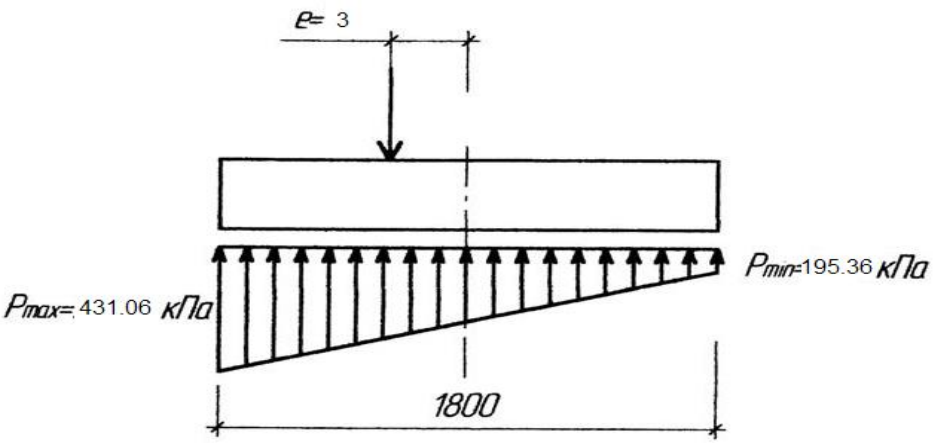

Рис 3.2. Епюра тиску під підошвою фундаменту під колону крайнього ряду

Оскільки всі умови виконуються, то фундамент задовольняє вимоги щодо обмеження крайового тиску.

Отже, остаточно приймаємо фундамент серії 1,412-1/77 марки ФА2-4 з розмірами:

- плитної частини: 1,8х1,8х0,3 м.

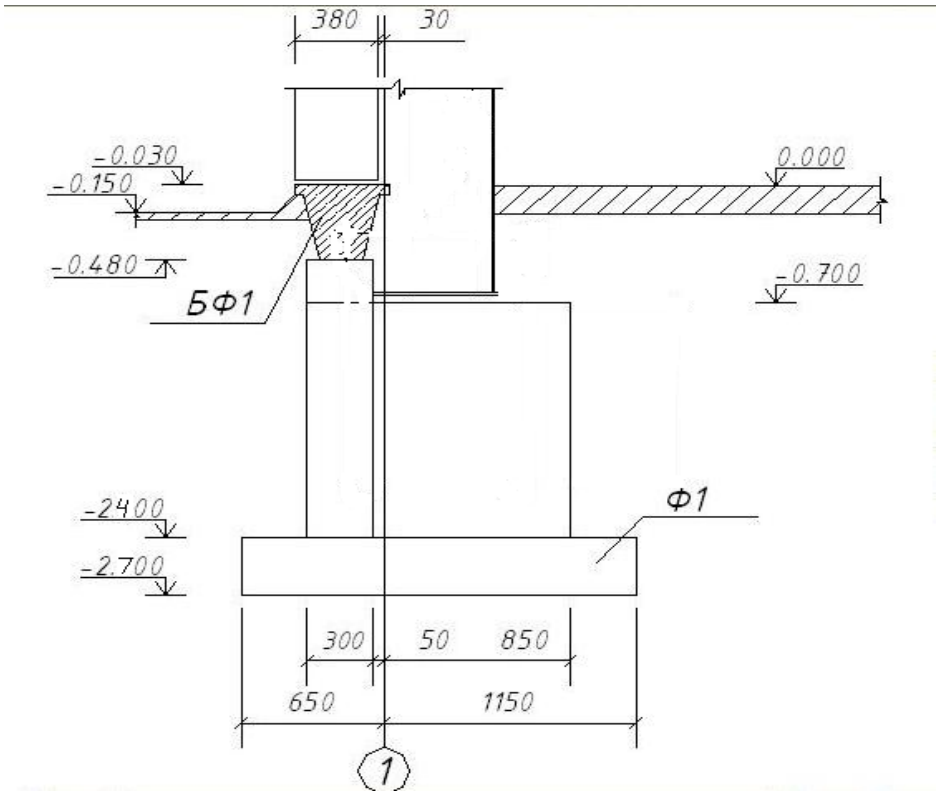

Рис 3.3 До визначення закладання фундаменту

3.4.2 Фундамент під колону середнього ряду

В першому наближенні визначаємо площу підошви фундаменту:

$$\grave{A} = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma} d} = \frac{1672.63}{400 - 20 \cdot 2,7} = 4.83\grave{\imath}^{\ 2};$$

З конструктивних міркувань приймаємо розмір підошви фундаменту 2,2х2,2 м, для якого $A = 2.2 \cdot 2.2 = 4.84\grave{\imath}^{\ 2}$, з моментом опору $W = 1.77\grave{\imath}^{\ 3}$

Розрахунковий опір під підошвою фундаменту:

$$R = \frac{1.3 \cdot 1}{1}(1.15 \cdot 1 \cdot 2.2 \cdot 16.1 + 5.59 \cdot 2.7 \cdot 16.1 + 7.95 \cdot 0) = 368.85\hat{E}\ddot{I}\ \grave{a}$$

Перевіряємо виконання умов:

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d = \frac{1672.63}{4.84} + 20 \cdot 2.7 = 399.58\hat{E}\ddot{I}\ \grave{a} > R = 368.85k\ddot{I}\ \grave{a};$$

Умова не виконується збільшуємо розмір фундаменту до 2,7 х2,4;

$A = 2.7 \cdot 2.4 = 6.48\grave{\imath}^{\ 2}$ з моментом опору $W = 2.6\grave{\imath}^{\ 3}$

Розрахунковий опір під підошвою фундаменту:

$$R = \frac{1.3 \cdot 1}{1}(1.15 \cdot 1 \cdot 2.7 \cdot 16.1 + 5.59 \cdot 2.7 \cdot 16.1 + 7.95 \cdot 0) = 376.07\hat{E}\ddot{I}\ \grave{a}$$

Перевіряємо виконання умов:

$$P = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d = \frac{1672.63}{6.48} + 20 \cdot 2.7 = 312.12\hat{E}\ddot{I}\ \grave{a} < R = 376.07k\ddot{I}\ \grave{a};$$

Оскільки всі умови виконуються, то фундамент задовольняє вимоги щодо обмеження крайового тиску.

Отже, остаточно приймаємо фундамент серії 1,412-1/77 марки ФБ8-4 з розмірами: плитної частини: 2.5х2.5х0,3 м.

Табл. 3.1 Фізико-механічні характеристики ґрунтів будівельного майданчика

№ ІГЕ	Назва грунту	Товщина ІГЕ, м	Нормативні значення							Розрахункові значення						
			ρ, г/см^3	W, %	W_P, %	I_P, %	I_L, д. о.	e, д. о.	S_r, д. о.	γ_I, кН/м^3	γ_{II}, кН/м^3	φ_I, град	φ_{II}, град	c_I, кПа	c_{II}, кПа	E, мПа
ІГЕ-1	Пасивний грунт	1,9-2,2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	800
ІГЕ-2	Пісок дрібний, малого ступеня водонасичення, середньої щільності, кварцовий	2,9-3,9	1,61	0,05	-	-	-	0,74	0,18	16,0	16,1	-	28	-	-	18000
ІГЕ-3	Супісок пластичний	3,2-1,6	1,97	0,20	-	0,06	0,33	0,65	0,83	19,5	19,6	22	23	11	10	8000
ІГЕ-4	Супісок твердий	1,7-4,4	1,77/1,90	0,13/0,21	-	0,06	-0,83/0,50	0,71	0,49/0,81	17,4	17,5	18	19	2	4	15000/11000

Розділ 4

Технологія і організація будівельного виробництва

4.1 Калькуляція трудових витрат

Табл. 4.1 Калькуляція трудових витрат

Обґрун-тування норм	Назва роботи	Один. вимір.	К-сть одиниць	Витрати праці	
				На один. *люд-год*	На весь об'єм *люд-днів*
1	2	3	4	5	6
1-30-1	I. Земляні роботи. Зрізання рослинного шару бульдозером з переміщенням у відвал до 50 *м.*	1000 $м^2$	22,0	0.60	1.65
1-13-5	Розробка ґрунту II-ї категорії у траншеях: - у відвал.	1000 $м^3$	1,51	84.66	15,98
1-24-6 1-24-14	Переміщення ґрунту II-ї категорії з відвала у резерв до 50 *м* бульдозером.	1000 $м^3$	0,56	48.22	3,37
1-163-2	Ручна доробка	100 $м^3$	0,7	396.1	34,66
1-27-5	Зворотна засипка котловану бульдозером	1000 $м^3$	1,51	30.37	5,73
1-134-2	Ущільнення ґрунту пневмотрамбівками	100 $м^3$	15,1	18.36	34,65
7-1-5	II. Фундаменти. Влаштування збірних з/б фундаментів	100 *шт*	0,94	963.93	113,26
7-43-3	III. Надземна частина. Монтаж колон	100 шт.	1,0	1069.4	133,68
8-19-10	Влаштування перегородок	*1*$м^3$	126	9.47	149,15
7-1-15	Монтаж фундаментних балок	100 шт.	0.84	610,06	64,1
7-9-8	Монтаж двосхилих балок	100 шт.	0.74	854,05	79,0
7-13-17	Монтаж плит покриття	100 шт.	2,38	665,55	198,0
7-16-5	Монтаж стінових панелей	100 шт.	2,44	1080,3	329,5
12-20-1	Покрівля Влаштування пароізоляції	100 $м^2$	81,6	24.49	249,8
12-19-2	Влаштування утеплювача	100 $м^3$	81,6	4.28	43,66
1	2	3	4	5	6

12-2-2	Влаштування гідроізоляційного килиму з захистним покриттям	100 $м^2$	81,6	41.55	423,81
10-26-2	<u>Вікна, двері, ворота</u> Заповнення дверних прорізів	100 $м^2$	0,58	126,56	9,17
10-23-2	Заповнення віконних прорізів	100 $м^2$	6,12	193,34	147,91
10-34-1	Влаштування воріт	100 $м^2$	0,32	325,48	13,0
15-20-2	<u>Скління</u> Скління віконних прорізів	100 $м^2$	6,12	70.95	54,28
11-1-2	<u>Підлоги</u> Ущільнення ґрунту з втопленням щебеню	100 $м^2$	81,6	10.76	109,75
11-4-1	Влаштування підстилаю чого шару	100 $м^2$	81,6	65.73	670,45
11-11-4	Влаштування бетонної підлоги	100 $м^2$	81,6	57.83	589,87
11-27-3	Влаштування підлоги з керамічної плитки	100 $м^2$	0.42	167.48	8,8
	<u>Штукатурні роботи</u> Штукатурення:				
15-61-2	- зовнішніх стін	100 $м^2$	18.3	112.2	256.7
15-51-1	- перегородок	100 $м^2$	20.16	100.81	254
15-61-1	- внутрішніх стін	100 $м^2$	19.4	107.25	260
15-53-1	- відкосів	100 *мп*	2.1	52.8	13.9
15-152-1	<u>Малярні роботи</u> Вапняне фарбування	100 $м^2$	51,01	15.18	96,8
15-151-1	Клейове фарбування	100 $м^2$	18.6	9.4	22
15-17-1	Облицювання стін плиткою	100 $м^2$	1.44	330	59.4
15-163-7	Масляне фарбування віконних та дверних блоків	100 $м^2$	8,02	23.43	23,49
15-157-1	<u>Опорядження фасаду</u> Фарбування фасаду з риштувань	100 $м^2$	51,01	6.7	42,7
8-35-1	Влаштування і розбирання риштувань	100 $м^2$	8.0	68.57	68.6
11-19-3	<u>Відмостка</u> Влаштування бетонної відмостки	100 $м^2$	4,88	46.5	28,36
	РАЗОМ				4609,18

4.2 Методи виконання робіт

4.2.1 Вихідні дані

Конструкції виготовляються на заводі і постачаються на будівельний майданчик спеціальним автомобільним транспортом. Розчин і бетон постачаються на майданчик авто бетоновозами з розчинно-бетонного вузла, який розміщений на відстані 5 км. від місця будівництва. Покрівельні матеріали постачаються по мірі їх споживання, для того щоб не влаштовувати додаткові склади. Інші матеріали постачаються на об'єкт по мірі їх споживання, з запасом, що забезпечує нормальну ритмічність роботи.

4.2.2 Описання основних технологічних процесів

- Земляні роботи.

Зрізка рослинного шару грунту виконується механізованим методом бульдозером ДЗ 18. Бульдозерами також виконується планування дна котловану і зворотня засипка фундаментів.

Розробка грунту в траншеях виконується екскаватором з оберненою лопатою ЕО – 2621 з погрузкою на транспортні засоби і у відвал. Перевезення грунту проводиться автосамоскидами ЗиЛ ММЗ – 555 в кількості 5 штук. Доробка грунту в траншеях виконується вручну. Ущільнення грунту після зворотної засипки виконується пошарової.

- Влаштування фундаментів.

Перед влаштуванням фундаментів необхідно, щоб були завершені роботи по влаштуванню траншей.

Після влаштування фундаментів влаштовуємо вертикальну гідроізоляцію шляхом обмазування гарячим бітумом за два шари.

- Монтаж колон, балок.

Колони монтуються безвивірочним методом після монтажу опорних плит, гусеничним краном методом ″повороту″.

Колона встановлюється на фундамент і закріплюється анкерними болтами. Монтаж балки виконується після монтажу колон і прикріплюємо їх до надколонника, після укрупнювальної збірки на збірній площадці.

Після монтажу балок , проводиться монтаж балок підвісного крану.

- Монтаж стінових панелей.

Панелі станції керамзитобетонні, їх монтують після монтажу каркасу.

- влаштування підлоги.

Підлога влаштовується безпосередньо по ущільненому грунті. Влаштовується бетонна підготовка товщиною 100 мм. З бетону класу В10. Після цього влаштовується шар бетону класу В15 товщиною 25мм.

- влаштування покрівлі.

Покрівля приймається чотирьохшаровою рулонною. Роботи ведуться вручну. Влаштування покрівлі можливе після перевірки несучих і огороджуючи конструкцій даху. Поверхня покрівлі повинна бути чистою і сухою. Потім влаштовується пароізоляція з 1 раз покрити бітумом. В якості утеплювача, по яких влаштовується основний водоізоляційний шар з 4 шарів руберойду по бітумній мастиці і верхній захисний шар із асфальту товщиною 50 мм.

- Заповнення прорізів.

Віконні прорізи заповнюють металевими віконними перепльотами. Монтують краном і прикріплюють до колон за допомогою електрозварювання. Краном також монтують рами воріт, після чого проводиться навішування воріт.

- Опоряджувальні роботи.

Всі з/б конструкції фарбуються масляною фарбою ПФ – 133 (два шари) по шару ґрунтовки ГФ – 021. фарбування виконують з допомогою фарбопульта.

4.3 Вибір монтажних кранів

Вибір монтажного крана здійснюється за такими монтажними характеристиками:

- необхідна вантажопід'ємність $Q_м$, :

$$Q_{\grave{i}} = Q_{\hat{e}} + Q_{\ddot{i}\ddot{i}} + Q_{\mathring{a}\hat{i}},$$

$Q_{мп}$ – маса монтажних пристроїв, т;

$Q_к$ – маса конструкції, т;

Q_{eo} – маса елементів оббудови, т;

$Q_м = 0.45 + 7.0 + 0.2 = 7.65m$ для монтажу панелей покриття.

- Монтажна висота $H_м$:

$$H_{\grave{i}} = H_0 + H_{\mathring{a}} + H_{\varsigma} + H_{\tilde{n}},$$

$H_м$ – відстань від рівня стоянки крана до низу крюка при максимально стягнутому поліспасті, м;

H_0 – перевищення опори елемента, який монтується над рівнем монтажного крану, м;

H_e – висота елемента в монтажному положенні, м;

$H_з$ – запас по висоті за умовами монтажу для заведення конструкції до місця монтажу або перенесення через раніше змонтовані конструкції (0,5-0,5м);

H_c – висота строповки в робочому положенні від верху монтуючого елемента до крану, м.

$H_м = 11.4 + 0{,}36 + 0.5 + 2 = 14.26 м$ при монтажі панелей;

Виходячи із одержаних характеристик вибираємо гусеничний кран МКГ-25БР зі слідуючими характеристиками:

$$H_{\max} = 16.5 м; \qquad L_{\min} = 6.0 ì\ ;$$

$$L_{\max} = 13.0 ì\ ; \qquad Q_{\min} = 3.8 ò\ ;$$

$$Q_{\max} = 25 ò\ ;$$

4.4 Технологічна карта на монтаж з/б балок і плит

4.4.1 Область застосування

Технологічна карта розроблена на монтаж плит та балок покриття фарбувального корпусу автомобільного заводу.

Вага балки – до 10,0т.

Вага плит покриття – до 7,0т.

Технологічна карта може бути використаною для будь якої будівлі з врахуванням конкретних конструкцій і від якості будування.

4.4.2 Організація і технологія виконання робіт

1.До початку монтажу з/б балок і з/б плит повинні бути виконані слідуючи роботи:

- закінчені всі роботи підготовчі;

- прокладені тимчасові дороги з покриттям із матеріалу, що забезпечує нормальний рух автотранспорту і гусеничних кранів від постійних доріг до місця монтажу;

- змонтоване освітлення всієї території забудови, проїздів і робочих місць;

- залучені і завезені всі необхідні матеріали і вироби для ведення монтажних робіт;

- підготовка і встановлення в зоні монтажу балок інвентарю, обладнання для безпечного виконання робіт;

- інженерно-технічним персоналом повинні бути повинна бути вивчена технологічна карта і проект виконання робіт.

2. При монтажі балок і плит покриття безпосередньо з транспортних засобів елементи конструкції постачаються на об'єкт за часовим графіком і монтуються відразу не попадаючи на приоб'єктні склади.

3. При монтажі конструкцій з приоб'єктних складів завезені конструкції слід розміщувати в зоні роботи крана, в кількості яка б забезпечувала безперебійну роботу монтажного крану.

4. Балки і плити покриття монтуються з приоб'єктних складів за допомогою траверси Т7 для балки монтуються гусеничним краном.

5. Змонтована перша балка до розстроповки від'єднується в двох місцях.

6. Друга і остання балка монтуються разом з двома розпірками з допомогою чого змонтована раніше балка кріпиться з монтуючою балкою. Інвентарні розпірки, монтажні люльки і страховий тріс, так як і стопівний , прикріплюються до балки до її піднімання. Розпірки, люльки і страховий трос знімаються по ходу монтажу плит покриття.

7. Крайні плити покриття повинні бути оснащеними інвентарною огорожею.

8. Для обслуговування монтажних робіт і піднімання монтажників до монтажних вузлів примінюються телескопічні вишки.

4.4.3 Техніко – економічні показники

1. О'єм робіт по техкарті - 312 елементів.
2. Трудомісткість виконання процесу – 357,5 люд.дн.
3. Трудомісткість на одиницю – 1,15 люд-дн./ел.
4. Виробіток на одного працюючого – 9.75 ел/зм.
5. Змінний виробіток бригади - 48,75 ел/зм.
6. Термін виконання - 16 днів.
7. Заробітна плата на весь об'єм - 387448,6 грн.
8. Заробітна плата на 1 робіт. в зміну – 104,5грн.

4.4.4 Матеріально-технічні ресурси

Табл. 4.3 Потреба в матеріально-технічних ресурсах

№ з/п	Найменування	Одиниця виміру	Кількість
1	З/б балки	шт	74
2	З/б плити	шт	238
3	Бетон В20	$м^3$	3,47
4	Електроди	кг	51,84

Табл. 4.4 Машини, обладнання, механізований інструмент, інвентар і пристрої

№ з/п	Найменування	Тип	Марка	К-ть
1	Монтажний кран	на	МКГ-25БР	2
2	Телескопічні вишки	-	- Т7	4
3	Траверса Q=20т	-	Т8	2
4	Траверса Q=2,5т	-	М1	2
5	Інвентарні розпірки	-	Ф11	8
6	Страховий тріс	-	СТЭ-34	30п.м
7	Зварювальний апарат	-	-	2
8	Тимчасова огорожа по покриттю	- -	-	150п.м.
9	Пенькові відтяжки		-	50п.м.
10	Монтажні ломіки	-	-	2
11	Рулетка стальна	-	-	1
12	Вібробункер	-	-	2
13	Монтажні пояси	-	-	12ком.
14	Пенал для електродів	-	-	2шт
15	Молотки			10шт

4.4.5 Контроль якості

Табл. 4.5 Контроль якості

№ з/п	Найменування відхилень	Величина допустимого відхилення, мм
1	ення осей елементів відносно розбивочних осей на опорних конструкціях	+-5
2	лення відміток опорних вузлів балок	+-20
3	лення відстаней між осями балок, ригелів, перекриття по верхньому поясі	+-25

4.5 Проектування сіткового графіка

Табл. 4.5 Показники сіткового графіку

№ події		Назва процесу	Од. виміру	К-сть од.	Витра-ти праці *люд-дні*	К-сть робоч. в зміну *чол.*	К-сть змін на добу	Тривал. виконан ня робіт
п-ку	з-ня							
1	2	Підготовчий період	-	-	132	3	2	22

2	4	Земляні роботи	1000 $м^3$	2,77	55,66	4	2	7
4	5	Влаштування фундаментів	100 *шт*	0,94	113,3	5	2	12
5	6	Зворотна засипка	1000 $м^3$	1,51	5,73	2	2	2
6	7	Монтаж колон	100 *шт.*	1,0	133,7	5	2	14
7	13	Влаштування балок та перегородок	100 *шт.*	0,74	228,2	5	2	23
8	13	Влаштування і розбирання риштувань	100 $м^2$	8	68,57	4	2	9
9	13	Укладання збірних елементів стін	100 *шт.*	2,44	329,5	5	2	32
12	13	Заробка стиків	100 $м^3$	3,47	80,5	3	2	13
13	14	Монтаж плит покриття	100 *шт.*	2,38	198,0	10	2	10
14	17	Влаштування покрівлі	100 $м^2$	81,6	717,3	10	2	36
15	17	Заповнення прорізів	100 $м^2$	7,02	170,1	6	1	28
16	17	Скління	100 $м^2$	6,12	54,28	6	1	9
19	25	Влаштування підготовки під підлогу	100 $м^2$	81,6	780,2	12	2	33
18	22	Влаштування підлог	100 $м^2$	81,6	598,7	12	2	25
17	22	Штукатурні роботи	100 $м^2$	56,0	784.6	12	2	33
22	25	Малярні роботи	100 $м^2$	69,6	178,2	4	2	27
24	25	Опорядження фасаду	100 $м^2$	51,0	42,7	6	1	7
23	25	Влаштування відмостки	100 $м^2$	4,88	28,36	4	2	6
					4609,18			
11 21	17 26	Сантехнічні роботи: - I етапу - II етапу	5% 2%	- -	230,46 92,18	6 3	2 2	20 15
10 20	17 26	Електромонтажні роботи: - I етапу - II етапу	3% 2%	- -	138,28 92,18	3 3	2 2	23 15
25	26	Благоустрій території	2%	-	92,18	4	2	12
3	27	Непередбачені роботи	10%	-	460,92	5	2	46
26	27	Здача об’єкту	1%	-	46,09	3	2	8
		Всього			5761,47			

Табл. 4.2 Калькуляція трудових витрат і заробітної праці

ґрунту-вання ДБН	Найменування роботи	Один. виміру	Об’єм робіт	Середній розряд	Норма часу на одиницю виміру л-год	Витрати праці на весь об’єм л-дн.	Розцінка н одиницю виміру грн.
2	3	4	5	6	7	8	9
7-9-8	Монтаж балок	100шт.	0,74	3,8	854,05	79,0	11717,6
13-17	Монтаж плит	100шт.	2,38	3,6	665,55	198,0	8925,0
-27-1	Замонолічування швів	$100м^3$	3,47	3,8	185,6	80,5	2546,4
	∑					357,5	

4.6 Розрахунок будгенплану

4.6.1 Відомість розрахунку складів

Табл. 4.6 Відомість розрахунку складів

Найменування матеріалів, конструкцій, деталей	Одиниці виміру	Кількість матеріалів необхідних на розрахунковий період	Розрахунковий період	Найбільші добові витрати	Прийнятий запас на складі, дн.	Прийнятий запас на складі в натуральних показниках	Норма збереження матеріалів на 1 м2 площі складу	Корисна площа складу м2	Коефіцієнт використання площі складу	Розрахункова складу м2	
		Q	T	Qд	tн	P	n	F	b	S	
2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1
ло	т	3.905	20	0.279	10	2.792	1	2.792	0.7	4	Закрит
алі кріплення	т	1.525	171	0.013	12	0.153	1.8	0.085	0.7	1	Закрит
они	т	308.880	13	33.977	5	169.884	0.82	207.176	0.7	296	Відкри
еріали рулонні	$м^2$	52992.000	26	2914.560	8	23316.480	300	77.722	0.7	111	Закрит
к	$м^3$	168.630	45	5.359	5	26.793	2	13.397	0.7	19	Відкри
ти покриття	$м^3$	3888.000	29	191.719	5	958.593	0.5	1917.186	0.7	2739	Відкри
а дротяна	т	4.092	70	0.084	12	1.003	1.4	0.717	0.7	1	Закрит
о	$м^2$	612	20	185.328	8	1482.624	200	7.413	0.7	11	Закрит
ь листова оцинкована	т	2.780	26	0.153	12	1.835	0.25	7.339	0.7	10	Закрит
ові панелі	$м^3$	3029.400	76	57.001	5	285.003	1	285.003	0.7	407	Відкри
оізоляційні вироби	$м^2$	816	96	28.958	8	231.660	4	57.915	0.7	83	Закрит
би	т	2.980	20	0.213	10	2.131	1.3	1.639	0.7	2	Закрит
ки покритя	$м^3$	675.840	28	34.516	5	172.581	0.67	257.583	0.7	368	Відкри
даментні балки	шт	84	6	24.310	5	121.550	0.45	270.111	0.7	386	Відкри
ки	т	0.530	68	0.011	12	0.134	0.7	0.191	0.7	1	Закрит
лери, металопрокат ліхтарів	т	390.000	58	9.616	12	115.386	1.8	64.103	0.7	92	Закрит
інь	$м^3$	4562.000	137	47.61796	5	238.08978	1.5	158.727	0.7	227	Відкри
ти опалубки	$м^2$	108.000	34	4.542	12	54.508	40	1.363	0.7	2	Закрит

4.6.2 Розрахунок тимчасових адміністративно-побутових будинків

Табл. 4.7 Розрахунок кількості працюючих

Кількість працюючих в максимально завантажену зміну R ,чол	Робітники неосновного виробництва R_1 ,чол	ІТР R_2 ,чол	Службовці R_3 ,чол	МПС і охорона R_4 ,чол	Розрахункова кількість робітників $R_{роз}$,чол
		3			(
		$R_2 = 0{,}12 \cdot (R_1 + R)$			$R_{роз} =$ $+ R_2 +$
		$R_2 = 4$			$R_{роз} =$

Табл. 4.8 Розрахунок тимчасових будинків і споруд

					Тип прийнятого будинку і шифр типового проекту		Кількість будинків, шт	Прийнята площа, $м^2$	Заувага-ження

Збірно-розбірні			

4.6.3 Розрахунок тимчасового водопостачання будівельного майданчика

Витрати води на будівництві слідуючі:

– виробничі цілі ($Q_в$);

– господарсько-побутові ($Q_г$);

– душові установки ($Q_д$);

– пожежотушіння ($Q_п$).

Повна потреба у воді складає:

$$Q_з=0,5\cdot(Q_в+Q_г+Q_д)+Q_п$$

По максимальній потребі знаходжу секундні витрати води на виробничі цілі:

$$Q_в=\frac{\sum Q_{1,max}\cdot K_1}{t\cdot 3600}=\frac{6624\cdot 1,5}{8\cdot 3600}=0,345\,л/с,$$ **де**

$Q_{1,max}$–максимальні витрати води,

$К_1$–коефіцієнт нерівномірності споживання води, $К_1$=1,5;

t–кількість годин в зміну.

Секундні витрати води на господарсько-побутові цілі:

$$Q_г = \frac{\sum Q_{2,\max} \cdot K_2}{t \cdot 3600} = 0{,}074 \, л/с,$$ **де**

$Q_{2,max}$–максимальні витрати води в зміну на господарсько-питні цілі;

K_2–коефіцієнт нерівномірності споживання води, K_1=2,0;

t–кількість годин в зміну.

Секундні витрати води на господарсько-побутові цілі:

$$Q_д = \frac{\sum Q_{3,\max} \cdot K_3}{t \cdot 3600} = \frac{71 \cdot 15 \cdot 2}{8 \cdot 3600} + \frac{51 \cdot 30 \cdot 1}{0{,}75 \cdot 3600} = 0{,}56 \, л/с,$$ **де**

$Q_{3,max}$–максимальні витрати води в зміну на душові установки;

K_3–коефіцієнт нерівномірності споживання води, K_3=1,0;

t–тривалість роботи душової установки,t_3=0,75.

Для пожежотушіння беремо 10 л/с.

$Q_з$=0,5·($Q_в$+ $Q_г$ +$Q_д$)+ $Q_п$=0,5·(0,345+0,074+0,56)+10=10,48 л/с.

Діаметр трубопровода:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_з}{\pi \cdot V \cdot 1000}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10{,}48}{3{,}14 \cdot 1{,}5 \cdot 1000}} = 94 мм,$$

приймаємо діаметр труби d=100 мм і пожежний гідрант d=100 мм.

4.6.4 Розрахунок тимчасового енергозабезпечення будівельного майданчика

Витрати електроенергії на будівництві слідуючі:

– виробничі цілі ($W_в$);

– на технологічні цілі (W_t);

– на зовнішнє освітлення ($W_{зов}$);

– на внутрішнє освітлення ($W_{внут}$).

Повні витрати електроенергії складають:

$$W_3 = 1{,}1\left(\sum \frac{W_в \cdot K_1}{\cos\varphi} + \sum \frac{W_t \cdot K_2}{\cos\varphi} + \sum W_{зов} \cdot K_3 + \sum W_{внут} \cdot K_4\right)$$

Максимальне $W_в$ складає,кВт:

$$W_в = \frac{P_{роз} \cdot K_c}{\cos\varphi} + \frac{P_{бет} \cdot K_c}{\cos\varphi} + \frac{P_{штук} \cdot K}{\cos\varphi} + \frac{P_{мал} \cdot K}{\cos\varphi} = \frac{3 \cdot 0{,}5}{0{,}6} + \frac{30 \cdot 0{,}5}{0{,}6} + \frac{10 \cdot 0{,}1}{0{,}4} + \frac{40 \cdot 0}{0{,}4}$$

$P_{уст}$–потужність установки,кВт;

K_c–коефіцієнт попиту;

cosφ–коефіцієнт потужності.

На технологічні цілі електроенергія не витрачається.

Потужність мережі зовнішнього освітлення знаходимо:

$$W_{зов} = K_c \sum P_{зов} \text{ ;}$$

$$W_{зов} = K_c(P_{тер.майс.} + P_{від.} + P_{дороги} + P_{авар.осв.} + P_{майд.}) = 1 \cdot (22{,}95 \cdot 0{,}015 + 1{,}32 \cdot 0{,}05 + 0{,}1 \cdot 3{,}5 + 2{,}69 \cdot 0{,}08) =$$
$$= 1{,}21 кВт$$

Потужність мережі внутрішнього освітлення знаходимо:

$$W_{внут.} = K_c \sum P_{внут.} \text{ ;}$$

$$W_{внут.} = K_c(P_{прох.} + P_{прор} + P_{госп.} + P_{душ.} + P_{умив.} + P_{прийом.їжі.} + P_{туал.} + P_{зак.ск.} + P_{навіси}) = 0{,}8 \cdot (0{,}09 \cdot 0{,}8 + 28 \times$$
$$\times 0{,}015 + 15 \cdot 0{,}015 + 10 \cdot 0{,}03 + 7{,}5 \cdot 0{,}03 + 30 \cdot 0{,}015 + 7{,}5 \cdot 0{,}003 + 29{,}04 \cdot 0{,}0015 + 22{,}33 \cdot 0{,}003) = 2{,}15 кВт$$

Звідси загальна потужність електроспоживачів:

$$W_3 = 1{,}1(40 + 1{,}21 + 2{,}15) = 48 кВт,$$

приймаю трансформатор ТМ 180/6 з потужністю 180 кВт.

Розділ 5
Спеціальна частина

5.1 Господарсько-економічна характеристика району будівництва

Будівництво фарбувального корпусу здійснюється в м. Луцьку. Будівельно-монтажні роботи проводить ТзОВ “Промбуд-2”. Замовником по будівництву виступає УКБ Луцького міськвиконкому.

Перевезення залізобетонних балок і колон будуть здійснюватись з заводу алізобетонних конструкцій автотягачами зі спеціальним причепом довжиною до 20 м (марки ПФ-2036 КрАЗ-258). Відстань перевезення залізобетонних конструкцій - 20 км. Решта матеріалів перевозиться на відстань 14 км.

Монтаж конструкцій буде здійснюватись баштовим краном Е-2508 потужністю 160 кВт.

5.2 Описання прийнятих до розрахунку варіантів

Згідно завдання порівнюємо плиту покриття із легкого керамзитобетону, важкого бетону та типу «ТТ». Довжина плити із легкого бетону ℓ=12 м, висота 0,3м і шириною 3 м, вага плити – 9,6 т, довжина плити з важкого бетону ℓ=12 м, висота плити 0,3 м, шириною 1,4, вага плити – 5,6т, довжина плити ТТ ℓ=12 м, висота плити 0,4 м., ширина 1,4, вага ферми – 8,5 т.

5.3 Кошторисна собівартість конструкцій у споруді

Кошторисна собівартість конструкцій у споруді рахуємо за допомогою програмного комплексу АВК 5 (див. Додаток 2).

5.4 Капітальні вкладення в базу

Капітальні вкладення в базу для виконання будівельних робіт визначаються за таким виразом:

$$K_б = K_{к.м.} + K_т + K_{мех} \quad , \qquad \text{де}$$

$К_б$ – капітальні вкладення в базу будівництва, грн.; $К_{км}$ – капітальні вкладення в виробництво збірних конструкцій, виробів і матеріалів для монтажних робіт, грн.; $К_т$ – капітальні вкладення на придбання транспортних засобів, грн.; $К_{мех}$ – капітальні вкладення на придбання монтажних засобів (кранів) або механізмів на виконання монтажних робіт, грн.

5.4.1 Капітальні вкладення на виготовлення конструкцій

Капітальні вкладення на виготовлення конструкцій дорівнюють:

$$К_{км} = B_{В.К.},$$

де $B_{В.К.}$ – відпускна вартість будівельних конструкцій згідно шифру ресурса, грн.

Відпускна вартість плити покриття з легкого бетону

$$\hat{A}^{çá}_{\hat{A}.\hat{E}.} = 1440\ ãðí.,$$

Відпускна вартість плити з важкого бетону

$$\hat{A}^{ì}_{\hat{A}.\hat{E}.} = 2752\ ãðí.$$

Відпускна вартість плити типу ТТ

$$B^{м}_{В.К.} = 2197 грн.$$

5.4.2 Капітальні вкладення на придбання транспортних засобів для перевезення конструкцій

Капітальні вкладення на придбання транспортних засобів для перевезення конструкцій, виробів, матеріалів від постачальника до будівельного майданчика визначають за виразом:

$$K_т = \left(Ц_б \cdot t_{необ}\right) / t_р^н \quad , \quad \text{де}$$

$Ц_б$ – балансова вартість транспортних засобів, грн.;

$t_{необ}$ – необхідний час роботи транспортних засобів на будівельному майданчику, маш-год.;

$t_р^н$ =3000 маш-год - нормативний час роботи транспортних засобів на протязі року (середньорічний наробіток), маш-год.

Необхідний час роботи транспортних засобів на перевезенні вантажів від постачальника на будівельний майданчик визначають за виразом:

$$t_{необ} = 0{,}25 \cdot \left(P \cdot L / Q \cdot V \cdot K_{вант}\right) \text{ , де}$$

P– вага вантажу, що підлягає перевезенню при максимальному завантаженню,т ;

L – відстань перевезеннявантажу, км ;

Q – вантажопідйомність транспортних засобів, т ;

V – середня швидкість руху транспортних засобів

$K_{вант}$ – коефіцієнт використання транспортних засобів по вантажопідйомності в залежності від виду будівельного вантажу.

Необхідний час роботи транспортних засобів на перевезення плити із легкого бетону

$$t_{необ}^м = 0{,}25 \cdot \left(9.6 \cdot 20 / 20 \cdot 24 \cdot 0.5\right) = 0{,}22 \; маш - год$$

Необхідний час роботи транспортних засобів на перевезенні плити із важкого бетону

$$t_{необ}^м = 0{,}25 \cdot \left(5.6 \cdot 22 / 20 \cdot 24 \cdot 0.66\right) = 0{,}09 \; маш - год$$

Необхідний час роботи транспортних засобів на перевезення плити типу «ТТ»

$$t_{необ}^{зб} = 0{,}25 \cdot \left(8.5 \cdot 20 / 20 \cdot 24 \cdot 0{,}6\right) = 0{,}13 маш - год$$

Балансова вартість транспортного засобу для перевезення конструкцій

$$Ц = В_в \times К_{т.м.} \quad , \qquad \text{де}$$

$В_в$ - відпускна вартість транспортного засобу;

$К_{т.м.}$= 1.07 - коефіцієнт, що враховує витрати на перевезення та монтаж транспортного засобу від заводу постачальника до будівельного майданчика;

Балансова вартість транспортного засобу (марки ПФ-2036 КрАЗ-258) для перевезення плити із легкого бетону

$$Ц=125900\cdot 1,07=134713 \text{ грн}$$

Балансова вартість транспортного засобу (марки ПФ-2036 КрАЗ-258) для перевезення плити із важкого бетону

$$Ц=125900\cdot 1,07=134713 \text{ грн}$$

Балансова вартість транспортного засобу (марки ПФ-2036 КрАЗ-258) для перевезення плити типу «ТТ»

$$Ц=125900\cdot 1,07=134713 \text{ грн}$$

Тоді капітальні вкладення на придбання транспортних засобів для перевезення конструкцій:

Плита із легкого бетону

$$K_T^{зб}=(134713\cdot 0,22)/3000=9,88 \text{ грн}$$

Плити із важкого бетону

$$K_T^{м}=(134713\cdot 0,09)/3000=4,49 \text{ грн}$$

Плити типу «ТТ»

$$K_T^{м}=(134713\cdot 0,13)/3000=5,04\text{грн}$$

5.4.3 Капітальні вкладення на придбання монтажних засобів (кранів)

Капітальні вкладення на придбання монтажних засобів (кранів) або механізмів для виконання монтажних робіт визначають за виразом:

$$K_{мех} = Ц_б \cdot t_{необ} / \ t_з^н,$$

$Ц_б$ – балансова вартість монтажних засобів (кранів**)**, грн.;

$t_{необ}$ – необхідний час роботи крану на будівельному майданчику, маш-год.;

$t_р^н$ – нормативний час роботи крану на протязі року (середньорічний наробіток), маш-год

Балансова вартість крану для монтажу конструкцій

$Ц = В_в \times К_{т.м.}$, де

$В_в$ - відпускна вартість крану згідно прайслистів ;

$К_{т.м.}$= 1.07 - коефіцієнт, що враховує витрати на перевезення та монтаж крану від заводу-постачальника до будівельного майданчика.

Балансова вартість крану (Е-2508 **)** для монтажу плити покриття із легкого бетону

Ц=373360·1,07=399495,2грн.

Балансова вартість крану (Е-2508 **)** для монтажу плити покриття із важкого бетону

Ц=373360·1,07=399495,2грн.

Балансова вартість крану (Е-2508 **)** для монтажу плити тлокриття типу «ТТ»

Ц=373360·1,07=399495,2грн.

Тоді капітальні вкладення на придбання кранів для монтажу конструкцій:

Плити покриття із легкого бетону

$K_{МЕХ}^{зб}$=(399495,2·1,624)/3000=216,26 грн

Плити покриття із важкого бетону

$K_{МЕХ}^{м}$=(399495,2·1,624)/3000=216,26 грн.

Плити покриття типу»ТТ»

$K_{МЕХ}^{м}$=(399495,2·1,624)/3000=216,26 грн.

Отже, капітальні вкладення в базу згідно формули

для монтажу плити покриття із легкого бетону

$K_Б^{зб}$ =1767+9,88+216,26 = 1993,14 грн.

для монтажу плити покриття із важкого бетону

$K_Б^{м}$ =3406+4,49+ 216,26 = 3626,75 грн.

для монтажу плити покриття типу»ТТ»

$K_Б^м$ =2197+4,04+ 216,26 = 2417,3 грн.

5.5 Річні експлуатаційні витрати

Річні експлуатаційні витрати на ремонт і відновлення конструкцій визначають за виразом: $E_р = \frac{B_{БМР}}{T_c} + \frac{B_{БМР} \cdot (\%)}{100}$, де

$E_р$ – річні експлуатаційні витрати на ремонт та відновлення конструкцій, грн.;

$B_{БМР}$ - кошторисна собівартість конструкцій у споруді (кошторисна вартість будівельно - монтажних робіт), грн.;

T_c – термін служби конструкції, років;

(%) – відсоток відрахування на ремонт і відновлення конструкцій від собівартості конструкцій у споруді.

Річні експлуатаційні витрати на ремонт і відновлення плити покриття із легкого бетону

$$E_р^{зб} = \left(1767/60\right) + \left(1767 \cdot 2{,}1/100\right) = 66{,}55\ грн.$$

Річні експлуатаційні витрати на ремонт і відновлення плити покриття із важкого бетону

$$E_р^{зб} = \left(3406/60\right) + \left(3406 \cdot 2{,}1/100\right) = 128{,}29\ грн.$$

Річні експлуатаційні витрати на ремонт і відновлення плити покриття типу «ТТ»

$$E_р^{зб} = \left(2197/60\right) + \left(2197 \cdot 2{,}1/100\right) = 82{,}75\ грн.$$

5.6 Приведені витрати

Техніко-економічна оцінка конструктивних рішень цивільних будівель і споруд проводиться за приведеними витратами.

Приведені витрати визначають на основі „Инструкции по определению экономической эффективности капитальных вложений в строительстве” СН 423-71 за формулою: $B_{пр} = \left[B_{БМР} + E_н \cdot K_б\right] \cdot \beta + E_р / \xi_{пр}$, де

$B_{пр}$ – приведені витрати по будівлі, споруді, грн.;

$B_{БМР}$ - кошторисна собівартість конструкцій у споруді (кошторисна вартість будівельно - монтажних робіт), грн.;

$E_н$ = 0,15 - нормативний коефіцієнтекономічної ефективності капітальних вкладень;

$K_б$ – капітальне вкладення в базу, грн.;

β – коефіцієнт приведення одночасових витрат по різнодовговічних варіантах до вихідного рівня;

$E_р$ – річні експлуатаційні витрати на ремонт та відновлення конструкцій, грн.;

$\xi_{ПР}$ =0,08 - коефіцієнт приведення.

Приведені витрати по плити покриття із легкого бетону

$$B_{пр}^{зб} = [1767 + 0{,}15 \cdot 1993.14] \cdot 0{,}021 + {}^{66{,}55}\!/_{0{,}08} = 874{,}63\ грн.,$$

Приведені витрати плити покриття із важкого бетону

$$B_{пр}^{м} = [3406 + 0{,}15 \cdot 3626{,}75\ ] \cdot 0{,}021 + {}^{128{,}29}\!/_{0{,}08} = 1686{,}57\ грн.$$

Приведені витрати плити покриття типу «ТТ»

$$B_{пр}^{м} = [2197 + 0{,}15 \cdot 2417{,}3] \cdot 0{,}021 + {}^{82{,}75}\!/_{0{,}08} = 1088{,}13\ грн.$$

5.7 Аналіз і обґрунтування вибору варіантів для подальшого проектування

На основі техніко-економічної оцінки технічних рішень, які порівнюються, для подальших інженерно-технічних розрахунків проводимо вибір оптимального варіанту конструкцій за найменшими приведеними витратами.

Згідно виконаних розрахунків приведені витрати по плиті покриття із легкого бетону менші. Отже, приймаємо плиту покриття із легкого бетону 1600 кг/м3 при відстані між осями поперечних ребер більше 0,11, яка є найбільш ефективний варіант серед тих які порівнюються.

Розділ 6

Організаційно-економічна частина

6.1 Розробка проектно-кошторисної документації

Будівництво розташоване в м. Луцьк Волинської області.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

- Правил визначення вартості будівництва (ДСТУ Б Д.1.1-1:2013);

- Укрупнених показників кошторисних прямих витрат вартості 1м^3 будівель, споруд, об'єктів, житлових будинків в поточних цінах на трудові та матеріально-технічні ресурси, згідно усереднених даних Держбуду України станом на 2015 рік.

У зведеному кошторисному розрахунку після підсумку глав 1-12 визначаються: кошторисний прибуток, адміністративні витрати, кошти на покриття ризику, кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, податки і збори, зворотні суми.

1. Загальновиробничі витрати визначені відповідно до розрахунку 1-1.
2. Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд ДСТУ Б Д.1.1-1:2013додаток 6 -2,25%
3. Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні БМР у зимовий період ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 додаток 8 - 0,5%;
4. Показник витрат на покриття ризику всіх учасників будівництва ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 додаток 14 табл.2;
5. Середньорічний прогнозний індекс інфляції в будівництві, К-1,0515 (розрахунок). Кошти на покриття витрат пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з урахуванням початку 2016р. і закінчення будівництва в 2017 році.
6. Усереднений показник розміру кошторисного прибутку, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 додаток 13-6,20 грн. люд.год;
7. Адміністративні витрати 0, 90 н. люд.год.
8. Ставка комунального податку - 10%;

Для виконання економічної частини диплому - визначення кошторисної вартості будівництва, виконуються розрахунки на загальнобудівельні роботи - локальний кошторис К1, внутрішні санітарно-технічні роботи - локальний кошторис К2, внутрішні електромонтажні роботи - локальні кошторис К3, придбання і монтаж технологічного обладнання - локальний кошторис К4 , об'єктний кошторис і зведений кошторисний розрахунок будівництва.

Розрахунки виконуються за укрупненими нормативами і Правилами визначення вартості будівництва ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. До кошторису додається пояснювальна записка із зазначенням території будівництва, а також посилання на нормативну літературу і показники, що застосовуються в розрахунках вартості БМР та обладнання, кошторисних трудовитрат і заробітної плати, комунального податку на додану вартість.

Проектно-кошторисна документація наведена в додатку 3.

6.2 Основні техніко-економічні показники по проекту

1. Загальна площа - 8160 $м^2$
2. Корисна площа - 8160 $м^2$
3. Будівельний об'єм - 93024 $м^3$
4. Загальна кошторисна вартість - 16027.525 тис.грн.
5. Кошторисна собівартість (вартість БМР) - 9751.934 тис.грн.
6. Прямі витрати - 8915330 тис.грн.
7. Загальновиробничі витрати - 836086 тис.грн.
8. Кошторисний прибуток - 349.863 тис.грн.
9. Вартість 1$м^2$ загальної площі - 1.964 тис.грн.
10. Вартість 1$м^3$ об'єму 0.172 тис.грн.

11. Кошторисна трудомісткість – 104.733 тис.люд.-год.
12. Кошторисна заробітна плата - 1484.181грн.
13. Термін будівництва - 215 дні.
14. Виробітка - 744.89 грн./люд.-день
15. Рентабельність 7,6%

Рентабельність (за кошторисом) - це відношення кошторисного прибутку до загальних витрат:

$$Р_{кошт} = (П_{кошт}/(В_{заг.кошт} - П_{кошт}))\times 100\% \text{ , де}$$

$П_{кошт}$ – кошторисний прибуток, тис.грн.

$В_{заг.кошт}$ – загальна кошторисна вартість, тис.грн.

Розділ 7

Охорона праці

7.1 Заходи з промислової санітарії та охорона праці

Проектування виробничих об’єктів, розробку нових технологій , засобів виробництва, засобів колективного та індивідуального захисту працюючих слід проводити з урахуванням вимог охорони праці.

Жодне підприємство, цех, дільниця, виробництво не можуть бути прийняті і введені в експлуатацію, якщо на них незабезпечені здорові та безпечні умови праці.

Забороняється будівництво або реконструкція виробничих об’єктів і впровадження нових технологій для даного підприємства технології без попередньої експертизи робочого проекту на відповідність нормативно-правовим актам з охорони праці. Експертиза проектної документації на її відповідність нормативним актам про охорону праці проводиться згідно з постановою Кабінету Міністрів №431 від 23 червня 1994року «Про порядок проведення державної експертизи проектної документації на будівництво та реконструкцію виробничих об’єктів і виготовлення засобів виробництва на відповідність їх нормативним актам про охорону праці».

Експертизу проектів, реєстрацію, огляди, випробування виробничих об'єктів, прийняття їх в експлуатацію незалежно від форм власності здійснюють органи Державного комітету по нагляду за охороною праці. Введення в експлуатацію вказаних об'єктів без дозволу цього комітету забороняється.

Протягом усього періоду будівництва чи реконструкції, а також під час введення об'єкта завершеного будівництва в експлуатацію проектні організації зобов'язані здійснювати авторський нагляд. Авторський нагляд здійснюється відповідно до договору, який укладається між проектною організацією і власником.

Машини, механізми, устаткування, транспортні засоби й технологічні процеси, що впроваджують у виробництво, повинні мати відповідні сертифікати, що засвідчують їхню безпечність для життя й здоров'я людей у процесі їх використання. Перелік продукції, яка підлягає обов'язковій сертифікації, затверджує Держстандарт.

Згідно з чинним законодавством роботодавець повинен отримати дозвіл на початок та перелік видів робіт на підприємстві, діяльність якого пов'язана з використанням процесів та устаткування підвищеної небезпеки. Перелік видів робіт, об'єктів, машин, механізмів, устаткування підвищеної небезпеки визначає Кабінет Міністрів.

Дозвіл на початок роботи підприємства видає Державний комітет з нагляду за охороною праці в порядку, встановленому Кабінетом міністрів у постанові від 6 жовтня 1993 року № 831. Дозвіл на початок роботи підприємства є офіційним документом, який дозволяє експлуатацію підприємства в робочому режимі.

Для одержання дозволу власник подає відповідному органу Держнаглядохоронпраці заяву, а також довідку про реєстрацію підприємства, ліцензію на вид діяльності, довідку про відповідність професійної кваліфікації посадових осіб профілю виробництва та ін.

Якщо роботодавець не одержав зазначеного дозволу, місцевий орган виконавчої влади вживає заходів щодо скасування державної реєстрації цього

підприємства у встановленому законом порядку за умови, що протягом місяця від часу виявлення вказаних недоліків роботодавець не вжив належних заходів для їх усунення.

Забороняється застосовувати у виробництві шкідливі речовини в разі відсутності їх гігієнічної регламентації та державної реєстрації, на які не зроблені гранично допустимі нормативи і які пройшли токсикологічну експертизу.

Існуюча система гігієнічної стандартизації та сертифікації продукції дає змогу оцінити не більш як 20% продукції, яка виготовляється на підприємстві або яку воно імпортує.

У разі надходження на підприємство нових небезпечних речовин власник зобов'язаний повідомити про це органи Держаного нагляду за охороною праці, розробити та узгодити з ними відповідні заходи щодо захисту здоров'я і життя працівників.

Експлуатація або виконання придбаних за кордоном технологій, машин, механізмів, хімічних речовин та їх сполук допускається лише за умови проведення експертизи на відповідність їх нормативно-правових актів з охорони праці, що є чинними на території України.

Транспортування довгомірних вантажів здійснюється спеціальним автотранспортом вантажі розміщуються і закріплюються так, щоб уникнути їх перекошування чи падіння.

Під час розвантажувальних робіт стропова вантажу повинна виключати можливість падіння або ковзання його. Забороняється забороняється знаходитись будь-кому в кабіні автомобіля при навантажувальних і розвантажувальних роботах.

Складувати вироби і матеріали необхідно тільки у спеціально відведених для цього місцях. При транспортуванні горючих матеріалів таких як фарби, бітум необхідно необхідно приймати міри проти їх можливого перегріву і загорання.

Земляні роботи дозволяється виконувати тільки по затвердженому проекту виробництва робіт. В безпосередній близькості до електрокабелів, газопроводів грунт повинен розроблятись в ручну. Забороняється стороннім особам знаходитись в зоні роботи екскаватора чи бульдозера. Для цього необхідно встановлювати спеціальні знаки.

При виконанні земляних робіт необхідно дотримуватися таких вимог:

1. До початку виконання земляних робіт у місцях розташування діючих підземних комунікацій мають бути розроблені і погоджені з організаціями ,що експлуатують ці комунікації, міроприємства з безпечних умов праці, а розміщення підземних комунікацій на місцевості позначено відповідними знаками , або написами.

2. Виконання земляних робіт у зоні діючих підземних комунікацій слід проводити під безпосереднім керівництвом виконроба, чи майстра, а в околишній зоні кабелю що знаходиться під напругою, чи діючого газопроводу , крім цього під наглядом 'працівників електрогосподарства чи газового господарства.

3. Котловани, що розробляються на вулицях , проїздах, населених пунктів, а також у 'місцях, де проходить рух людей чи транспорту, мають бути огороджені захисними огородженнями з врахуванням вимог ГОСТ 2347-78. На огородженнях необхідно встановити попереджувальні знаки , а у нічний час - сигнальне освітлення . Місце переходів людей через траншеї мають бути обладнане перехідними мостами,освітлені в нічний час.

4. При виявленні вибухонебезпечних матеріалів земляні роботи в цих місцях слід негайно припинити до отримання дозволу від відповідних служб.

5. Грунт, вийнятий з котловану, потрібно розміщувати на відстані не менше 0,5 м від бровки виїмки.

6. Розробляти грунт в котлованах "підкосом" не дозволяється.

7. Перед допуском працівників в котлован глибиною більше 1,3 м повинна бути перевірена стійкість відкосів.

8. Котловани і траншеї, розроблені в зимовий період, після відлиги мають бути оглянуті, а по результатам огляду мають

бути прийняті заходи із забезпечення стійкості відкосів.

9. При вилученні грунту з виїмок з допомогою бадді необхідно влаштовувати захисні козирки для укриття працюючих у виїмці.

10.Навантаження грунту в автосамоскиди повинні виконуватись зі сторони задніх чи бокових бортів.

При встановленні арматурних каркасів з використанням зварних апаратів, останні повинні бути заземлені і встановлені на спеціальні площадки.

Для подачі бетону в опалубку із бетоновоза необхідно використовувати спеціальні пристрої, які дозволяють легко закріплювати подаючий рукав на місці.

При виконанні з/б робіт необхідно жорстко виконувати ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві» та дотримуватися призначених правил.

1. Розбирання опалубки фундаментів ведеться з дозволу виробника робіт, який

дається після досягненням бетону міцності, що забезпечує збережень поверхонь і кромок кутів забетонованих конструкцій.

2. Матеріали від розробки негайно опускають на землю, розсортовують їх, видаляють виступаючі цвяхи , скоби та складають в штабелі по марках.
3. Електродугову зварку ведуть особи, які мають відповідні посвідчення на право виконання зварних робіт.
4. Всі вантажопідйомні машини, механізми та пристосування перед експлуатацією перевіряють відповідно до правил Держміськтехнагляду.
5. При монтажі арматури кран працює на виносних опорах.
6. При роботі кранів забороняється перебування людей в зоні його дії. Не допускається перенос вантажу над робітниками.

При роботі з електровібраторами необхідно використовувати спеціальні пристосування, які понижують вібрацію тіла робочого. Також необхідно мати спеціальний допуск до виконання робіт.

Монтаж будівельних конструкцій можуть виконувати тільки особи, які отримали спеціальний допуск і мають посвідчення на право виконання монтажних робіт, які прошли медогляд, інструктаж по техніці безпеки і пожежній безпеці. До верхолазних робіт допускаються спеціально підготовлені особи, які мають тарифний розряд не нижче III і стаж монтажних робіт неменше 1 року. Стропову вантажів може виконувати тільки стропальник, який має допуск таких робіт.

Забороняється стороннім особам знаходитися в зоні дії монтажного крана. Робітники-монтажники повинні мати спецодяг: каски і пояси безпеки, які прикріплюються до закріплених конструкцій під час роботи на висоті. Під час монтажу монтажники повинні знаходитись на спеціальних пересувних площадках, оснащених поручнями, які виключають падіння з висоти. Розстроповка конструкцій дозволяється тільки після її надійного закріплення. Конструкції, які переміщаються повинні бути підняті вище виступаючих частин будівлі на 0,5…1м. особи, які відповідають за утримання вантажопідйомних пристроїв оглядають траверси не рідше ніж через 6 місяців, захвати через місяць, стропи через кожні 10 днів. На будівельному майданчику повинна існувати єдина система каналізації зв’язку стропальників і крановщика. Вантажопідйомні машини, механізми і пристосування до початку робіт повинні бути зареєстровані і технічно засвідчені у відповідності з правилами Держгортехнагляду.

Приступати до влаштування покрівлі можна тільки після перевірки надійності несучих конструкцій і огороджуючи конструкцій покрівлі. Робітники забезпечується спецодягом. Зону можливого падіння вантажів огороджують. Забороняється виконувати покрівельні роботи при густому тумані, під час сильного дощу. Забороняється палити під час роботи з мастиками. На місці виконання робіт повинні бут засоби пожежогасіння: вогнегасники, ящик з піском, лопати. Під час малярних робіт робітники повинні

забезпечуватись спецодягом, окулярами і засобами захисту дихальних шляхів. При фарбуванні конструкцій в середині приміщення, перебування в ньому більше 4 год. Не допускається.

Відходи будівельного виробництва і сміття необхідно складувати в спеціальних місцях, а потім вивозити. Не допускається знищувати зелені насадження, які не заважають будівництву.

7.2 Розрахунок захисного заземлення

Захисне заземлення – навмисне з'єднання з землею частин обладнання, які не знаходяться під напругою в нормальних умовах експлуатації, але які можуть виявитися під напругою в результаті порушення ізоляції електроустановки.

Розрахуємо заземлюючу установку для заземлення електродвигуна пневмогвинтового насоса серії 4А напругою U = 380 В у трифазній сіті з ізольованою нейтраллю при таких вихідних даних:

– грунт – суглинок з питомим електричним опором ρ = 100 Ом·м;

– в якості заземлювачів прийняті сталеві труби діаметром d = 0,08 м і довжиною l = 2,5 м, розміщені вертикально і з'єднані зварюванням сталевою смугою 40×4 мм (рис. 6.2.);

– потужність електродвигуна серії 4А200М2 U = 30 кВт, n = 3000 хв$^{-1}$;

– потужність трансформатора прийнята 170 кВ·А, необхідний за нормами допустимий опір заземлюючого пристрою $[r_з] \leq 40$ м.

Приймаю схему заземлення електродвигуна, як показано на рис. 6.3. визначаю опір одинарного вертикального заземлювача $R_в$, Ом за формулою:

$$R_в = \frac{\rho_{розр}}{2 \cdot \pi \cdot l} \cdot \left(\ln \frac{2l}{d} + \frac{1}{2} \cdot \frac{4t + l}{4t - l} \right),$$

де t – вдстань від середини заземлювача до поверхні грунту, м; l, d – довжина і діаметр стержневого заземлювача, м.

Розрахунковий питомий опір грунту $\rho_{розр} = \rho \cdot \psi$, де ψ – коефіцієнт сезонності, який враховує можливість підвищення опору грунту на протязі року.

Згідно [7] приймаємо ψ = 1,7. Тоді $\rho_{розр} = \rho \cdot \psi = 100 \cdot 1{,}7 = 170$ Ом·м.

$$R_в = \frac{170}{2 \cdot \pi \cdot 2{,}5} \cdot \left(\ln \frac{2 \cdot 2{,}5}{0{,}08} + \frac{1}{2} \ln \frac{4 \cdot 2{,}05 + 2{,}5}{4 \cdot 2{,}05 - 2{,}5} \right) = 48 \text{ Ом.}$$

Визначаємо опір сталевої смуги, яка з'єднує стержневі заземлювачі:

$$R_п = \left(\frac{\rho_{розр}}{2\pi l} \right) \ln \left(\frac{l^2}{dt} \right), \text{ Ом}$$

де l – довжина смуги, м; t – відстань від смуги до поверхні землі, м; d = 0,5·b (b – ширина смуги, рівна 0,08 м). Визначаємо розрахунковий питомий опір грунту $\rho'_{розр}$ при використанні з'єднувальної смуги у вигляді горизонтального електроду довжиною 50 м. При довжині смуги в 50 м ψ′ = 5,9 [7, табл. 3.12]. тоді $\upsilon\rho'_{розр} = \rho \cdot \psi' = 100 \cdot 5{,}9 = 590$ Ом·м.

$$R_п = \frac{590}{2\pi \cdot 50} \ln \frac{50^2}{0{,}04 \cdot 0{,}8} = 21 \text{ Ом.}$$

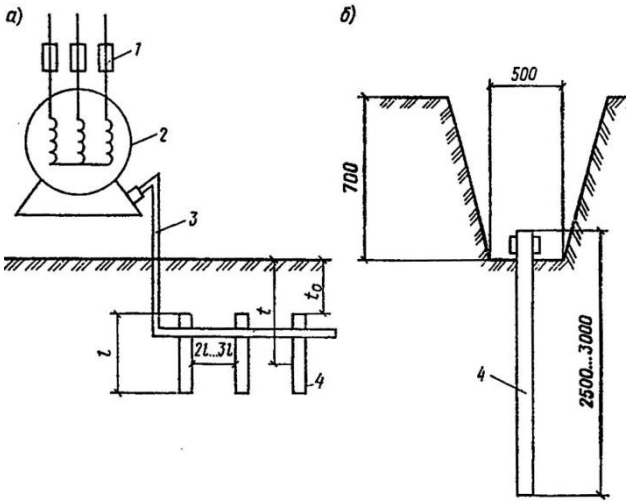

Рис. 7.1 Пристрій заземлення
а – схема заземлюючого пристрою;
б – розміщення одиночного заземлювача;
1 – плавкі вставки; 2 – електродвигун; 3 – з'єднуюча смуга; 4 – трубчатий заземлювач

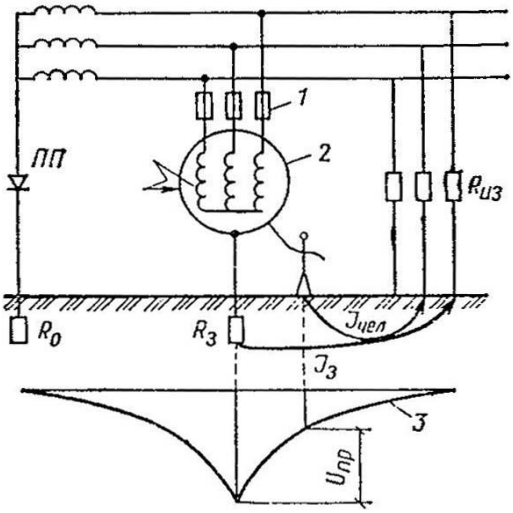

Рис. 7.2 Принципова схема захисного заземлення
ПП – пробивний запобіжник; R_0 – заземлення нульової точки трансформатора; $R_з$ – заземлюючий пристрій; $R_{из}$ – опір ізоляції; $U_{пр}$ – напруження дотику; $I_з$ – струм замикання на землю; $I_{чел}$ – струм, протікаючий через людину; 1 – плавкі вставки; 2 – електродвигун; 3 – графік розподілення потенціалів на поверхні землі

Визначаємо орієнтовну кількість n поодиноких стержневих заземлювачів по формулі:

$$n = \frac{R_в}{[r_з] \cdot \eta_в} = \frac{48}{4 \cdot 1} = 12 \text{ шт.,}$$

де $[r_з]$ – допустимий по нормам опір заземлюючого пристрою, $\eta_в$ – коефіцієнт використання вертикальних заземлювачів (для орієнтовного розрахунку приймаємо $\eta_в = 1$).

Приймаємо розміщення вертикальних заземлювачів по контуру з відстанню між суміжними заземлювачами рівною $2 \cdot l$. По табл. 3.2 та 3.3. [7] знайдемо дійсне значення коефіцієнта використання $\eta_в$ та $\eta_г$, виходячи з прийнятої схеми розміщення вертикальних заземлювачів, $\eta_в = 0{,}66$; $\eta_г = 0{,}39$.

Визначаємо необхідну кількість вертикальних заземлювачів:

$$n = \frac{R_в}{[r_з] \cdot \eta_в} = \frac{48}{4 \cdot 0{,}66} = 18 \text{ шт.}$$

Визначимо загальний розрахунковий опір заземлюючого пристрою R з врахуванням з'єднувальної смуги:

$$R = \frac{R_в \cdot R_г}{R_в \cdot \eta_г + R_г \cdot \eta_в \cdot n} = \frac{48 \cdot 21}{48 \cdot 0{,}39 + 21 \cdot 0{,}66 \cdot 18} = 3{,}76 \text{ Ом.}$$

Правильно розрахований заземлюючий пристрій повинен відповідати умові $R \leq [r_з]$. Розрахунок виконаний вірно, так як $3{,}76 \leq 4$.

Розділ 8

Безпека в надзвичайних ситуаціях

8.1 Техніка безпеки при монтажних роботах

При виробництві монтажних (демонтажних) робіт в умовах діючого підприємства експлуатовані електромережі й інші діючі інженерні системи в зоні робіт повинні бути, як правило, відключені, закорочені, а устаткування і трубопроводи звільнені від вибухонебезпечних, пальних і шкідливих речовин.

Способи стропування елементів конструкцій і устаткування повинні забезпечувати їхню подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного.

Очищення підлягаючих монтажу елементів конструкцій від бруду, і полою варто робити до їхнього підйому.

Елементи, що монтуються під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування й обертання гнучкими відтягненнями.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій час їхнього підйому чи переміщення.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування у висячому положенні.

Не допускається перехід монтажників по встановлених конструкціях і їхніх елементах.

Встановлені в проектне положення елементи повинні бути закріплені так, щоб забезпечувалася їхня стійкість і геометрична незмінюваність.

Не допускається перебування людей під елементами, що монтуються до установки їх у проектне положення і закріплення. При необхідності перебування працюючих під устаткуванням (конструкціями), що монтуються, а також на устаткуванні {конструкціях) повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих.

Фарбування й антикорозійний захист конструкцій і устаткування у випадках, коли вони виконуються на будівельному майданчику, варто робити, як правило, до їхнього підйому на проектну оцінку.

У процесі монтажу конструкцій, чи будинків споруджень монтажники повинні знаходитися на раніше встановлених і надійно закріплених підмостях, як служить для безпечного виконання робіт на висоті монад І м над рівнем землі.

На будівлях, як правило, використовуються інвентарні риштування, підмостки, люльки, які мають паспорти підприємств, що їх виготовляють. Не інвентарні засоби підмощування використовують у виключних випадках з дозволу головного інженера будівельно-монтажної організації, якщо висота не інвентарних риштувань більша за 4 м, їх споруджують за затвердженим проектом.

Для виконання будівельних робіт у межах одного поверху використовують підмості. Їх встановлюють в середині будівлі і переносять краном з одного поверху на інший.

Аналіз нещасних випадків при роботі на риштуванні свідчить, що нещасні випадки відбуваються, головним чином, із-за втрати стійкості риштувань, що викликано різними причинами:

- неправильним і недостатнім кріпленням риштувань до стін, нерівномірним опиранням стойок на грунт;
- перенавантаженням внаслідок накопичення матеріалів і будівельних деталей на настилах риштувань, що перевищує допустимі величини;
- динамічним впливом на елементи конструкцій, риштувань і втратою міцності їх окремих елементів.

До загальних вимог техніки безпеки, що пред'являються до експлуатації риштувань і підмостей, можна віднести:

- міцність конструкцій і надійність їх під час збирання і експлуатації;
- стійкість під час монтажу і в процесі експлуатації;
- наявність міцного огородження, що виключає можливість падіння людей і окремих предметів з висоти, і суцільних настилів, безпечний підйом

робітників і матеріалів.

Конструкція риштувань повинна бути розрахована на стійкість, а окремі елементи - на міцність. Розрахунки несучих елементів, опор, настилів, прогонів виконують, враховуючи масу робітників, (масу матеріалів, тари, транстгортнях засобів тощо).

Для забезпечення стійкості риштувань у поперечному напрямку їх необхідно надійно кріпити до стіни за допомогою анкерів.

Монтажне захисне огородження складається з трьох основних частин: поручня, проміжного елемента і бортової дошки шириною не менше 15 см. Всі дошки повинні бути прибиті з внутрішньої сторони.

Згідно з БНІІІ III-4-80* перильне огородження повинне витримати зосереджене навантаження в 500 Н. Мінімальна висота огородження 110 см. Відомо, що центр ваги людини міститься на рівні 110... 130 см, а коли людина падає по нахиленій кривій, він переміщується нижче, тому така висота огородження захищає людину від падіння.

Демонтаж риштувань проводиться в зворотній послідовності його монтажу, коли з настилів зняті всі матеріали, інструмент і транспортні засоби, спуск елементів риштування здійснюється за допомогою кранів.

Для захисту людей, що перебувають на риштуваннях, від прямого удару блискавки передбачено блискавковідвід.

У будівництві є цілий ряд робіт, де огородження неможливе /на краю перекриття, карнизу тощо/, у цих випадках використовується тільки канатний захист і монтажні пояси.

8.2 Розрахунок такелажних скоб

Такелажні скоби використовують як з’єднувальні елементи окремих ланок різних вантажозахватних пристроїв, а також як самостійні захватні пристрої.

Підібрати і перевірити на міцність такелажну скобу для навантаження S=100 кН.

Розрахунок.

Зусилля, яке діє на скобу:

$$Ð = S \cdot k_{ï} \cdot k_{ä} = 100 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}2 = 132\ êÍ\ ,$$

де S – навантаження, що діє на скобу.

За таблицею 111.8 (див. підручник Инженерные решения по охране труда в строительстве / Г.Г.Орлов, В.И. Булькин, Д.В.Виноградов и др.; Под ред. Г.Г.Орлова. – М.: Стройиздат, 1985. – Справочник строителя) підбираємо за зусиллями P такелажну скобу типорозміром 21.

Перевіряємо вітки скоби вибраного типорозміру на міцність при розтягу:

$$Ð/(2 \cdot F_{ñ}) < m \cdot R_{ð}$$

$$132/(2 \cdot 28{,}26) < 0{,}85 \cdot 210 \cdot 10^{-1}$$

$$2.33\ Ì\ Ï\ à < 17{,}85\ Ì\ Ï\ à$$

де F_c – площа перерізу вітки скоби:

$$F_c = \frac{\pi \cdot d_c^2}{4} = \frac{3{,}14 \cdot 6{,}0^2}{4} = 28{,}26\ см^2$$

Згинаючий момент в штирі:

$$Ì = \frac{Ð \cdot l}{4} = \frac{132 \cdot 11}{4} = 363\ êÍ \cdot ñì\ ,$$

де l – довжина штиря між вітками скоби.

Момент опору перерізу штиря:

$$W = 0{,}1 \cdot d_ш^3 = 0{,}1 \cdot 7{,}2^3 = 37{,}3\ см^3$$

Перевіряємо штир на міцність при згині:

$$\grave{I}\ /W < m \cdot R_{\acute{i}}$$
$$363/37,3 < 0,85 \cdot 210 \cdot 10^{-1}$$
$$9.7\ \grave{I}\ \ddot{I}\ \grave{a} < 17,85\ \grave{I}\ \ddot{I}\ \grave{a},$$

де $d_ш$ – діаметр штиря.

Перевіряємо штир на зріз:

$$\text{Đ}/(2 \cdot F_{ø}) < m \cdot R_{\tilde{n}\eth}$$
$$132/(2 \cdot 40,7) < 0,85 \cdot 130 \cdot 10^{-1}$$
$$1.6\ \grave{I}\ \ddot{I}\ \grave{a} < 11,05\ \grave{I}\ \ddot{I}\ \grave{a}$$

де $F_ш$ – площа перерізу штиря:

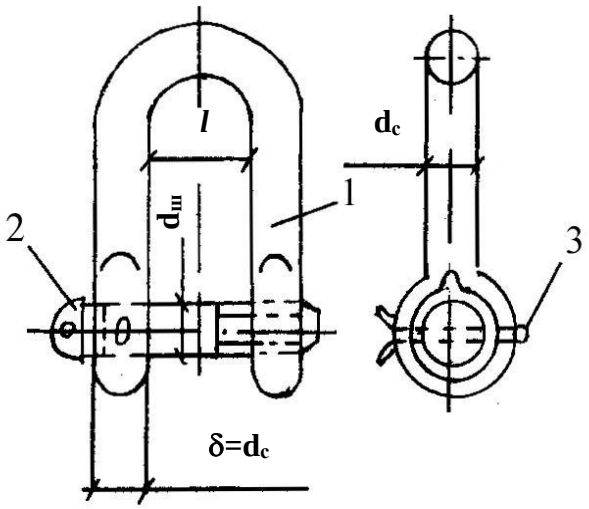

Рис. 8.1. Такелажна скоба

1 – вітка скоби; 2 – штир; 3 – бобишка

$$F_ш = \frac{\pi \cdot d_ш^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 7,2^2}{4} = 40,7\ см^2$$

Перевіряємо скобу на стиск:

$$\text{Đ}/(2 \cdot \delta \cdot d_{ø}) < m \cdot R_{\tilde{n}\grave{i}}$$
$$132/(2 \cdot 6 \cdot 7,2) < 0,85 \cdot 315 \cdot 10^{-1}$$
$$1.53\ \grave{I}\ \ddot{I}\ \grave{a} < 26,7\ \grave{I}\ \ddot{I}\ \grave{a}$$

де δ – товщина бобишки скоби для штиря, см, рівна діаметру вітки скоби d_c.

Розділ 9
Екологія

9.1 Екологічні проблеми будівельної галузі

Охорона навколишнього природного середовища, раціональне використання природних ресурсів, забезпечення екологічної безпеки для життєдіяльності людини – невід`ємна умова сталого економічного та соціального розвитку України.

З цією метою Україна здійснює на своїй території екологічну політику, спрямовану на збереження безпечного для існування живої і неживої природи навколишнього середовища, захисту життя та здоров`я населення від негативного впливу, зумовленого забрудненням навколишнього природного середовища, досягнення гармонійної взаємодії суспільства і природи, охорону, раціональне використання і відтворення природних ресурсів.

Відповідно до закону «Про охорону навколишнього середовища в Україні» основними заходами при розробці даного проекту повинні бути: охорона грунту, повітряного і водного басейну, утилізація відходів. У процесі проектування необхідний ретельний підхід і врахування прийнятих рішень. Екологічний підхід повинен характеризувати проектування, будівництво та експлуатацію будівлі.

Будівництво є яскравим прикладом антропогенної діяльності, що часто справляє серйозну негативну дію не тільки на окремі компоненти навколишнього середовища і їх збереження, але і на стійкість екосистем в цілому.

Сьогодні одним з головних завдань при будівництві стає облік і аналіз всіх антропогенних навантажень на навколишнє середовище і оцінка дій на нього для збереження і підтримки екологічної рівноваги. У місцях будівництва спостерігається високий рівень забруднення повітря, води, ґрунту, що в кінцевому підсумку призводить до зменшення біорізноманіття. Це відбувається на всіх стадіях: при проведенні проектно-пошукових робіт, при влаштуванні доріг і кар'єрів, безпосередньо при виконанні робіт на будівельному майданчику. Тому питання впливу об'єктів будівництва на довкілля є надзвичайно актуальним.

Всі види впливу будівництва на навколишнє середовище можна класифікувати за наступними екологічними ознаками: вилучення з навколишнього середовища і привнесення в навколишнє середовище. Джерелами впливу на екосистеми при будівництві є: нові матеріальні об'єкти, що розміщуються на будівельному майданчику; елементи основної і

допоміжної технологій, функціонування яких є причиною зміни ландшафтів і забруднення навколишнього середовища; об'єкти, життєвий цикл яких пов'язаний з будівництвом або експлуатацією в майбутньому. Всі перераховані дії впливають на стійкість екосистем і знижують якість навколишнього середовища або прямо, або побічно.

Основними джерелами забруднень при будівельних роботах є: буропідривні роботи, влаштування котлованів і траншей, вирубка лісу і чагарника, пошкодження грунтового шару і змив забруднень з будівельного майданчика, утворення звалищ будівельного сміття тощо.

Будівництво створює додаткове екологічне навантаження і спричиняє погіршення здоров'я людей. Вже побудовані будівлі також здійснюють негативний вплив на навколишнє середовище: змінюється рельєф ділянки, змінюється рослинний покрив, на зміну природним насадженням приходять штучні.

9.2 **Забруднення довкілля при зведенні фарбувального цеху**

При виконанні планувальних робіт грунтовий шар повинен заздалегідь зніматися і складуватися для подальшого використання. Зняття і нанесення родючого шару слід проводити, коли грунт знаходиться в немерзлому стані. Не допускається не передбачена проектною документацією вирубка дерев і чагарника, засипка грунтом стовбурів і кореневих шийок деревно-чагарникової рослинності. Знятий родючий шар згортається у тимчасовий відвал з наступним використанням його для влаштування газонів та озеленення території.

Зони роботи будівельних машин і маршрути руху засобів транспорту повинні встановлюватися з урахуванням вимог по запобіганню пошкодженню насаджень.

Вода на будівельному майданчику використовується на виробничі, технологічні й санітарно-побутові потреби. Підключення мережі водопостачання прийнято до існуючих мереж місцевого водопроводу. На будівельному майданчику до тимчасових мереж водопроводу підключені душова, для виробничих потреб, передбачені водозабірні стовпчики.

Тимчасове водопостачання будівельного майданчика розраховується на задоволення максимальної потреби будівництва у воді на період БМР. Фекальні, поверхневі та стічні води підведені до існуючої міської каналізації. При зведенні будинку вода забруднюється твердими домішками , поверхнево активними речовинами (ПАР) , нафтопродуктами , автомобільними маслами.

Забезпечено збір забруднених поверхневих стоків через грязевідстійник та бензомасловловлювач, фільтр з випуском в колектор дощової каналізації, герметизацію випусків систем господарсько-побутової та виробничої каналізації.

За весь період будівництва на будівельному майданчику утворюється велика кількість сміття, яке необхідно вчасно вивозити. Будівельне сміття не скидається через дверні і віконні отвори або з лісів, а спускається по закритих жолобах або в контейнерах безпосередньо в машину і регулярно вивозиться з майданчика або використовується для будівельних потреб. На будівельному майданчику влаштовується сміттєзбірник контейнерного типу.

Необхідно забезпечити заключення відповідних угод на утилізацію відходів виробництва спеціалізованими підприємствами (повна переробка за допомогою спеціальної дробильної техніки).

На будівельному майданчику застосовується будівельна техніка у кількості 4 шт. Необхідно уникнути загазованості повітря робочої зони (може виникнути від роботи двигуна внутрішнього згорання екскаватора і автосамоскида). В повітрі може міститися до 300 міліграм/м^3 відпрацьованих газів бензину, дизельного палива, які можуть викликати отруєння. На машинах і механізмах встановлюються каталітичні фільтри, сприяючі нейтралізації і очищенню відпрацьованих газів.

Перехід будівельних машин на електропривід і застосування електричної енергії для технологічних потреб замість твердого і рідкого палива дозволяє повністю влаштувати шкідливі викиди в атмосферу.

Для запобігання забрудненню грунту і води, необхідний пристрій механізованої і автоматизованої заправки механізмів і організація збору відпрацьованих масел, а при зміні сезону – відправка їх на регенерацію. На пунктах технічного обслуговування машин встановлюються ємкості для збору відпрацьованих нафтопродуктів.

Всі матеріали які передбачається використати на будівництві відповідають екологічним стандартам, а тому не становлять загрози для навколишнього середовища.

Список використаної літератури

1. Методичні вказівки до виконання дипломних проектів спеціаліста та дипломних робіт магістра для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» денної і заочної форми навчання / Ковальчук Я.О., Конончук О.П., Дубіжанський Д.І. – Тернопіль: ТНТУ, 2014. – 51 с.
2. Документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура і правила оформлення: ДСТУ 3008-95, – К., Держстандарт України 1995. – 39 с.
3. ДСТУ–Н Б В.1.1–27:2010. Будівельна кліматологія. – Київ.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
5. Жидкова Т.В. Довідковий посібник до розрахунково-графічної роботи і практичних занять з курсу «Міська кліматологія».–Харків: ХНАМГ, 2008.–24с.
6. ДБН 360-92** «Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень», Держкоммістобудування, 1992. – 131 с.
7. ДБН В.2.2-9:1999. Громадські будинки та споруди: Основні положення. – Київ: Держбуд України, 1999. – 51 с.
8. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель. Мінбуд України. – Київ, 2006. – 68 с.
9. ДСТУ Б В.2.5-25:2005 (ГОСТ 6942-98) Труби чавунні каналізаційні і фасонні частини до них. Технічні умови. Держбуд України. – Київ, 2005. – 26 с.
10. ДСТУ Б В.2.5-31:2007. Трубопроводи попередньо теплоізольовані спіненим поліуретаном для мереж гарячого водопостачання та теплових мереж. Труби, фасонні вироби та арматура. Технічні умови. Мінбуд України. – Київ, 2007. – 88 с.

11. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А. Я. Барашикова. – К.: «Вища школа», 1987. – 416 с.

12. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. Госстрой СССР – М.:1989 – 80 с.

13. ДСТУ Б В.2-6-53:2008. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови. – Київ.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 29 с.

14. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов.– М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.

15. Кудзис А.П. Железобетонные и каменные конструкции: Учеб.пособие. – Часть 2.: Конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений. – М.: Высшая школа, 1989. – 264 с.

16. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.

17. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 166 с.

18. Сперанский И.М. и др. Примеры расчета железобетонных конструкций: Учебн.пособие. – М.: Высшая школа, 1989. – 176 с.

19. Стасюк М. І. Залізобетонні конструкції, Ч. І.: Основи розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами: Навч. Посібник.: ІЗМН, 1997. – 272 с.

20. Мандриков А. П. Примеры расчета железобетонных конструкций. – Москва. Стройиздат, 1989. – 211 с.

21. ДБН 2.6-31:2006. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель. – Київ.: Міністерство будівництва архітектури та житлово-комунального господарства, 2006. – 73 с.

22. ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об’єктів. – Київ.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 34 с.

23. ДБН Д 3.1-5-96. Державні будівельні норми по організації будівництва. – Київ.: Держбуд України, 1996. – 48 с.

24. ДБН Б 2.6-33-2008. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування, влаштування та експлуатації. – Київ.: Держбуд України, 2009. – 63 с.

25. ДСТУ Б В.2.7-224:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Правила контролю міцності. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. – 24 с.

26. ДСТУ Б В.2.7-214:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. – 42 с.

27. Методичні рекомендації з курсу «Залізобетонні та кам’яні конструкції» для напрямку 6.060101 «Будівництво» / О.П. Конончук – Тернопіль: ТНТУ, 2014. – 9 с.

28. СТУ Б В.2.5-38:2008. Інженерне обладнання будинків і споруд. Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. – 123 с.

29. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. – 94 с.

30. В.Г. Атаманюк, Л.Г. Ширгі, Н.І. Акімов. Цивільна оборона: Підручник для вузів / Під ред. Д.І. Михайлика. – М.: Вища школа, 1986. – 207 с.

31. ДБН В.1.1-7-2002. Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держархітектурбуд, 2002. – 62 с.