

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

ІНЖЕНЕРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ ІНСТИТУТ

Кафедра Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА
на тему:**

«ВИРОБНИЧИЙ КОРПУС ЦЕГЕЛЬНОГО ЗАВОДУ »

Чернобай Юлія Сергіївна

Одеса 2020 р.

**ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ
ІНЖЕНЕРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ ІНСТИТУТ**

Кафедра Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій

ЗАТВЕРДЖУЮ
завідувач кафедри
доц. Гілодо О.Ю.

„ ____ ” _____ 2020 року

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
ДО АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА**

на тему:

«ВИРОБНИЧИЙ КОРПУС ЦЕГЕЛЬНОГО ЗАВОДУ»

Виконала студентка групи ПЦБ – 616

Будівництво та цивільна інженерія

(спеціальність)

Промислове та цивільне будівництво

(освітня програма)

Чернобай Юлія Сергіївна

Керівник **Купченко Ю.В.**

к.т.н., доцент

Одеса 2020 р.

ОДЕСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

Інститут: Інженерно-будівельний
Кафедра: Металевих, дерев'яних та пластмасових конструкцій
Освітній рівень: «магістр»
Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Освітня програма: Промислове та цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ

/Декан факультету

„___” _____ 20__ року

ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ АТЕСТАЦІЙНОЇ ВИПУСКНОЇ РОБОТИ
НА ЗДОБУТТЯ ОСВІТЬОГО СТУПЕНЯ МАГІСТРА

Чернобай Юлія Сергіївна

(прізвище, ім'я та по батькові студента)

1. Тема роботи Виробничий корпус цегельного заводу.

затверджена наказом ректора ОДАБА № 562 від «30» квітня 2019 року

2. Керівник роботи

Купченко Юрій Вікторович, к. т. н., доц.

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

3. Строк подання студентом роботи до захисту 21.01.2020

4. Зміст пояснювальної записки за розділами:

P.1. Вступ. Архітектурна частина.

P.2. Розрахунково-конструктивна частина. Інженерно-дослідницька частина.

P.3. Основи і фундаменти.

P.4. Технологія будівельного виробництва.

P.5. Організація будівельного виробництва.

P.6. Економічна частина.

5. Графічний матеріал за розділами

- P.1. Архітектурна частина - 3 листи.
Розрахунково-конструктивна частина - 4 листи.
P.2. Інженерно-дослідницька частина - 1 лист.
P.3. Основи і фундаменти - 1 лист.
P.4. Технологія будівельного виробництва - 1 лист.
P.5. Організація будівельного виробництва - 2 листи.

7. Календарний план виконання роботи:

Види робіт та їх зміст	Дата виконання
Розділ 1. <u>Вступ. Архітектурна частина.</u>	29.10.2019.
Розділ 2. <u>Розрахунково-конструктивна частина.</u> <u>Інженерно-дослідницька частина.</u>	28.11.2019.
Розділ 3. <u>Основи і фундаменти.</u>	17.12.2019.
Розділ 4. <u>Технологія будівельного виробництва.</u>	25.12.2019.
Розділ 5, 6. <u>Організація будівельного виробництва.</u> <u>Економічна частина.</u>	10.01.2020. 14.01.2020.
Остаточне оформлення роботи	16.01.2020.
Направлення роботи на рецензування, перевірку на плагіат	17.01.2020.
Попередній захист роботи на кафедрі	21.01.2020.

8. Консультанти розділів атестаційної випускної роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Перевірив	
		дата	підпис
Розділ 1.	<u>Закарчанин Ю. С.</u>	11.11.19	
Розділ 2.	<u>Кутсенко Ю. В.</u>	12.11.19	
Розділ 3.	<u>Митанський В. М. №70</u>	13.11.2019	
Розділ 4.	<u>Бабій І. М.</u>	09.01.2020	
Розділ 5.	<u>Файзуліна О. А.</u>	11.01.2020	
Розділ 6.	<u>Файзуліна О. А.</u>	11.01.2020 12.01.2020	

9. Дата видачі завдання 5.09.2019.

Зав. кафедри

(підпис)

Гілого О. Ю.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Кутсенко Ю. В.

(прізвище та ініціали)

Студент

(підпис)

Чернобай Ю. С.

(прізвище та ініціали)

Анотація

Одеська державна академія будівництва та архітектури.

Чернобай Юлія Сергіївна.

Інженерно-будівельний інститут, група ПЦБ – 616.

Атестаційна випускна робота на здобуття освітнього ступеня магістра «Виробничий корпус цегельного заводу».

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія. Освітня програма – промислове та цивільне будівництво.

Керівник – Купченко Ю.В., кандидат технічних наук, доцент.

Обсяг роботи: 8 розділів («Архитектурно-будівельний», розрахунково-конструктивний «Сталеві конструкції», іноваційно-дослідницький, «Основи і фундаменти», «Технологія будівельного виробництва», «Організація будівельного виробництва», «Охорона праці і техніка безпеки у будівництві», «Економіка будівництва»), література; сторінок – 189, таблиць – 33, рисунків – 22, креслень – 11.

В Україні надається велике економічне значення подальшому розвитку і зростанню будівельної справи. Враховуючи необхідність більшого обсягу будівельних матеріалів і виробів проектування виробничого корпусу цегельного заводу на півдні держави є актуальною темою.

Проектуєма будівля є одноповерховою однопролітною промисловою спорудою з повним сталевим каркасом. Довжина споруди 138 м, проліт 30 м, мостовий електричний кран вантажопідйомністю 20 т. Будівля виробничого корпусу складається з однопрольотних поперечних рам, розташованих кроком 6 м, і подовжніх елементів каркасу. Склад поперечної рами – колони, нижня (підкранова) частина яких двогілкова, а верхня (надкранова) виконується із зварного двотавра; ригель рами – кроквяна ферма прольотом 30 м з паралельними поясами і трикутною решіткою з додатковими стійками. Подовжні елементи каркасу – зв'язки між колонами, зв'язки між кроквяними фермами, прогони, підкранові конструкції.

Просторова жорсткість будівлі забезпечується зацмленням колон у фундаментах і жорстким диском покриття, а також вертикальними зв'язками між колонами і системою зв'язків між кроквяними фермами покриття споруди.

Статичний розрахунок рами виконано за допомогою спеціалізованої програми для каркасних промислових споруд RAMA-M. Запроектвані основні елементи сталевого каркасу – колонна, кроквяна ферма, прогонове покриття, зв'язки, а також основні вузли каркасу.

Іноваційно-дослідницький розділ виконаний за темою «Прогонова система покриття за розрізною і нерозрізною схемами». Оптимізована система прогонового покриття будівлі заміною розрізних прогонів на нерозрізні з різною кількістю прольотів, розроблені вузли для забезпечення нерозрізності, що в підсумку надало істотну економію сталі.

У розділі «Основи і фундаменти» запроектвані два варіанти фундаментів під несучі колони каркасу – фундамент стовпчастий неглибокого закладання та пальовий фундамент. При розгляді техніко-економічних показників проєктованих варіантів фундаментів було визначено, що найбільш вигідним за вартістю і матеріаломісткістю є варіант фундаменту неглибокого закладання.

У розділі «Технологія будівельного виробництва» розроблена технологічна карта на монтаж сталевого профільованого настилу покриття, визначено монтажний кран МКГ-25БР, проходки крану і місця його стоянок.

У розділі «Організація будівельного виробництва» розроблений календарний план у вигляді лінійного графіка, а також ресурсні графіки. Запроектований об'єктний будівельний генеральний план, визначена тривалість зведення виробничого корпусу – 8,5 місяців.

Розроблені основні питання охорони праці і техніки безпеки під час будівництва виробничого корпусу цегельного заводу.

У розділі «Економіка будівництва» складені локальний кошторис на будівельні роботи, об'єктний кошторис, зведений кошторисний розрахунок вартості об'єкта будівництва складу. Визначено зведений кошторисний розрахунок виробничого корпусу у сумі 60461,395 тис. грн.

Висновок. Враховуючи значний обсяг будівельної справи в Україні і необхідність в будівельних керамічних виробах проектування виробничого корпусу цегельного заводу є актуальною темою.

Одним з головним завдань в галузі будівництва України є раціональне використання, забезпечення надійності і довговічності сталевих конструкцій, зменшення трудомісткості виготовлення та монтажу. У інноваційно-дослідницькому розділі розглянута можливість застосування нерозрізних прогонів для покриття проектуємої будівлі з різною кількістю прольотів, розроблені вузли для забезпечення нерозрізності, що в комплексі призвело до зменшення витрат сталі на улаштування конструкції покриття.

Ключові слова: сталевий каркас, колона, кроквяна ферма, прогін, проліт, стержень.

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture.

Chernobay Yulia Sergiyevna.

Institute of Civil Engineering, group PGS-616.

Certification graduation work to obtain an educational master's degree "Production building of a brick factory".

Specialty 192 – Construction and civil engineering. The educational program is industrial and civil construction.

Adviser – Kupchenko Y.V., PhD., Assistant Professor.

Key words: steel frame, column, steel trusses, beam, span, rod.

Зміст

1. Вступ	9
2. Архітектурно-будівельний розділ	10
3. Розрахунково-конструктивний розділ «Сталеві конструкції»	28
4. Іноваційно-дослідницький розділ	85
5. Розділ «Основи і фундаменти»	110
6. Розділ «Технологія будівельного виробництва»	131
7. Розділ «Організація будівельного виробництва»	146
8. Розділ «Охорона праці і техніка безпеки у будівництві»	165
9. Розділ «Економіка будівництва»	175
10. Література	189

Вступ

В Україні надається велике економічне значення подальшому розвитку і зростанню будівельної справи. Враховуючи необхідність збільшення обсягу будівельних матеріалів і виробів проектування виробничого корпусу цегельного заводу на півдні держави є актуальною темою для виконання атестаційної магістерської роботи.

Мета роботи – запроектувати будівлю виробничого корпусу цегельного заводу в сталевому каркасі. Завдання роботи – забезпечити раціональне використання несучих сталевих конструкцій при проектуванні каркасної будівлі, оптимізувати систему прогонового покриття споруди заміною розрізних прогонів на нерозрізні з різною кількістю прольотів, розробити вузли для забезпечення нерозрізності прогонів.

1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

Консультант : Загорчємний Ю.О.

Дипломник : Чернобай Ю.С.

1.1 . Вихідні дані для проектування

Будівництво розташоване на території м. Миколаїв;

Кліматичний район будівництва - Шв .

Середньорічна температура зовнішнього повітря $t = 9.8^{\circ}\text{C}$, при середній температурі самого спекотного місяця $t = 29.3^{\circ}\text{C}$ і середньої температури самого холодного місяця $t = -7^{\circ}\text{C}$. Середня температура найпрохолоднішої п'ятиденки $t = -20^{\circ}\text{C}$.

Розрахункова температура зовнішнього повітря для проектування опалення $t = -23^{\circ}\text{C}$, для проектування вентиляції: в зимовий період $t = -23^{\circ}\text{C}$, в літній період $t = 29.3^{\circ}\text{C}$.

Тривалість опалювального періоду - 182 днів. Середня температура зовнішнього повітря за опалювальний період $t = 1.2^{\circ}\text{C}$.

Переважає вітер північно-східний в січні з повторюваністю 21 % північний і північно-західний в липні з повторюваністю 23 %.

Швидкісний напір вітру для III району - 47 кг / м^2 .

Нормативне навантаження снігового району для II району - 87 кг / м^2 .

Нормативна глибина промерзання ґрунту - 0.8 м .

Район будівництва не сейсмічний [1] ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво у сейсмічних районах України»

Вибір ділянки будівництва проведений з урахуванням близькості залізничної та автомобільної доріг, наявності уже сформованої житлової забудови. Ділянка визначена генеральним планом міста.

1.2. Генеральний план

Розміщення проектного будинку виробляємо на основі схеми районного планування. Генеральний план цегляного заводу вирішено з урахуванням генерального плану всього промислового району. Він являє

собою комплексне рішення планування забудови, транспорту, інженерно - технічних комунікацій і благоустрою виробничої території.

Генеральний план забудови виробничого корпусу розроблений в масштабі 1: 1000.

На генеральному плані показані основні споруди, дороги, пішохідні доріжки, зелені насадження. Розміщення їх підпорядковане функціональним, протипожежним і санітарним вимогам.

Озеленення ділянки проводиться високими деревами - листяними і хвойними; газонами, засадженими чагарниками і травою.

На одному аркуші з генеральним планом показується роза вітрів. На ній зображується повторюваність і швидкість вітрів протягом року в районі ділянки будівництва. Маючи розу вітрів можемо мати у своєму розпорядженні проєктована будівля відносно сторін світу і по відношенню до панівних вітрам.

Вирішено питання горизонтальної і вертикальної прив'язки.

В'їзд на територію заводу запроектований в двох місцях, виходячи з умови зручності транспортування сировини і готової продукції.

Виробництво керамічних виробів проєктується в складі:

- виробничий корпус цегельного заводу;
- завод керамічних виробів;
- завод великоблочних керамічних виробів;
- адміністративно-побутовий корпус;
- заводоуправління;
- їдальня;
- лабораторний корпус;
- експериментальний цех;
- гараж;
- ремонтно-механічний цех;
- котельня;
- установка мазут котельні;

- трансформаторна підстанція;
- склад готової продукції;
- відкриті майданчики для складування;
- сировинні склади;
- склад зберігання реагентів;
- компресорна;
- вузол споруди водопостачання;
- будівля чергового парку,
- резервуар накопичувач конденсату;
- контрольно-пропускний пункт;
- огороження території.

Виробничий корпус розташований уздовж території бази, ліворуч і праворуч від виробничого корпусу цегельного заводу, відповідно, завод керамічних виробів і сировинні склади.

У південній частині розташовані завод великоблочних керамічних виробів і склад готової продукції.

Таке взаємне розташування виробничих і складських приміщень дає можливість швидко і продуктивно вирішувати питання транспортування сировини і готової продукції, а також створює єдину зону складування.

Енергетичні об'єкти - трансформаторна підстанція, котельня і компресорна станція, існуючі на території бази і розширюються.

Вертикальне планування майданчика вирішена з урахуванням навколишньої забудови і технологічного взаємозв'язку всіх виробництв, що існують відміток автомобільних доріг, залізничних колій.

Система водовідведення на проєктованій ділянці прийнята закритою з відведенням води в дощоприймачі зливової каналізації.

Для обслуговування знову проєктованого виробництва передбачається будівництво залізничних шляхів, проєктовані залізничні колії відносяться до шляхів IV категорії.

Обслуговування автомобільних перевезень бази здійснюється автобазою, розташованої в південно-східній частині міста.

Для забезпечення зручного ввезення і вивезення сировини і готової продукції запроектовані два виїзди на територію бази.

Показники по генплану підприємства:

- площа території в огорожі 6.7 га ;
- площа забудови підприємства 18200м² ;
- площа автомобільних доріг і майданчиків 14700м² ;
- площа озеленення 31000м² ;
- коефіцієнт забудови 27.3 %;
- коефіцієнт озеленення 46.3 %.

1.3. Технологічна частина

На проєктованому заводі виготовляють різні види керамічних виробів: цегла, керамічне каміння, цегла пустотіла, лицьову цеглу, облицювальні плитки і черепицю.

Спосіб виробництва виробів - поточно-конвеєрний.

Відповідно до [2] "Норм проєктування керамічних заводів" проєктом передбачається наступний режим роботи:

- кількість робочих діб на рік - 262;
- то ж для вивантаження сировини з залізничного транспорту - 365;
- кількість робочих змін на добу - 2;
- кількість робочих змін на добу по тепловій обробці - 2;
- кількість робочих змін на добу по відвантаженню готової продукції - 2;
- тривалість робочої зміни в годинах - 8;
- річний фонд часу роботи основного технологічного устаткування в днях - 247;
- річний коефіцієнт використання основного технологічного обладнання - 0.943.

Сировинну масу для виготовлення керамічних виробів формують безпосередньо на заводі. Складові сировинної бази (глинисті матеріали, діатоміти, шлаки, золи, сланці і ін.) Доставляють на територію заводу переважно залізничною колією.

Всі пластичні і непластичні матеріали повинні відповідати відповідним ГОСТу.

Всі компоненти, необхідні для формування виробів доставляються на завод з складів сировини, розташованих безпосередньо біля заводу, де зберігаються у відповідних умовах.

Для вивозу готових виробів з формувальних цехів на склад готової продукції передбачені самохідні візки вантажопідйомністю 5 т.

Загальна схема виробництва керамічних виробів ділиться на три стадії: 1) підготовка керамічної маси і формування виробів; 2) сушка виробів; 3) випал виробів. Кожен з трьох етапів дуже відповідальний і важливий.

При виробництві виробів застосовуються хімічні добавки. Приготування хімічних добавок необхідної консистенції організовано в автоматизованому відділенні з приготування рідких хімічних добавок для технологічного процесу.

Для зберігання, прийому та видачі керамічної глини на завод прийнято автоматизований прирейковий склад ємністю 1500 т за типовим проектом 207248.

Для зберігання, прийому та видачі добавок якісно поліпшують випал виробів прийнятий склад хімічних добавок ємністю 2000 т за типовим проектом 207354.

Для забезпечення виробництва стисненим повітрям технологічним проектом передбачено розширення існуючої компресорної шляхом подовження існуючої будівлі і установки трьох компресорів типу 2ВМ10-50/8.

Для забезпечення тепла проектом передбачається розширення існуючої котельні. У розширюється частини котельні передбачена установка трьох котлів типу ДЕ 25-14ГМ.

1.4. Конструктивні рішення

Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення проекрованої будівлі прийняті з урахуванням:

- максимального застосування уніфікованих конструкцій і деталей заводського виготовлення;
- максимального використання типових рішень;
- максимального використання загальномайданчикові уніфікації.

Підбір конструктивних елементів [3] ДСТУ Б В.2.2-29:2011 «Будівлі підприємств. Параметри.» виробляємо за відповідними каталогами, альбомами, серіям, ГОСТу, підручниками. Нижче наводиться вибір деяких конструктивних рішень.

Фундаменти - залізобетонні, ступінчасті, монолітні. Самонесучі стінові цокольні панелі встановлюємо на фундаментні балки (номінальна довжина балок 6 м), що спираються кінцями на фундаментні колони. Верхня межа фундаментних балок розташовується на 30 мм нижче рівня чистої підлоги.

Колони вибираємо виходячи з величини прольоту і його висоти; типу підйомно-транспортного механізму, його вантажопідйомності і застосовуємо металеві колони складеного перерізу.

Покриття застосовуємо наступного типу. Сталевий профільований настил по прогонах. Номінальна довжина прогону - 6 м .

Підкранові балки вибираємо в залежності від вантажопідйомності підйомно-транспортного устаткування. Застосовуємо сталеві підкранові балки двотаврового перетину. Номінальна довжина балок 6 м . Висота перерізу балок залежить від вантажопідйомності кранів і становить 1.0 м .

Зовнішні стіни. У проекті передбачено застосування двох різних видів стінових панелей: стінові панелі залізобетонні номінальною довжиною 6 м і висотою 1.2 м ; сталеві стінові панелі типу "сендвіч". Цегляну кладку застосовуємо тільки для окремих ділянок стін, в обрамленні воріт і інших місцях, де типові панелі не можуть бути встановлені. Торцеві панельні стіни кріпляться до колон торцевого фахверка, які встановлюються з кроком 6 м по довжині стінових панелей.

Покрівля влаштовується з рулонних матеріалів з пристроєм утеплювача (плитковий пінополістирол) і пароізоляції (шар пергаміну).

Світлові прорізи в стінах мають вигляд стрічок, розташованих уздовж будівлі в один ярус. Заповнюються отвори окремими блоками, які виконуються з металопластику. Блоки мають номінальну довжину 3 м і номінальну висоту 1.2 м .

Підлоги проектується відповідно до призначення даного приміщення, в залежності від характеру впливів на підлогу і спеціальних вимог до нього. Вид статі вказано в пункті 1.16. «Внутрішнє оздоблення приміщень».

Проектуючи виходи з будівлі приймаємо ширину зовнішніх дверей 1040 мм . Габарити воріт підбираємо відповідно до виду використовуваних транспортних засобів. Приймаємо розсувні ворота з розміром 4035x3790 мм. Ворота приймаємо металеві, а двері - металопластикові. Із зовнішнього боку дверей робимо похилі бетонні майданчики.

Відповідно до встановлених правил стіни і колони каркаса будівлі прив'язуємо до базису осей наступним чином:

- зовнішня грань крайніх колон каркаса і внутрішня поверхня стін поєднується з поздовжньою розбивочною віссю (прив'язка 250 мм);
- колони рядів фахверка розташовуються в такий спосіб: поперечна вісь збігається з геометричною віссю колони фахверка;
- геометрична торцевих колон основного каркаса повинна зміщуватися з поперечної розбивочної осі всередину будівлі на 500 мм ;

- відстань від поздовжньої розбивочної осі до осі підкранової рейки приймаємо 750 мм , тому що будівля обладнана електричними мостовими кранами вантажопідйомністю до 20 т.

1.5 . Опалення, вентиляція і тепловодогазопостачання

Джерелом теплогазопостачання служитиме розширювана котельня бази "Будіндустрія".

Теплоносієм для систем опалення та вентиляції виробничого корпусу цегельного заводу та адміністративно-побутового комплексу, складів сировини, реагентів і хімічних добавок, компресорної та насосних прийнята перегріта вода з параметрами $t_{\text{від}} = 150 \text{ }^{\circ}\text{C}$ і $t_{\text{обр}} = 70 \text{ }^{\circ}\text{C}$ [4] ДБН В.2.5-67:2013 «Опалення, вентиляція та кондиціонування».

Теплоносієм для систем опалення та вентиляції складів заповнювачів, відділення хімічних добавок і мазутонасосних, а також для потреб побутового гарячого водопостачання прийнятий насичений пар $P = 3 \text{ атм.}$ Редуційний на вводах в будівлю.

Опалення будинків здійснюється за рахунок перегріву припливного повітря, а також місцевими підігрівальні приладами.

Вентиляція будинку прийнята припливно-витяжна з механічним і природним спонуканням. Для локалізації шкідливих в місцях їх виділення передбачені місцеві і технологічні відсмоктувачі.

Прокладка теплових мереж передбачена, в основному, надземним способом, спільно з трубопроводами стисненого повітря.

Відповідно до технічних умов проектом передбачено будівництво позамайданчикових газопроводу високого тиску.

1.6 . Водопостачання і каналізація

Відповідно до технічних умов вода на питні цілі буде надходити з мережі міс.водопроводу. Для цієї мети передбачено будівництво

позамайданчикових мережі діаметром 200 мм , довжиною 1230 м з підключенням до мережі міс.водопроводу.

Виробниче водопостачання передбачається від міс.водопроводу.

Скидання виробничих і побутових стоків передбачається в насосну станцію № 2. Відповідно до технічних умов в проекті передбачено пайову участь в будівництві насосної станції № 2 і прокладка каналізаційного колектора діаметром 600 мм [5] ДБН В.2.5-74:2013 «Водопостачання. Основні положення проектування» загальною протяжністю 580 м .

Відведення зливових вод передбачається в закритий колектор зливної каналізації.

Дощові води перед скиданням в колектор піддаються очищенню .

З метою економії витрат води та скидання стоків проектом передбачено влаштування системи оборотного водопостачання.

1.7 . Електропостачання та електрообладнання

Відповідно до технічних вимог для зовнішнього електропостачання бази передбачається будівництво двотрансформаторної підстанції з відгалуженнями від діючої дволанцюгової високовольтної лінії 110 кВ.[6] ДБН В.2.5-23:2010. «Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення».

Живлення споживачів заводу передбачається від РУ 6 кВ двома кабельними лініями 6 кВ.

У проектованому виробничому приміщенні споруджується ЦРП - 6 кВ, а в компресорній РУ - 6 кВ.

Сумарна встановлена потужність 93/2 кВт.

Сумарна потужність трансформаторів 5230 кВА.

Розподіл енергії за існуючими і проектованим підстанцій бази прийнято по радіально-магістральною схемою.

1.8 . Автоматизація

Проектом передбачена автоматизація технологічних процесів і санітарно-технічних систем і установок.

Передбачений проектом об'єм автоматизації дозволить поліпшити роботу всього виробництва, вивільнити частину обслуговуючого персоналу, збільшити випуск готової продукції, підвищити термін служби технологічного устаткування і знизити собівартість продукції в порівнянні з аналогами неавтоматизованими виробництвами.

Обрана апаратура забезпечує задану міцність контролю і по всьому виконанню відповідає умовам експлуатації.

1.9 . Зв'язок і сигналізація

На проектованому виробництві передбачається наступні види зв'язку і радіофікації:

- адміністративно-побутова господарська зв'язок;
- диспетчерська телефонний зв'язок;
- технологічна телефонний зв'язок;
- розподільчий-поштовий зв'язок;
- радіофікація.

Телефонні апарати Panasonic передбачено включити в телефонну станцію координатної системи типу АТСК-524 ємністю 50 номерів, розміщених в адміністративно-побутовому корпусі.

Диспетчерська телефонний зв'язок забезпечує підвищену оперативність і привілейованість встановлення прямого зв'язку диспетчера з різними ділянками виробництва. Для цього передбачається установка оперативного зв'язку типу "Псков - I " .

Для узгодженості та оперативності роботи складу наповнювачів і складу хімічних добавок передбачається технологічна телефонний зв'язок,

яка забезпечується установкою абонентського телефонного комутатора типу АТК - 6.

Для організації єдиної служби часу проектом передбачається установка електронний годинник.

З огляду на особливість проектованого виробництва, проектом передбачено влаштування пошукової зв'язку, призначеної для передачі розпоряджень, повідомлень і оперативного пошуку осіб, з якими неможливо встановити двосторонній зв'язок.

Радіофікація передбачається від міської радіотрансляційної мережі.

Відповідно до технічних умов НОД - 15 проектом передбачена прямий зв'язок кабінету директора, кабінету головного інженера та інших відповідальних осіб бази "Будіндустрія" з товарною конторою і диспетчером залізничної станції.

1. 10 . Побутове обслуговування

Побутове обслуговування працюючих передбачено в триповерховому адміністративно-побутовому корпусі і побутових приміщеннях, вбудованих в запроектованих будівлях котельні та компресорної.

Будівництво та архітектура прийнято в повному обсязі відповідно до вимог норм.

Для гардеробні-душових блоків прийнята зальних планування.

Приміщення культурного обслуговування (червоний куточок, приміщення громадських організацій і т.д.) передбачені в адміністративно-побутовому корпусі.

1.1 1 . Громадське харчування

Громадське харчування працюючих передбачено в їдальні на 75 посадкових місць, розташованої на 1-му поверсі адміністративно-побутового корпусу.

Кількість посадочних місць прийнято з розрахунку 4-х чоловік працюють у найчисельнішу зміну на одне посадочне місце.

1.1 2 . Медичне обслуговування

Медичне обслуговування працюючих на цегельному заводі та інших об'єктах, розташованих на території бази, передбачено в фельдшерському пункті, розташованому на 1-му поверсі адміністративно-побутового корпусу.

1.13 . Спеціальні заходи і роботи

Безпечна експлуатація будівель і споруд забезпечується дотриманням всіх вимог існуючих норм і правил вибухо- і пожежобезпеки.

Протипожежні заходи передбачають:

- організацію необхідної кількості евакуаційних виходів з приміщень відповідно до вимог протипожежних норм;
- пристрій пожежних сходів і виходів на покрівлю та ліхтарі цеху, адміністративно-побутових приміщень і котельні.

Заходи по боротьбі з шумом полягає в вигороджування гучних виробничих ділянках і вентообладнання глухими перегородками, встановлення обладнання з динамічними навантаженнями на звуко- і віброізолюючого пристрою.

Антикорозійний захист будівельних конструкцій прийнята відповідно до вказівок [7] ДСТУ Б В.2.6-193:2013 «Захист металевих конструкцій від корозії. Вимоги до проектування» і передбачає:

- забарвлення всіх сталевих конструкцій маслянистими фарбами по масляному ґрунту з залізним суриком;
- захист відкритих поверхонь закладних і з'єднувальних елементів, а також монтажних зварних швів, недоступних для систематичного огляду, шляхом металізації цинком;
- захист відкритих поверхонь закладних і з'єднувальних елементів забарвленням маслянистими фарбами.

Всі конструкції фундаментів запроектовані з бетону особливої щільності на портландцементі з маркою по водонепроникності В-8 з водоцементним ставленням 0.45 і водопоглинанням не більше 4.2 за масою. Передбачено захист поверхні фундаментів стикаються з ґрунтом, двома шарами гарячої бітумної мастики по шару холодної бітумної ґрунтовки.

Гідроізоляція підвалів, підземних каналів та галерей запроектована оклеючою із захисною стінкою з цегли завтовшки 120 мм .

Для захисту від блискавок виробничих корпусів передбачена укладання сітки по верху залізобетонних плит із сталевого дроту \varnothing 6 мм з осередками не більше 150 x 150 мм .

1.1 4 . Промислова естетика

Промислова естетика передбачає комплекс заходів для створення найбільш сприятливих умов праці для працюючих в основних виробничих корпусах.

Для оздоблення фасаду прийняті перхлорвінілові фарби ХФК. Колірна забарвлення фасадів вирішена в нейтральних і теплих тонах малої насиченості з урахуванням колірного рішення навколишньої забудови.

Для деталей фасадів (вікон, воріт, елементів вентиляційної системи, пожежних сходів) прийняті тони середньої яскравості і великий насиченості.

Колірна оздоблення інтер'єрів виробничих і допоміжних приміщень прийнята відповідно СН 181-80 і альбомом "Інтер'єри адміністративно-побутових приміщень промислових підприємств".

Для колірної обробки інтер'єрів прийняті теплі, холодні і нейтральні (в залежності від орієнтації і температурно-вологісного режиму приміщень) тони малої і середньої насиченості.

Сигнально-попереджувальний і пізнавальна забарвлення елементів технологічного обладнання, будівельних конструкцій і промпроводок прийнята в яскравих тонах середньої та великої насиченості відповідно до [8]

ГОСТ 15548 " Кольори сигнальні і знаки безпеки для промислових підприємств " .

1.15 . Об'ємно-планувальні рішення

Проектована будівля - цегляний завод являє собою одноповерхову промислова будівля з повним металевим каркасом, рішенням в збірному варіанті.

Будівля складається з одного прольоту в 30 м . Довжина будівлі 138 м . Крок колони 6 м . За крайніх рядах торцевих стін передбачено пристрій фахверкових колон. Висота до низу несучих конструкцій покриття 8. 4 м .

Просторова жорсткість будівлі забезпечується закріпленням колони в фундаментах і шарнірним з'єднанням з жорстким диском покриття, а також вертикальними зв'язками по колонам.

У поздовжніх стінах передбачається пристрій вікон.

Завод обладнаний мостовим електричним краном вантажопідйомністю 20 т.

У проектованому цеху розміщуються такі приміщення:

- цех формування виробів;
- цех випалу виробів;
- ремонтно-механічний цех;
- складське приміщення;
- контрольно-технічний пункт.

1.16 . Зовнішнє оздоблення будівлі

Для обробки фасадів приймаємо перхлорвінілові фарби. Зовнішні вхідні двері, ворота і віконні рами фарбуються масляними фарбами два рази.

Колірна оздоблення фасадів вирішена в нейтральних і теплих тонах малої насиченості з урахуванням колірного рішення навколишнього середовища.

Для зовнішньої обробки стінових панелей і цегляних стін - вставок приймаємо розшивку швів.

Для деталей фасадів (вікон, воріт, дверей) прийняті тони середньої яскравості, яскравості, малої та великої насиченості.

1.17 . Внутрішнє оздоблення приміщень

Внутрішнє оздоблення приміщень виконують наступним чином (представлена у вигляді таблиці 1.1):

Таблиця 1.1 - Внутрішнє оздоблення приміщень

приміщення	вид обробки
Цех формування виробів	підлога - бетонна; покриття стелі - вапняна забарвлення в білий колір; стіни і перегородки - вапняна забарвлення; обробка - зачеканення і затирка швів.
Цех випалу виробів	підлога - бетонна; покриття стелі - вапняна забарвлення в білий колір; стіни і перегородки - вапняна забарвлення; обробка - зачеканення і затирка швів.
Ремонтно-механічний цех	підлога - бетонна, місцями - лінолеум; покриття стелі - вапняна забарвлення в білий колір; стіни - вапняне і масляне фарбування; обробка - зачеканення і затирка швів.
Складське приміщення	підлога - бетонна; покриття стелі і стіни - олійне фарбування; обробка - зачеканення і затирка швів.
Контрольно-технічний пункт	підлога - бетонна; покриття стелі і стіни - масляне і вапняне фарбування; обробка - зачеканення і затирка швів.

Для колірної обробки внутрішніх приміщень прийняті теплі, холодні і нейтральні (в залежності від орієнтації і температурно-вологісного режиму приміщень) тони малої і середньої насиченості.

Сигнально-попереджувальний і пізнавальна забарвлення елементів технологічного обладнання, будівельних конструкцій і промпроводок прийнята в яскравих тонах середньої та великої насиченості.

1.18. Охорона навколишнього середовища

При проектуванні промислових підприємств передбачають економічного використання виділеної земельної ділянки відповідно до вимог норм «Планування і забудова міст, селищ і сільських населених пунктів», а також ефективні засоби захисту навколишнього середовища, застосування оборотного водопостачання. При введенні підприємств в експлуатацію необхідний обов'язковий введення споруд, пов'язаних із захистом навколишнього середовища.

При будівництві в межах міста або промислового вузлі майданчик ув'язується з проектами планування і забудови цих районів відповідно до вимог [9] СН-245-71 «Санітарні норми проектування промислових підприємств». Вибір будівельного майданчика здійснюється відповідно до Земельного законодавства країни з дотриманням санітарних норм у розмірі граничної концентрації шкідливих викидів в атмосферу, протипожежних норм, раціонального водопостачання, охорони водойм, ґрунтів та атмосферного повітря, доцільного розселення робітників і їх доставки на підприємство.

Для розміщення промислових підприємств, як правило, використовують малопродатні землі і враховують витрати по відшкодуванню збитків від використання природних земель. На підприємстві передбачені санітарні лабораторії для постійного контролю:

- за санітарно-гігієнічними нормативами в цехах;

- за вмістом шкідливих речовин, що містяться у викидах в атмосферу на території підприємства і санітарно-захисної зони (вимоги [10] СН-369 «Вказівка з розрахунку розсіювання в атмосфері шкідливих речовин, що містяться у викидах підприємств»);

- за рівнем шуму вібрації (вимоги норм «Захист від шуму»);

- за стічними водами у водойми або міську каналізацію (вимога СН 496 «Тимчасова інструкція з проектування споруд для очищення поверхневих стічних вод»);

- за дотриманням режиму відведення та експлуатації території для відходів і покидьків;

- за забрудненням ґрунту промисловими відходами.

На території бази передбачена оборотна система водопостачання з очищенням в насосній станції оборотного водопостачання виробничого корпусу, а також очисні споруди дощових вод з резервуаром очищених вод.

2. СТАЛІВІ КОНСТРУКЦІЇ

Консультант: Купченко Ю.В.

Дипломник: Чернобай Ю.С.

2.1. Основні дані для проектування

Проектуєма будівля виробничого корпусу – каркасна, складається з однопрольотних поперечних рам і подовжніх елементів каркасу. Склад поперечної рами – колони, нижня (підкранова) частина яких двогілкова, а верхня (надкранова) виконується із зварного двотавра; ригель рами – кроквяна ферма прольотом 30 м з паралельними поясами і трикутною з додатковими стійками решіткою. Подовжні елементи каркасу – зв'язки між колонами, зв'язки між кроквяними фермами, прогони, підкранові конструкції.

Основні дані:

- 1 - Проліт поперечної рами каркаса (L) - 30 м.
- 2 - Крок поперечних рам (B) - 6 м.
- 3 - Відмітка верху кранової рейки (H_1) - 5.15 м.
- 4 - Вантажопідйомність крана - $Q = 20$ т.
- 5 - Режим роботи крана - середній.
- 6 - Район будівництва – м. Миколаїв.
- 7 - Матеріали конструкцій:
 - ферм і колон - сталь С245;
 - фундаментів - бетон В20.

2.2. Додаткові дані для проектування

- 1 - Характеристичні снігові і вітрові навантаження:

За даним району будівництва знаходимо ([11], ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи») характеристичні снігові і вітрові навантаження і виписуємо їх в таблицю 2.1.

Таблиця 2.1 - Характеристичні снігові і вітрові навантаження

Місце будівництва	Характеристичне навантаження, Па	
	снігове S_0^H	вітрове ω_0^H
Миколаїв	870	470

2 - Поправочний коефіцієнт « k_z » зростання швидкісного напору вітру по висоті залежить від типу місцевості висоти над поверхнею землі.

Таблиця 2.2 - Значення поправочних коефіцієнтів « k_z » на зростання швидкісних напорів вітру по висоті

Тип місцевості	Висота над поверхнею землі, м		
	10	20	40
А	1.0	1.25	1.50

3 - Вибір типу мостового крана.

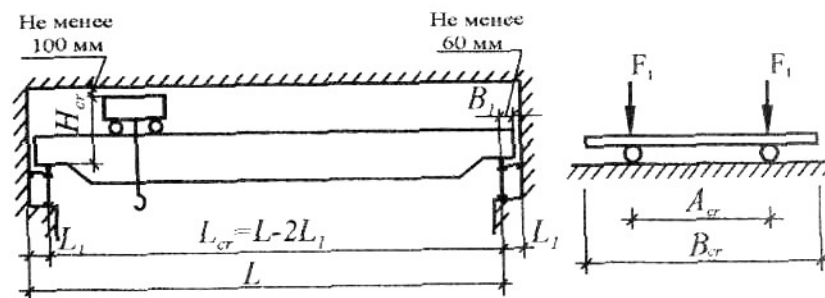


Рис. 2.1 - Схема розташування коліс на підкрановій балці

Таблиця 2.3 - Характеристики мостового крана

Грузопод. крана Q		проліт будівлі	Розміри, мм			Максимал. давл. коліс		Вага тел. Gm, кН	Вага кр. з тел. Gк, кН	Тип кранів. рейки	Висота рейки hp, мм
Гл. гак	Всп. гак		Hcr	Bcr	Acr	F1, кН	F2, кН				
20	5	30	2400	6200	5000	200	-	63	332	Кр-70	120

2.3. Компонувача частина - розробітка схеми і конструкції поперечної рами каркаса будівлі

2.3.1. Визначення основних розмірів поперечної рами.

На підставі вихідних даних, зазначених у завданні на виконання дипломного проекту, використовуючи основні положення по уніфікації об'ємно-планувальних і конструктивних рішень промислових будівель, а також літератури з металевим конструкціям приймаємо конструктивні

рішення несучих та огорожуючих конструкцій і виробляємо прив'язку їх до базису осей будівлі.

а) Приймаємо прив'язку $a_0 = 250$ мм.

б) Визначення вертикальних габаритів поперечної рами:

Відстань від головки кранової рейки до низу несучої конструкції:

$$H_2 = H_{cr} + 100 + \int \square 2400 + 100 + 300 = 2800 \text{ мм.}$$

де H_{cr} - висота мостового крана (Таблиця 2.3);

f - прогин конструкції покриття;

100 - розмір безпечного зазору між верхньою точкою візка крана і конструкцією покриття.

в) Повна висота цеху H_0 - відстань від підлоги цеху до низу конструкції покриття у колони:

$$H_0 = H_1 + H_2 = 5150 + 2800 = 7950 \text{ мм.}$$

Приймаємо $H_0 = 8.4$ м (кратно 1.2 м).

г) Довжина верхньої частини колони H_B .

Цей розмір визначається відстанню від низу підкранової балки до низу ферми ригеля:

$$H_6 = H_2 + h_{пб} + h_p,$$

де $h_{пб} = 1000$ мм - висота підкранової балки;

$h_p = 120$ мм - висота кранової рейки (таблиця 2.3).

$$H_6 = 2800 + 1000 + 120 = 3920 \text{ мм}$$

д) Довжина нижньої частини колони (H_H) визначається відстанню від низу бази колони до низу підкранової балки:

$$H_H = H_0 - H_6 + h_6$$

де $h_6 = 800$ мм - заглиблення бази колони нижче рівня підлоги.

$$H_H = 8400 - 3920 + 800 = 5280 \text{ мм}$$

2.3.2. Визначення висоти поперечного перерізу колони.

а) Висота h_e перетину верхньої частини колони визначається з умови забезпечення необхідної жорсткості колони і повинна бути рівною не менше $1/12 H_n$.

приймаємо $h_e = 450 \text{ мм}$.

б) Висота h_n перетину нижньої частини колони призначається залежно від вантажопідйомності крана і висоти цеху не менше $1/20 H_n$ і дорівнює:

$$h_n = L_1 + a_0,$$

де $L_1 = 750 \text{ мм}$ - уніфікований розмір між розбивочною віссю колони і віссю підкранової балки;

$a_0 = 250 \text{ мм}$ - прив'язка зовнішньої грані колони до розбивочної осі.

$$h_n = 750 + 250 = 1000 \text{ мм}$$

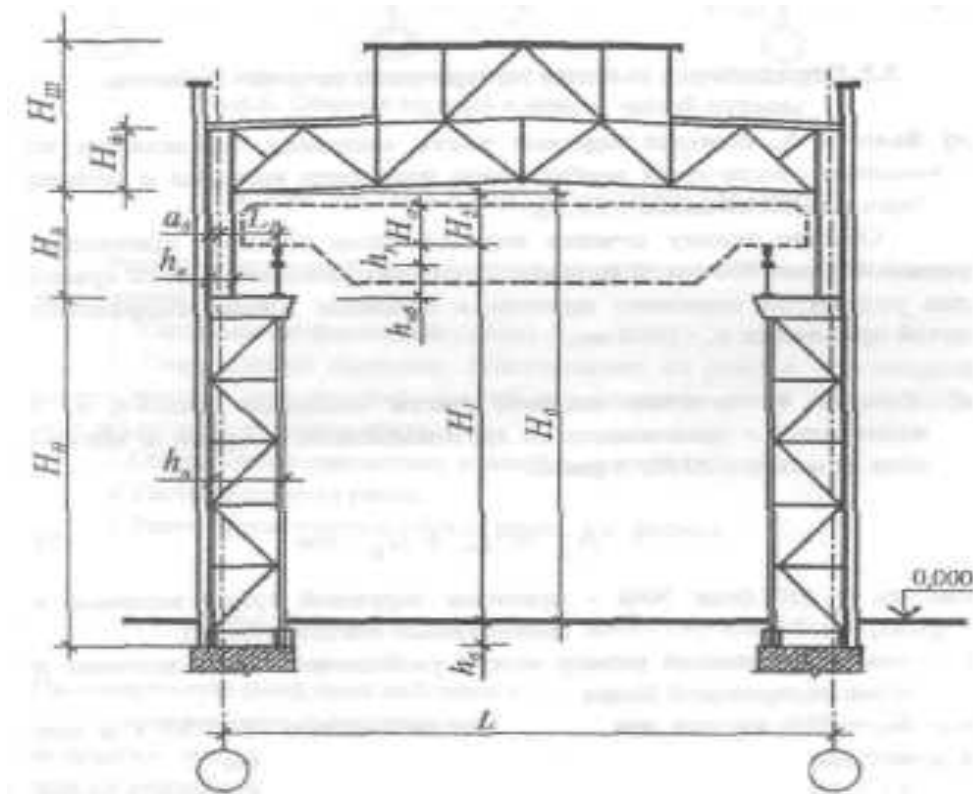


Рис. 2.2 - Схема поперечної рами однопролітного будівлі

2.4. Розрахунково-конструктивна частина

2.4.1. Визначення навантажень, що діють на раму.

На поперечну раму цеху діють:

- постійні навантаження: власна вага покрівлі і конструкцій покриття, вага колони і підкранових балок і вага стінових панелей при їх закріпленні на колони;

- тимчасові навантаження: технологічна (від мостових кранів) і атмосферна (вплив снігу і вітру).

а) Постійні навантаження.

Знаходимо величину навантаження на 1 м^2 покриття в табличній формі (таблиця 2.4).

Таблиця 2.4 - Постійні навантаження на 1 м^2

Навантаження	Характеристичне навантаження в $\text{Н} / \text{м}^2$	Коефіцієнт надійності за навантаження γ	Розрахункове навантаження в $\text{Н} / \text{м}^2$
3 шари євроруберойду	150	1.3	195
Утеплювач з пінополістиролу; $\rho = 1000 \text{Н} / \text{м}^2$; 0.05×1000	50	1.3	65
Пароізоляція, один шар пергаменту	50	1.3	65
Сталевий профільований настил	125	1.05	131
Прогони при $l = 6 \text{ м}$	80	1.05	84
Кроквяні ферми зі зв'язками (попередньо)	300	1.05	315
Разом:	$g_{\text{кр}}^H = 755$		$g_{\text{кр}} = 855$

Тоді розрахункове навантаження на одиницю довжини ферми буде дорівнює:

$$q_n = g_{\text{кр}} \times B = 855 \times 6 = 5130 \text{ Н/м}.$$

б) Снігове навантаження.

Визначаємо розрахункову рівномірно розподілене навантаження від снігу за формулою:

$$S_p = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C \cdot B = 1.04 \cdot 0.87 \cdot 1 \cdot 6 = 5.43 \quad (\text{кН} / \text{м}^2),$$

де S_0^H - вага снігового покриву на 1 м^2 покрівлі в $\text{кН} / \text{м}^2$ (таблиця 2.1);

$\gamma_{fm} = 1,04$ - коефіцієнт надійності;

B - крок кроквяних ферм в м;

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,$$

μ - коефіцієнт переходу від снігового покриву землі до снігового навантаження на покрівлю (при ухилі покрівлі $\alpha \leq 25^\circ$ $\mu = 1$).

в) Вітрове навантаження.

Дія вітру на спорудження викликає тиск як з навітряного боку (активний тиск), так і з підвітряного боку (відсмоктування). Вітрове навантаження до висоти 10 м від поверхні землі приймається постійною, а вище - збільшується за лінійним законом.

Вітрове навантаження на колони рами передається панелями стінового огороження у вигляді розподіленого навантаження. інтенсивність ω_z вітрового тиску визначається за формулою:

$$\omega_z = \omega_0^n \times k_z \times \gamma_{fm} \times B$$

де ω_0^n - характеристичний швидкісний тиск вітру в кН / м² (таблиця 2.1);

k_z - коефіцієнт, що враховує зміну швидкісного напору по висоті з урахуванням типу місцевості (таблиця 2.2);

$\gamma_{fm} = 1.4$ - коефіцієнт надійності;

B - крок кроквяних ферм в м.

$$\omega_{z10} = 0.47 \times 1 \times 1.4 \times 6 = 3.95 \text{ кН/м}$$

$$\omega_{z20} = 0.47 \times 1.25 \times 1.4 \times 6 = 4.94 \text{ кН/м}$$

значення ω_z для позначки 12.100 м буде наступне:

$$\omega_{z12.100} = 0.47 \times 1.05 \times 1.4 \times 6 = 4.15 \text{ кН/м.}$$

Значення вітрового тиску на колону окремо активного (з навітряного боку) і відсмоктування (з підвітряного боку) можна визначити, якщо отримане тиск вітру відповідно помножити на аеродинамічні коефіцієнти - $c_{\text{акт}} = 0.8$ і $c_{\text{отс}} = 0.6$:

$$\omega_{z \text{ акт.}} = 0.8 \times \omega_{z \text{ экв.}}; \quad \omega_{z \text{ отс.}} = 0.6 \times \omega_{z \text{ экв.}}$$

еквівалентне навантаження $\omega_{z \text{ экв.}}$ знаходиться наступним чином:

$$\omega_{\text{эКВ.}} = \frac{\omega_{z10} \times z_1 + 0.5 \times (\omega_{z10} + \omega_1) \times z_2}{z_1 + z_2},$$

де ω_{z10} і ω_1 - інтенсивності вітрового тиску відповідно на позначці $z = 10 \text{ м}$ і на рівні нижнього пояса ферми у колони в кН / м ;

z_1 і z_2 - довжини ділянок вітрового тиску по висоті колони в м.

В даному випадку еквівалентне навантаження буде дорівнює:
 $\omega_{\text{эКВ.}} = 3.95 \text{ кН/м}$.

$$\omega_{z \text{ акт.}} = 0.8 \times \omega_{z \text{ экв.}} = 0.8 \times 3.95 = 3.16 \text{ кН/м}$$

$$\omega_{z \text{ стс.}} = 0.6 \times \omega_{z \text{ экв.}} = 0.6 \times 3.95 = 2.37 \text{ кН/м}$$

Вітрова навантаження на намет каркаса.

Вітрова навантаження, розташована вище нижнього пояса кроквяних ферм приводиться в зосередженої сили W , умовно додаток до нижнього поясу ферми:

$$W = 0.5 \times (\omega_1 + \omega_2) \times H_{\text{ш}} \times (\omega_{z \text{ акт.}} + \omega_{z \text{ стс.}})$$

де ω_1 і ω_2 - інтенсивності вітрового тиску на рівні відповідно нижнього пояса ферми і коника в кН / м ;

$H_{\text{ш}}$ - висота намету в м.

Висота намету:

$$H_{\text{ш}} = 3150 + 15000 \times 0.015 = 3375 \text{ мм}.$$

$$W = 0.5 \times (3.95 + 4.15) \times 3.375 \times (3.16 + 2.37) = 75.59 \text{ кН}$$

г) Кранові навантаження.

При русі мостового крана його колеса передають кранового рейки вертикальне тиск F (власна вага крана, вагу вантажу, положення візка) та горизонтальні сили T (сили гальмування).

Навантаження визначається від двох кранів сблизившихся впритул. Її можна визначити по лініях впливу опорних реакцій підкранових балок.

$$a_1 = B - (B_{\text{кр}} - A_{\text{кр}}) - A_{\text{кр}} = 6 - (6.2 - 5) - 5 = -0.2 \text{ м};$$

$$a_2 = B - (B_{\text{кр}} - A_{\text{кр}}) = 6 - (6.2 - 5) = 4.8 \text{ м};$$

$$a_3 = B = 6 \text{ м};$$

$$a_4 = B - A_{\text{кр}} = 6 - 5 = 1 \text{ м}.$$

тоді: $y_2 = 4.8/6 = 0.8$, $y_3 = 6/6 = 1$, $y_4 = 1/6 = 0.17$.

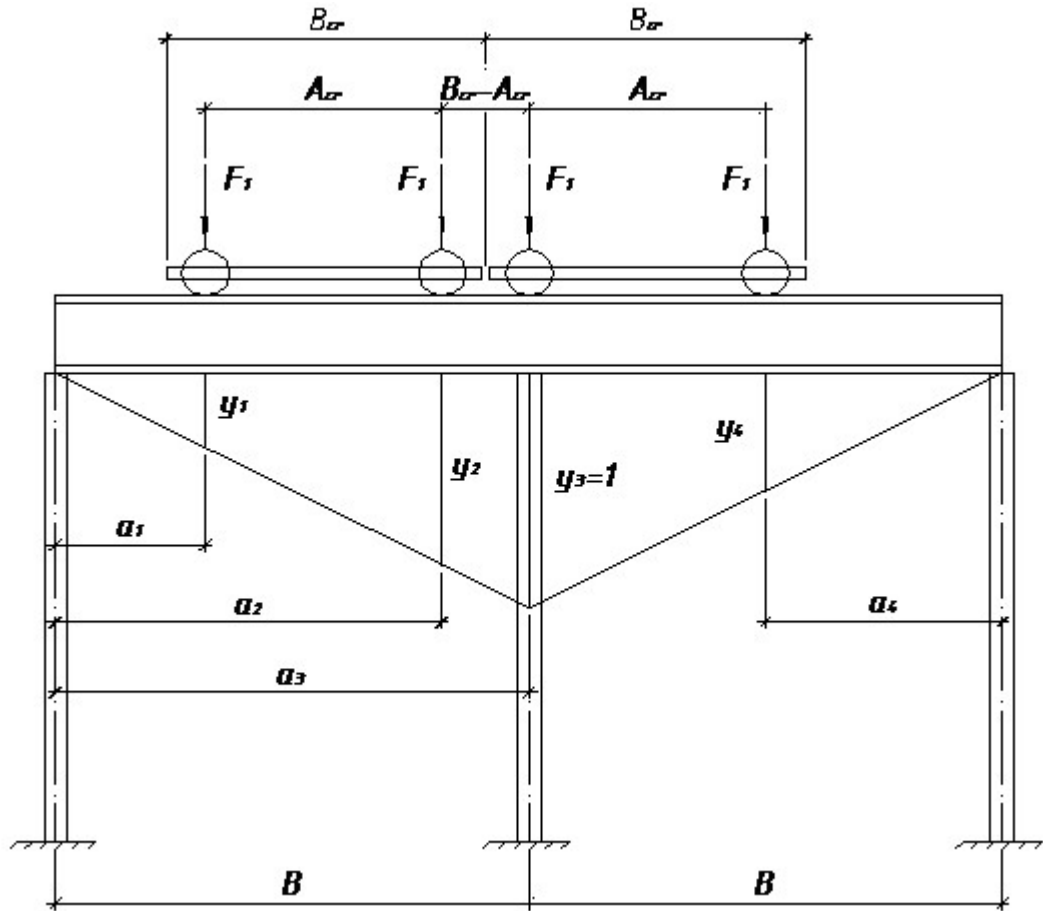


Рис. 2.3 Схема розміщення кранів на підкрановій балці

При цьому визначаємо максимальне D_{\max} і мінімальне D_{\min} вертикальні тиску коліс на колону, а також горизонтальну силу T від поперечного гальмування візка крана.

Розрахунковий максимальний тиск крана на колону визначаємо за умови, що до даної колони максимально наближені візок з вантажем:

$$D_{\max} = 200 \times 1.2 \times 0.85 \times 1.97 = 401.88 \text{ кН}$$

Розрахунковий мінімальний тиск крана на колону визначаємо при розташуванні візка крана з вантажем у протилежній колони:

$$D_{\min} = 64 \times 1.2 \times 0.85 \times 1.97 = 128.6 \text{ кН}$$

де $\gamma_f = 1.2$ - коефіцієнт надійності за навантаженням;

ψ_c - коефіцієнт поєднання, при двох кранах середнього режимів роботи
= 0.85;

$\sum y_i$ - сума ординат лінії впливу;

F_{\max} - найбільший тиск колеса крана (таблиця 2.3);

F_{\min} - найменший тиск колеса крана, яке визначається за формулою:

$$F_{\min} = \frac{9.8 \times Q + G_k}{n_0} - F_{\max},$$

де Q - вантажопідйомність крана в т;

G_k - повна вага крана (таблиця 2.3);

n_0 - число коліс одного крана на одному крановому рейці.

$$D_{\max} = 200 \times 1.2 \times 0.85 \times 1.97 = 401.88 \text{ кН}$$

$$F_{\min} = \frac{9.8 \times 20 + 332}{2} - 200 = 64 \text{ кН}$$

$$D_{\min} = 64 \times 1.2 \times 0.85 \times 1.97 = 128.6 \text{ кН}$$

Розрахункова горизонтальний тиск на колону від сил поперечного гальмування візка крана знаходимо за формулою:

$$T = 0.05 \times (63 + 9.8 \times 20) \times 1.2 \times 0.85 \times \frac{1}{2} \times 1.97 = 13.01 \text{ кН}$$

де Q - вантажопідйомність крана в т;

G_m - вага візка крана (таблиця 2.3);

n_0 - число коліс одного крана на одному крановому рейці;

$f = 0.05$ - коефіцієнт тертя коліс візка.

$$T = 0.05 \times (63 + 9.8 \times 20) \times 1.2 \times 0.85 \times \frac{1}{2} \times 1.97 = 13.01 \text{ кН}$$

2.4.2. Складання розрахункової схеми і статичний розрахунок рами.

Розрахунок проводиться з урахуванням деяких припущень, які суттєво спрощують розрахунок і незначно впливають на величини визначаються зусиль.

Такими допущеннями є наступні:

- гратчастий ригель замінюємо умовним суцільним ригелем еквівалентної жорсткості, вісь якого поєднується з віссю нижнього пояса ферми;

- розрахунковий проліт рами приймаємо рівним відстані між креслення осями перерізу колони;

- раму приймаємо безшарнірних з жорстким сполучення колон з ригелем і фундаментами.

Прийнята розрахункова схема рами зображена на рис. 2.4.

Розрахунковими завантаженнями рами є:

1. Постійне навантаження від власної ваги покриття, розподілене по всьому ригелю інтенсивністю q_n (навантаження від маси колон і стінового заповнення, враховуються безпосередньо при побудові епюр N).

2. Снігове навантаження рівномірно розподілене на ригелі інтенсивністю S_p .

3, 4. Вертикальний тиск кранів, що передається через підкранові балки, D_{\max} - на лівій колоні і D_{\min} - на правій колоні і навпаки.

5, 6. Поперечне гальмування кранів - сила T прикладена до лівої чи правої колоні зліва направо або навпаки.

7, 8. Вітрове навантаження $\omega_{\text{екв}}$ на колони і W - на намет, який діє зліва направо або навпаки.

Масу ділянок колони можна орієнтовно визначити так:

- для верхньої ділянки колони:

$$G_{к.в} \approx (1.0 \dots 1.5) \times (H_B + H_\phi);$$

- для нижньої ділянки колони:

$$G_{к.н} \approx (2.0 \dots 3.0) \times H_H,$$

де H_B і H_H - довжини ділянок колони в м;

H_ϕ - висота ферми в м;

(1.0...1.5) і (2.0...3.0) - орієнтовно маса 1 п. м. колони в кН.

$$G_{к.в} = 1.2 \times (3.92 + 3.15) = 8.5 \text{ кН}$$

$$G_{к.н} = 2.5 \times 5.28 = 13.2 \text{ кН}$$

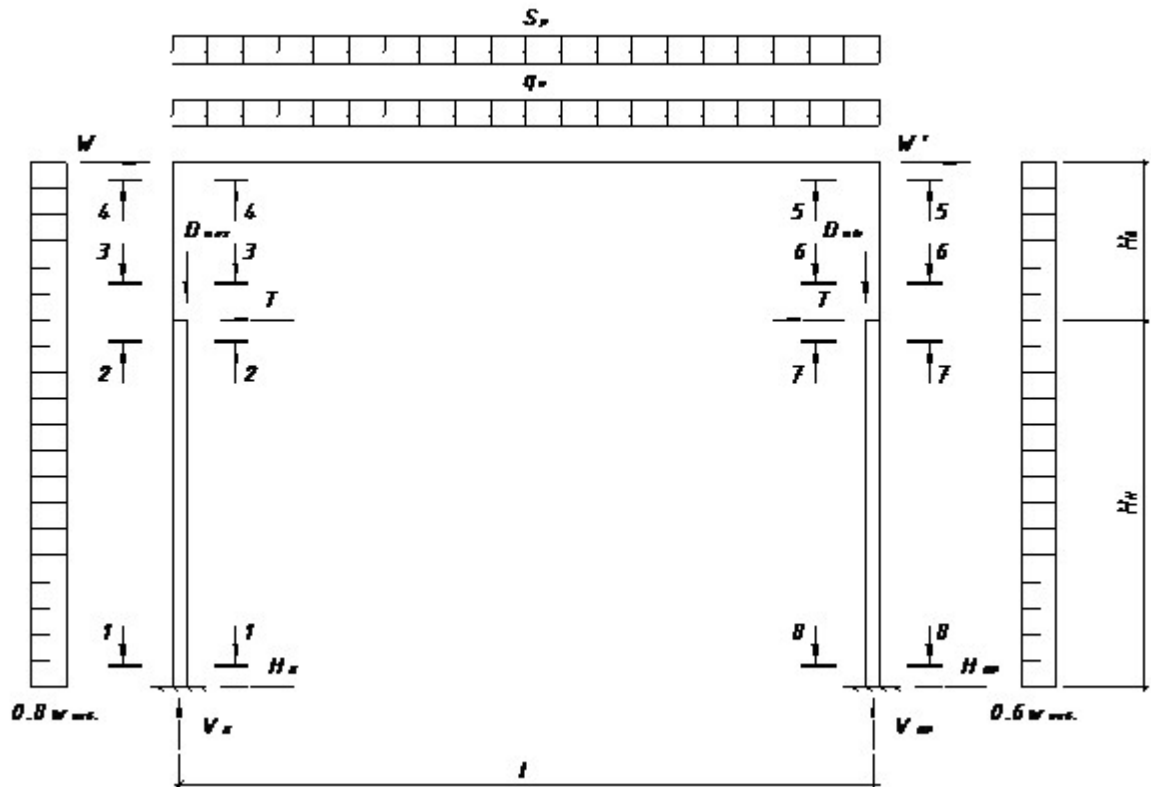


Рис. 2.4 - Розрахункова схема рами

Масу підкранової балки з урахуванням гальмівної балки можна орієнтовно визначити за формулою:

$$G_{н.б} \approx \alpha \times B^2,$$

де B - крок рам в м;

$\alpha = 0.3 \text{ кН / м}^2$ - ваговий коефіцієнт, який приймається в залежності від вантажопідйомності крана.

$$G_{н.б} = 0.3 \times 6^2 = 10.8 \text{ кН}$$

Статичний розрахунок виконаний за допомогою програми РАМА-М в ОДАБА на кафедрі металевих дерев'яних та пластмасових конструкцій.

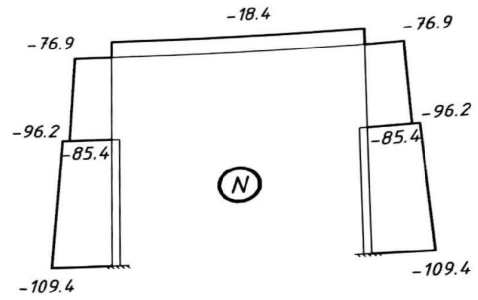
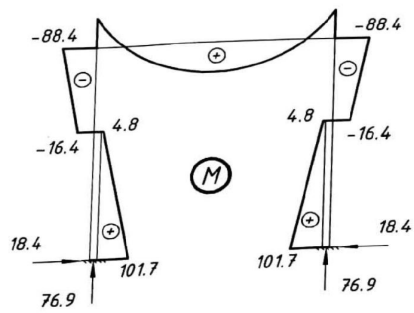
Таблиця 2.5 - Вихідні дані для статичного розрахунку для програми
РАМА-М

№ пп	Найменування величини	Позначення	Од. вим.	Величина
1	Проліт рами	l	м	30
2	Довжина підкранової частини колони	H_H	м	5.28
3	Довжина надкранової частини колони	H_B	м	3.92
4	Висота перерізу підкранової частини колони	h_H	м	1
5	Висота надкранової частини колони	h_B	м	0.45
6	Постійне навантаження на ригель	q_p	кН / м	5.13
7	Снігове навантаження на ригель	S_p	кН / м	5.43
8	Максимальний тиск кранів на колону	D_{max}	кН	401.88
9	Мінімальний тиск кранів на колону	D_{min}	кН	128.6
10	Поперечна гальмівна сила	T	кН	13.01
11	Вітрова рівномірно розподілене навантаження	$\omega_{екв}$	кН / м	3.95
12	Вітрова зосереджене навантаження	W	кН	75.59
13	Розрахунковий опір матеріалу конструкції	R_y	МПа	240

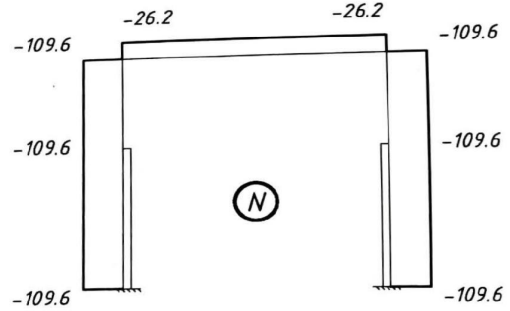
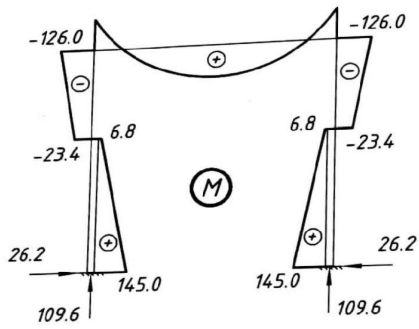
В результаті розрахунку друкується таблиця яка містить наступну інформацію:

- значення згинальних моментів в восьми перетинах рами від восьми видів завантаження;
- значення вертикальних і горизонтальних опорних реакцій;
- прийняті для розрахунку значення моментів інерції верхньої і нижньої частини колони і ригеля рами.

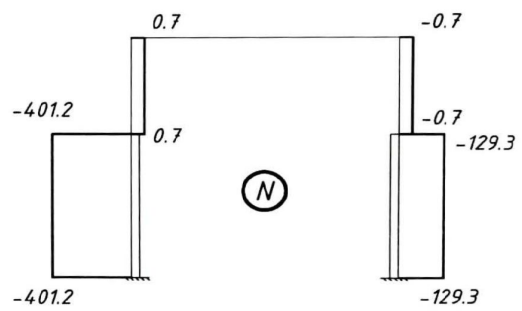
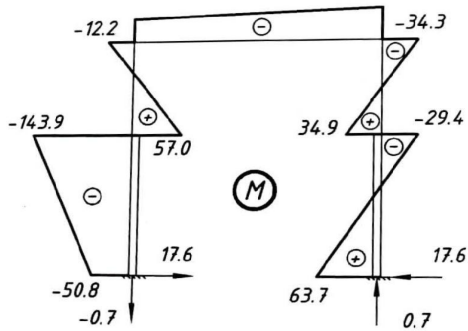
За даними результатів статичного розрахунку рами побудуємо епюри згинальних моментів і поздовжніх сил (рисунок 2.5).



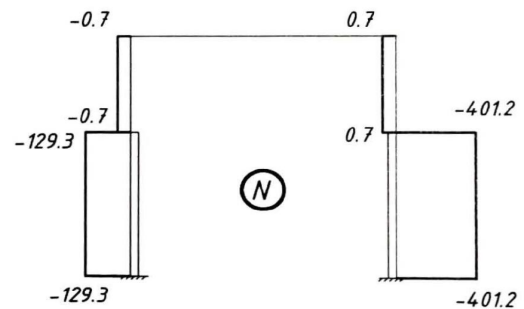
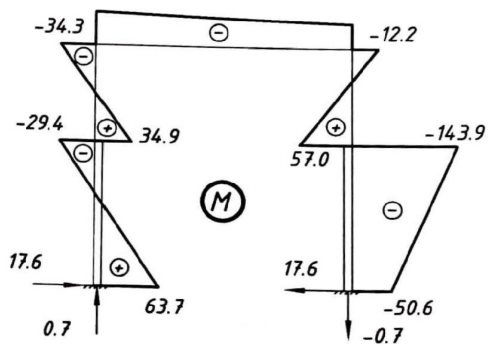
1. Постійне навантаження



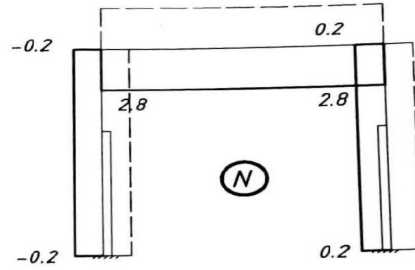
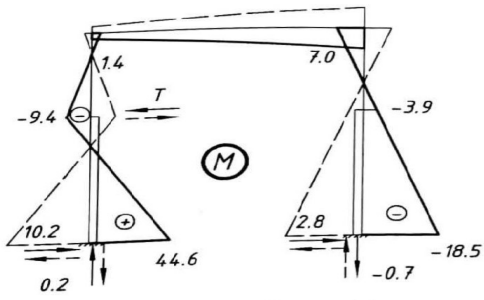
2. Снігове навантаження



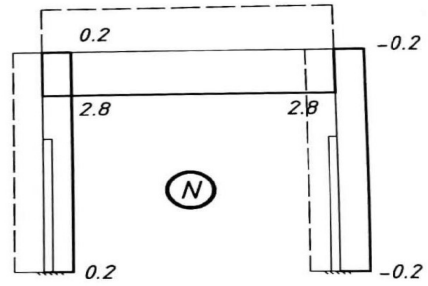
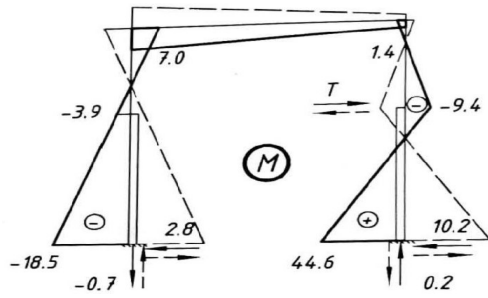
3. Давлення кранів
(D_{\max} на лівій колоні)



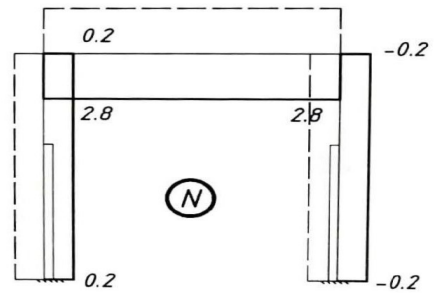
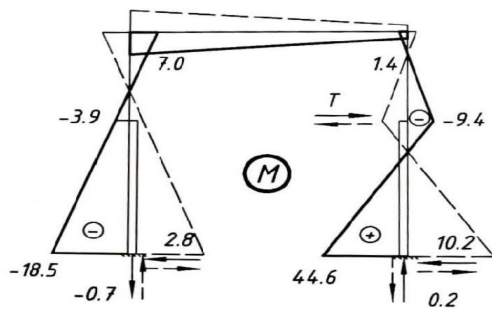
4. Давлення кранів
(D_{\max} на правій колоні)



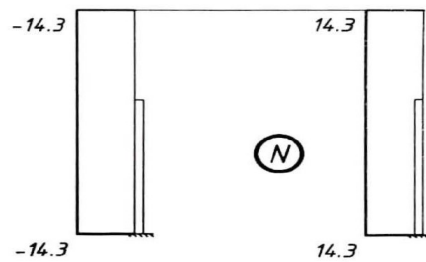
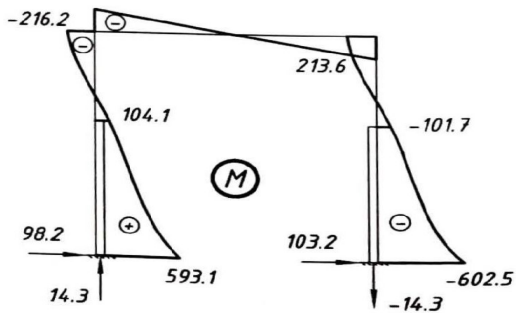
5. Гальмівна сила на лівій колоні



6. Гальмівна сила на правій колоні



7. Вітер зліва направо



8. Вітер зправа наліво

2.4.3. Визначення розрахункових зусиль в колоні рами.

Виробляємо визначення розрахункових зусиль для 4-их перетинів колони:

1. Для підкранової частини колони:

перетин 1-1 на рівні сполучення колони з фундаментом;

перетин 2-2 на рівні обпирання підкранової балки.

2. Для надкранової частини колони:

перетин 3-3 на рівні сполучення надкранової і підкранової частин колони;

перетин 4-4 на рівні нижнього пояса ферми.

Визначаємо розрахункові зусилля в перетинах колони в табличній формі (таблиці 2.5 і 2.6), шляхом виписування значень зусиль M і N по зазначеним чотирьом перетинах для лівої колони.

Таблиця 2.5 - Зусилля в перерізах левої колони рачи

ПЕРЕРІЗ	НАВАНТАЖЕННЯ												ОСНОВНІ ПОЄДНАННЯ НАВАНТАЖЕНЬ															
	ПОСТ.	СНІГ	КРАНОВА						ВІТРОВА						ПОСТІЙНА ТА ОДНА КОРТКОЧАСНА						ПОСТІЙНА ТА ДВІ АБО БІЛЬШЕ КОРТКОЧАСНІ							
			ТИСК		ГАЛЬМВАННЯ		W		W _{max}		W _{min}		N _{макс}		N _{макс}		N _{макс}		N _{макс}		N _{макс}		N _{макс}					
			D _{max}	D _{min}	D _{max}	D _{min}	4'	5'	6'	7'	8'	W _{max}	W _{min}	W _{max}	W _{min}	№ НАВА-Я	M	N	№ НАВА-Я	M	N	№ НАВА-Я	M	N	№ НАВА-Я	M	N	
1	2	3	3'	4	4'	5	5'	6	6'	7	7'	8	8'	№ ЗАГР-Я	M	N	№ НАВА-Я	M	N	№ НАВА-Я	M	N	№ НАВА-Я	M	N			
4-4	M	-88.4	-126	-12.2	-34.3	-0.7	-30.9	±1.4	±7	+233.6	-216.2	-194.6	1	88.4	1	-88.4	1	-88.4	1	-88.4	1	-88.4	1	-88.4	1	-88.4	1	-88.4
	N	-76.9	-109.6	+0.7	-0.7	-0.6	±0.2	±0.2	±0.2	+14.3	-14.3	-72.9	1	-76.9	1	-76.9	1	-76.9	1	-76.9	1	-76.9	1	-76.9	1	-76.9	1	-76.9
3-3	M	-16.4	-23.4	+5.7	+34.9	+0.7	+31.4	±8.4	±3.9	-101.7	+104.1	+93.7	1	-16.4	1	-16.4	1	-16.4	1	-16.4	1	-16.4	1	-16.4	1	-16.4	1	-16.4
	N	-85.4	-109.6	+0.7	-0.7	-0.6	±0.2	±0.2	±0.2	+14.3	-14.3	-12.9	1	-85.4	1	-85.4	1	-85.4	1	-85.4	1	-85.4	1	-85.4	1	-85.4	1	-85.4
2-2	M	+4.8	+6.8	-14.3.9	-29.4	-0.7	-26.5	±9.4	±3.9	-101.7	+104.1	+93.7	1	+4.8	1	+4.8	1	+4.8	1	+4.8	1	+4.8	1	+4.8	1	+4.8	1	+4.8
	N	-96.2	-109.6	-4.01.2	-129.3	-0.6	-116.4	±0.2	±0.2	+14.3	-14.3	-12.5	1	-96.2	1	-96.2	1	-96.2	1	-96.2	1	-96.2	1	-96.2	1	-96.2	1	-96.2
1-1	M	+101.7	+14.5	-50.8	+63.7	+0.7	+57.3	±44.6	±8.5	-602.5	+593.1	+532.8	1	+101.7	1	+101.7	1	+101.7	1	+101.7	1	+101.7	1	+101.7	1	+101.7	1	+101.7
	N	-109.4	-109.6	-4.01.2	-129.3	-0.6	-116.4	±0.2	±0.2	+14.3	-14.3	-12.9	1	-109.4	1	-109.4	1	-109.4	1	-109.4	1	-109.4	1	-109.4	1	-109.4	1	-109.4
Q	M	+18.4	+26.2	+17.6	+16.8	+15.8	+15.8	±10.2	±2.8	-103.2	+92	+88.4	1	+18.4	1	+18.4	1	+18.4	1	+18.4	1	+18.4	1	+18.4	1	+18.4	1	+18.4
	N	-86.7	-96.6	-36.11	-92.9	-0.6	-86.7	±0.18	±0.18	+12.9	-12.9	-92.9	1	-86.7	1	-86.7	1	-86.7	1	-86.7	1	-86.7	1	-86.7	1	-86.7	1	-86.7



ПОЄДНАННЯ НАВАНТАЖЕНЬ

ПОСТІЙНА ТА ОДНА КОРОТКОЧАСНА		ПОСТІЙНІ ТА ДВІ АБО БІЛЬШЕ КОРОТКОЧАСНІ		
КОМБІНАЦІЇ ЗУСИЛЬ	$\frac{N}{2}$	$\frac{M}{h_n}$	ПРИВЕДЕНІ ЗУСИЛЛЯ В ГІЛКАХ, кН; $\frac{N \cdot M}{2 \cdot h_n}$	
			НАВАНТАЖЕНОЇ	ПІДКРАНОВОЇ
$+M_{\text{МАКС}} = 108.9$ $N_{\text{СООТВ.}} = -110.5$	-55.3	∓ 108.9	-164.2	+53.6
$-M_{\text{МАКС}} = -148.5$ $N_{\text{СООТВ.}} = -497.6$	-248.8	± 148.5	-100.3	-397.3
$N_{\text{МАКС}} = -497.6$ $-M_{\text{СООТВ.}} = -148.5$	-248.8	± 148.5	-100.3	-397.3
$+M_{\text{МАКС}} = 694.8$ $N_{\text{СООТВ.}} = -123.7$	-61.9	∓ 694.8	-756.7	-632.9
$-M_{\text{МАКС}} = -500.8$ $N_{\text{СООТВ.}} = -95.1$	-47.6	± 500.8	+453.2	-548.4
$N_{\text{МАКС}} = -510.8$ $+M_{\text{СООТВ.}} = 95.9$	-255.4	∓ 95.9	-351.3	-159.5
$N_{\text{МАКС}} = -510.4$ $-M_{\text{СООТВ.}} = 6.5$	-255.2	∓ 6.5	-261.7	-248.7
$+M_{\text{МАКС}} = 115.7$ $N_{\text{СООТВ.}} = -207.7$	-103.9	∓ 115.7	-219.6	+11.8
$-M_{\text{МАКС}} = -224.7$ $N_{\text{СООТВ.}} = -444.6$	-222.3	± 224.7	+2.4	-447
$N_{\text{МАКС}} = -556.1$ $-M_{\text{СООТВ.}} = -127.1$	-278.1	± 127.1	-151	-405.2
$+M_{\text{МАКС}} = 840$ $N_{\text{СООТВ.}} = -337.5$	-168.8	∓ 840	-1008.8	+671.2
$-M_{\text{МАКС}} = -526.4$ $N_{\text{СООТВ.}} = -457.8$	-228.9	± 526.4	+297.5	-755.3
$N_{\text{МАКС}} = -337.5$ $+M_{\text{СООТВ.}} = 840$	-168.8	∓ 840	-1008.8	+671.2
$N_{\text{МАКС}} = -457.4$ $-M_{\text{СООТВ.}} = -526.4$	-228.9	± 526.4	+297.5	-755.3

Розрахункові зусилля для підбору перерізів верхньої і нижньої частин колони з таблиць 2.5 і 2.6 наступні:

- Для верхньої частини колони:

$$M = - 433.6 \text{ кНм};$$

$$N = - 189.2 \text{ кН}.$$

- Для нижньої частини колони:

зовнішня галузь:

$$M = + 840 \text{ кНм};$$

$$N = - 337.5 \text{ кН};$$

підкранова гілка:

$$M = -526.4 \text{ кНм};$$

$$N = -457.8 \text{ кНм}.$$

2.5. Розрахунок колони

2.5.1. Визначення розрахункових довжин підкранової і надкранової частин колони.

Для визначення розрахункових довжин обчислюємо коефіцієнти n і α :

$$n = \frac{I_B \times H_H}{I_H \times H_B},$$

$$\alpha = \frac{H_B}{H_H} \times \sqrt{\frac{I_H \times N_B}{I_B \times N_H}},$$

де I_H , I_B - моменти інерції підкранової і надкранової ділянок колони (за результатами статичного розрахунку);

H_H , H_B - геометричні довжини підкранової і надкранової участків колони (рисунки 2.2, 2.4);

N_B , N_H - поздовжні зусилля у верхньому і нижньому ділянках колони (з обраних розрахункових комбінацій зусиль M і N).

$$n = \frac{I_B \times H_H}{I_H \times H_B} = \frac{26556.7 \times 5.28}{177044.5 \times 3.92} = 0.202$$

$$\alpha = \frac{H_g}{H_n} \times \sqrt{\frac{I_H \times N_B}{I_B \times N_H}} = \frac{3.92}{5.28} \times \sqrt{\frac{177044.5 \times 189.2}{26556.7 \times 337.5}} = 0.742 \times 1.933 = 1.434$$

По таблиці [1] ДБН Сталеві конструкції знаходимо коефіцієнт розрахункової довжини для верхньої частини колони $\mu_n = 2.22$, а коефіцієнт розрахункової довжини для нижньої частини за формулою:

$$\mu_g = \frac{\mu_n}{\alpha} = \frac{2.22}{1.434} = 1.55 < 3.$$

Таким чином, розрахункові довжини надкранової і підкранової ділянок колони в площині рами будуть відповідно рівні:

$$l_{1x} = \mu_n \times H_n = 2.22 \times 5.28 = 11.72 \text{ м};$$

$$l_{2x} = \mu_g \times H_g = 1.55 \times 3.92 = 6.08 \text{ м}.$$

Розрахункові довжини ділянок колони із площини рами приймаються рівними геометричним відстаням між закріпленнями цих ділянок колони від їх зміщення з площини рами.

Розрахункові довжини колони із площини рами для нижнього і верхнього ділянок відповідно рівні:

$$l_{1y} = H_n = 5.28 \text{ м};$$

$$l_{2y} = H_g - h_{n.б.} = 3.92 - 1 = 2.92 \text{ м},$$

де $h_{n.б.}$ - висота підкранової балки.

2.5.2. Підбір перерізу верхньої частини колони.

а) Визначення необхідної площі поперечного перерізу колони.

$$A_{\text{треб}} \approx \frac{N \times \gamma_n}{R \times \gamma_c} \times \left(1.25 + 2.25 \times \frac{e_x}{h_g} \right)$$

де $e_x = \frac{M}{N} = \frac{-433.6}{-189.2} = 2.29 \text{ м}$ - ексцентриситет прикладання розрахункової

поздовжньої сили;

N, M - розрахункові зусилля для верхньої частини колони відповідно в кН і кНм;

$\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи;

$\gamma_n = 0.95$ - коефіцієнт надійності за призначенням;

h_e - висота перетину складеного двотавру верхній частині колони в м (приймалася при компонованні рами, дивись рисунок 2.2, 2.4);

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ - розрахунковий опір сталі приймається по ГОСТ 27772-88.

$$A_{\text{треб}} = \frac{N \times \gamma_n}{R \times \gamma_c} \times \left(1.25 + 2.25 \times \frac{e_x}{h_e} \right) = \frac{189.2 \times 0.95}{24 \times 1} \times \left(1.25 + 2.25 \times \frac{2.29}{0.45} \right) = 7.49 \times 12.7 = 95.12 \text{ см}^2$$

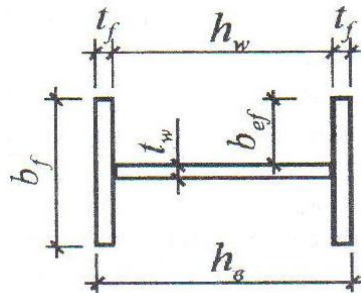


Рис. 2.6 - Схема перетину зварного двотавра

б) Компоновання поперечного перерізу колони.

Визначаємо мінімальні величини радіусів інерції перерізу:

$$\min i_x = \frac{l_{2x}}{[\lambda]}$$

$$\min i_y = \frac{l_{2y}}{[\lambda]}$$

де $[\lambda] = 120$ - гранична гнучкість;

l_{2x}, l_{2y} - розрахункові довжини верхньої частини колони.

$$\min i_x = \frac{l_{2x}}{[\lambda]} = \frac{608}{120} = 5.07 \text{ см}$$

$$\min i_y = \frac{l_{2y}}{[\lambda]} = \frac{292}{120} = 2.43 \text{ см}$$

Підбираємо з сортаменту складений двотавр № 5 $A = 100.8 \text{ см}^2$.

Випишуємо його геометричні характеристики:

$h = 450 \text{ мм}; I_x = 36300 \text{ см}^4; W_x = 1635 \text{ см}^3; i_x = 19 \text{ см}; I_y = 4392 \text{ см}^4;$

$i_y = 6.6 \text{ см}; h_w \times t_w = 420 \times 8 \text{ мм}; b_f \times t_f = 280 \times 12 \text{ мм}.$

в) Перевірка стійкості верхньої частини колони в площині рами.

Перевірка на стійкість позacentрово стиснутих колон в площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії перерізу виконується за формулою:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

де φ_e - коефіцієнт стійкості позacentрово стиснутих (стиснуто-зігнутих) суцільностінчатих стрижнів в площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії.

Для визначення φ_e , Попередньо необхідно обчислити величини умовної гнучкості $\bar{\lambda}_{ef}$ і приведений відносний ексцентриситет m_{ef} .

$$\lambda_x = \frac{l_{2x}}{i_x} = \frac{608}{19} = 32 < 120$$

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_x \times \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 32 \times \sqrt{\frac{24}{2.06 \times 10^4}} = 1.09,$$

де $E = 2.06 \times 10^4$ кН/см² - модуль пружності сталі.

$$m_{ef} = \eta \times m,$$

де $m = \frac{e_x \times A}{W_x}$ - відносний ексцентриситет;

η - коефіцієнт впливу форми перерізу визначається за таблицею [12]

ДБН Сталеві конструкції і залежить від відношення $\frac{A_f}{A_w} = \frac{6720}{3360} = 2$ і значення

відносного ексцентриситета m .

$$m = \frac{e_x \times A}{W_x} = \frac{229 \times 100.8}{1635} = 14.12$$

$$\eta = 1.4 - 0.02 \times \bar{\lambda}_{ef} = 1.4 - 0.02 \times 1.09 = 1.38$$

$$m_{ef} = \eta \times m = 1.38 \times 14.12 = 19.49$$

Залежно від величин умовної гнучкості $\bar{\lambda}_{ef}$ і приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} , По таблиці ДБН Сталеві конструкції, визначаємо φ_e :

$$\frac{189.2 \text{ кН}}{0,075 \cdot 100.8 \text{ см}^2 \cdot 24 \text{ кН / см}^2 \cdot 1.0} = 0.99 < 1$$

Перевірка виконується.

г) Перевірка стійкості верхньої частини колони із площини рами.

Перевірка стійкості позacentрово стиснутих колон з площини дії моменту виконується за формулою:

$$\frac{N}{c \times \phi_y \times A \times R_y \times \gamma_n \times \gamma_c} \leq 1$$

де ϕ_y - коефіцієнт стійкості залежить від λ_y ;

c - коефіцієнт, який залежить від відносного ексцентриситету m_x .

Обчислюємо гнучкість стрижня колони із площини рами:

$$\lambda_y = \frac{l_{2y}}{i_y} = \frac{292}{6.6} = 44.24$$

Знаходимо коефіцієнт стійкості ϕ_y як центрально стиснутого стержня по таблиці ДБН Сталеві конструкції.

$$\phi_y = 0.876$$

Визначаємо коефіцієнт "с":

Для цього попередньо визначаємо відносний ексцентриситет m_x :

$$m_x = \frac{M_x \times A}{N \times W_x},$$

M_x - максимальний згинальний момент в середньої третини довжини, визначається за формулою:

$$M_x = \frac{2}{3} \times M_4 - \frac{1}{3} \times M_3 = \frac{2}{3} \times 433.6 - \frac{1}{3} \times 84.1 = 261.03 \text{ кНм}.$$

$$m_x = \frac{M_x \times A}{N \times W_x} = \frac{26103 \times 100.8}{189.2 \times 1635} = 8.51 \Rightarrow 5 < m_x < 10$$

Коефіцієнт "с" по формулі:

$$c = c_5 \times (2 - 0.2 \times m_x) + c_{10} \times (0.2 \times m_x - 1).$$

Визначаємо c_5 при $m_x = 5$:

$$c_5 = \frac{\beta}{1 + \alpha \times m_x},$$

де α, β - коефіцієнти по таблиці [1] ДБН Сталеві конструкції.

$$\alpha = 0.65 + 0.05 \times m_x = 0.65 + 0.05 \times 5 = 0.9$$

$$\lambda_c = 3.14 \times \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3.14 \times \sqrt{\frac{2.06 \times 10^4}{24}} = 91.99 > \lambda_y = 44.24 \Rightarrow \beta = 1$$

$$c_5 = \frac{\beta}{1 + \alpha \times m_x} = \frac{1}{1 + 0.9 \times 5} = 0.182$$

Визначаємо c_{10} при $m_x = 10$:

$$c_{10} = \frac{1}{1 + m_x \times \frac{\varphi_y}{\varphi_e}},$$

де φ_e - коефіцієнт, який визначається за додатком ДБН Сталеві конструкції.

Для таврового перерізу з двома осями симетрії для визначення коефіцієнта φ_e необхідно обчислити φ_1 за формулою:

$$\varphi_1 = \psi \times \frac{I_y}{I_x} \times \left(\frac{h_e}{l_{2y}} \right)^2 \times \frac{E}{R_y},$$

де значення ψ приймається в залежності від параметра α , який для зварних двотаврів дорівнює:

$$\alpha = 8 \times \left(\frac{l_{2y} \times t_f}{(h_e - t_f) \times b_f} \right)^2 \times \left(1 + \frac{(h_e - t_f) \times t_w^3}{2 \times b_f \times t_f^3} \right) = 8 \times \left(\frac{292 \times 1.2}{(45 - 1.2) \times 28} \right)^3 \times \left(1 + \frac{(45 - 1.2) \times 0.8^3}{2 \times 28 \times 1.2^3} \right) =$$

$$= 8 \times (0.286)^3 \times (1 + 0.232) = 0.231$$

$$\psi = 1.75 + 0.09 \times \alpha = 1.75 + 0.09 \times 0.231 = 1.77$$

$$\varphi_1 = \psi \times \frac{I_y}{I_x} \times \left(\frac{h_e}{l_{2y}} \right)^2 \times \frac{E}{R_y} = 1.77 \times \frac{4392}{36300} \times \left(\frac{45}{292} \right)^2 \times \frac{2.06 \times 10^4}{24} = 4.37$$

$$\phi_1 = 4.37 > 0.85 \Rightarrow \phi_e = 0.68 + 0.21 \times \phi_1 = 0.68 + 0.21 \times 4.37 = 1.6$$

$$c_{10} = \frac{1}{1 + m_x \times \frac{\varphi_y}{\varphi_e}} = \frac{1}{1 + 10 \times \frac{0.876}{1.6}} = 0.154$$

$$c = c_5 \times (2 - 0.2 \times m_x) + c_{10} \times (0.2 \times m_x - 1) = 0.182 \times (2 - 0.2 \times 8.51) + 0.154 \times (0.2 \times 8.51 - 1) =$$

$$= 0.054 + 0.108 = 0.162$$

Перевірка стійкості:

$$\frac{189.2 \text{ кН}}{0.162 \times 0.876 \times 100.8 \text{ см}^2 \times 24 \text{ кН} / \text{см}^2 \times 0.95 \times 1} = 0.580 < 1$$

Перевірка виконується.

д) Перевірка місцевої стійкості елементів перерізу колони.

- Для поясних листів відношення розрахункової ширини звису полиці b_{ef} до товщини t_f полки має задовольняти умові таблиці [1] ДБН Сталеві конструкції:

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0.36 + 0.1 \times \bar{\lambda}_{ef}) \times \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{136}{12} = 11.33 \leq (0.36 + 0.1 \times 1.09) \times \sqrt{\frac{2.06 \times 10^4}{24}} = 13.74$$

Умови виконуються.

- Для стінки відношення розрахункової висоти стінки h_w до її товщини t_w приймаємо не більше значень визначаються за формулою ДБН Сталеві конструкції:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq (0.9 + 0.5 \times \bar{\lambda}_{ef}) \times \sqrt{\frac{E}{R_y}}$$

$$\frac{420}{8} = 52.5 \geq (0.9 + 0.5 \times 1.09) \times \sqrt{\frac{2.06 \times 10^4}{24}} = 42.3$$

Умова не виконується.

$$\frac{420}{8} = 52.5 \leq 2.2 \times \sqrt{\frac{2.06 \times 10^4}{24}} = 64.5$$

Умова виконується, поперечні ребра жорсткості не потрібні.

2.5.3. Підбір перерізу нижньої частини колони.

При ширині колони (висота перерізу) $h_u = 1000$ мм, її виконуємо наскрізного перетину, що складається з двох гілок, зв'язкових між собою розкосу ґратами.

Підкранову гілку колони проектують з прокатного двутавра, а зовнішню гілку для зручності примикання стінових панелей komponуємо з складеного швелера, з двох равнобокой кутиків і листа.

а) Визначення розрахункових зусиль в гілках колони.

Розрахункові зусилля знаходимо з таблиці 2.5 комбінацій зусиль:

- для підкранової гілки:

$$M_{\Pi} = -526.4 \text{ кНм};$$

$$N_{\Pi} = -457.8 \text{ кНм};$$

- для зовнішньої гілки:

$$M_{\text{Н}} = + 840 \text{ кНм};$$

$$N_{\text{Н}} = - 337.5 \text{ кН};$$

- для перевірки стійкості колони як єдиного стрижня:

$$M = + 840 \text{ кНм};$$

$$N = - 337.5 \text{ кН},$$

так як ця комбінація зусиль дає максимальне значення суми $\frac{N}{2} + \frac{M}{h_n}$.

Оскільки перетин колони несиметричний (рисунок 2.6) необхідно визначити центр ваги перерізу колони:

$$y_1 = \frac{(M_n + 0.5 \times N_n \times h_0) \times h_0}{(M_n + M_n) + 0.5 \times h_0 \times (N_n + N_n)},$$

$$y_2 = h_0 - y_1,$$

де $h_0 = h_n - z_2$ - відстань між центрами тяжіння гілок колони.

$$h_0 = h_n - z_2 = 100 - 4 = 96 \text{ см}$$

$$y_1 = \frac{(M_n + 0.5 \times N_n \times h_0) \times h_0}{(M_n + M_n) + 0.5 \times h_0 \times (N_n + N_n)} = \frac{(840 + 0.5 \times 337.5 \times 0.96) \times 0.96}{(840 + 526.4) + 0.5 \times 0.96 \times (337.5 + 457.8)} =$$

$$= \frac{961.92}{1748.144} = 0.55 \text{ м}$$

$$y_2 = h_0 - y_1 = 96 - 55 = 41 \text{ см}$$

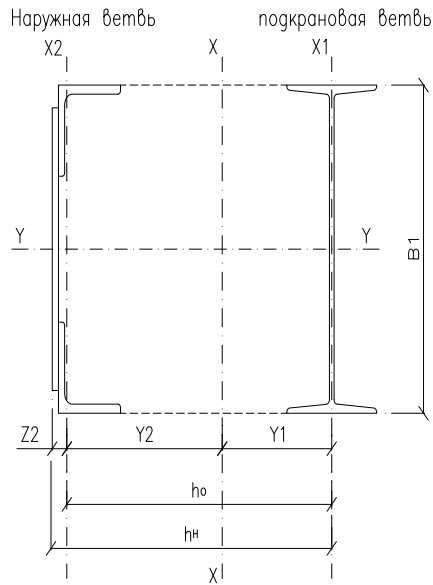


Рис. 2.7 - Перетин нижній частині колони

Знаходимо розрахункові значення зусиль в гілках колони:

- для підкранової гілки:

$$N_{н.в.} = \frac{N_n \times y_2 + M_n}{h_0} = \frac{457.8 \times 0.41 + 526.4}{0.96} = 743.85 \text{ кН};$$

- для зовнішньої гілки:

$$N_{н.в.} = \frac{N_n \times y_1 + M_n}{h_0} = \frac{337.5 \times 0.55 + 840}{0.96} = 1068.36 \text{ кН}.$$

б) Підбір перерізу підкранової гілки колони.

Приймаємо підкранових гілки колони з прокатного двутавра.

Визначаємо орієнтовно необхідну площу гілки колони:

$$A_{н.в.}^{тр.б.} \approx \frac{N_{н.в.} \times \gamma_n}{\phi_y \times R_y \times \gamma_c},$$

де ϕ_y - коефіцієнт поздовжнього вигину, яким спочатку слід задаватися орієнтовно в межах 0.6 ... 0.8;

$\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи приймається по таблиці [1] ДБН Сталеві конструкції;

$\gamma_n = 0.95$ - коефіцієнт надійності за призначенням;

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ - розрахунковий опір сталі приймається по ГОСТ 27772-88.

$$A_{n.в.}^{треб.} = \frac{N_{n.в.} \times \gamma_n}{\phi_y \times R_y \times \gamma_c} = \frac{743.85 \times 0.95}{0.6 \times 24 \times 1} = 49.07 \text{ см}^2$$

По сортаменту ГОСТ 8239-89 підбираємо двутавер № 33, $A = 53.8 \text{ см}^2$.

Випишуємо його геометричні характеристики:

$h = 330 \text{ мм}$; $I_x = 9840 \text{ см}^4$; $W_x = 597 \text{ см}^3$; $i_x = 13.5 \text{ см}$; $I_y = 419 \text{ см}^4$;

$W_y = 55.9 \text{ см}^3$; $i_y = 2.79 \text{ см}$; $b = 14 \text{ см}$.

Перевірка стійкості підкранової гілки колони із площини рами.

Знаходимо гнучкість прийнятого перерізу підкранової гілки колони із площини:

$$\lambda_y = \frac{l_{1y}}{i_x} = \frac{528}{13.5} = 39.1$$

По таблиці [1] ДБН Сталеві конструкції знаходимо коефіцієнт стійкості ϕ_y .

$$\phi_y = 0.897$$

Перевіряємо стійкість підкранової гілки колони із площини рами за формулою:

$$\frac{N_{n.в.}}{\phi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{743.85 \text{ кН}}{0.897 \cdot 53.8 \text{ см}^2 \cdot 24 \text{ кН/см}^2 \cdot 1} = 0.642 < 1;$$

У зв'язку зі значним запасом міцності приймаємо менший переріз:

по сортаменту ГОСТ 8239-89 підбираємо двотавер № 27, $A = 40.2 \text{ см}^2$.

Випишуємо його геометричні характеристики:

$h = 270 \text{ мм}$; $I_x = 5010 \text{ см}^4$; $W_x = 371 \text{ см}^3$; $i_x = 11.2 \text{ см}$; $I_y = 260 \text{ см}^4$;

$W_y = 41.5 \text{ см}^3$; $i_y = 2.54 \text{ см}$; $b = 12.5 \text{ см}$.

Перевірка стійкості підкранової гілки колони із площини рами.

Пропределяет гнучкість прийнятого перерізу підкранової гілки колони із площини:

$$\lambda_y = \frac{l_{1y}}{i_x} = \frac{528}{11.2} = 47.14$$

По таблиці [1] ДБН Сталеві конструкції знаходимо коефіцієнт стійкості ϕ_y .

$$\phi_y = 0.864$$

Перевіряємо стійкість підкранової гілки колони із площини рами за формулою:

$$\frac{N_{н.в.}}{\phi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{743.85 \text{кН}}{0.864 \cdot 40.2 \text{см}^2 \cdot 24 \text{кН} / \text{см}^2 \cdot 1} = 0.892 < 1;$$

Остаточно приймаємо двотавр № 27.

Перевірка стійкості підкранової гілки колони в площині рами.

Стійкість залежить від призначуваної відстані між вузлами приєднання елементів між вузлами з'єднувальних грат гілок колони $l_e = 120 \text{см}$. Тоді гнучкість підкранової гілки колони в площині рами:

$$\lambda_{x1} = \frac{l_e}{i_y} = \frac{120}{2.54} = 47.24$$

По таблиці ДБН Сталеві конструкції знаходимо коефіцієнт стійкості ϕ_{x1} .

$$\phi_{x1} = 0.864$$

Перевіряємо стійкість підкранової гілки колони в площині за формулою:

$$\frac{N_{н.в.}}{\phi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{743.85 \text{кН}}{0.864 \cdot 40.2 \text{см}^2 \cdot 24 \text{кН} / \text{см}^2 \cdot 1} = 0.892 < 1;$$

Умова виконується.

в) Підбір перерізу зовнішньої гілки колони.

Компонуємо перетин зовнішньої гілки колони з листа і двох рівнополичних кутиків.

Визначаємо необхідну площу гілки колони:

$$A_{н.в.}^{треб.} = \frac{N_{н.в.} \times \gamma_n}{\phi_y \times R_y \times y_c} = \frac{1068.36 \times 0.95}{0.8 \times 24 \times 1} = 52.86 \text{см}^2.$$

Визначаємо розміри листа:

$$b_l = h^I - 50 = 270 - 50 = 220 \text{ мм}; \quad t_l = 16 \text{ мм}.$$

Тоді площа листа буде:

$$A_l = b_l \times t_l = 22 \times 1.4 = 30.8 \text{ см}^2.$$

Визначаємо необхідну площу кутика:

$$A_{yz}^{необх.} = \frac{A_{н.в.}^{необх.} - A_l}{2} = \frac{52.86 - 30.8}{2} = 11.03 \text{ см}^2.$$

По сортаменту рівнополичних кутиків (ГОСТ 8509-93) приймаємо два кутика 75x75x8 $A = 2 \times A_{yt} = 2 \times 11.5 = 23 \text{ см}^2$.

Випишуємо їх геометричні характеристики:

$$I_x = 59.84 \text{ см}^4; \quad i_x = 2.28 \text{ см}; \quad z_0 = 2.15 \text{ см}.$$

І тоді загальна площа зовнішньої гілки колони буде:

$$A_{н.в.} = A_l + 2 \times A_{yt} = 30.8 + 2 \times 11.5 = 53.8 \text{ см}^2 > A_{н.в.}^{треб.} = 52.86 \text{ см}^2$$

Уточнюємо прив'язку осі x_2 (рисунок 2.6) зовнішньої гілки колони до її зовнішньої межі:

$$z_2 = \frac{\sum S_1}{A_{н.в.}} = \frac{0.5 \times b_l \times t_l^2 + 2 \times A_{yt} \times (z_0 + t_l)}{A_{н.в.}} = \frac{0.5 \times 22 \times 1.4^2 + 2 \times 11.5 \times (2.15 + 1.4)}{53.8} =$$

$$= \frac{21.56 + 81.65}{53.8} = 1.91 \text{ см}.$$

Визначаємо момент інерції перерізу зовнішньої гілки колони:

$$I_{y.н.} = \frac{t_l \times b_l^3}{12} + 2 \times [I_{xyz} + A_{yz} \times (0.5 \times b_l - z_{0yz})^2] = \frac{1.4 \times 22^3}{12} + 2 \times [59.84 + 11.5 \times (0.5 \times 27 - 2.15)^2] =$$

$$= 1242.27 + 3082.6 = 4324.87 \text{ см}^4;$$

$$I_{x2} = b_l \times t_l \times (z_2 - 0.5 \times t_l)^2 + 2 \times [I_{xyг} + A_{yt} \times (z_{0yz} + t_l - z_2)^2] =$$

$$= 22 \times 1.4 \times (1.91 - 0.5 \times 1.4)^2 + 2 \times [59.84 + 11.5 \times (2.15 + 1.4 - 1.91)^2] = 45.09 + 181.54 = 226.63 \text{ см}^4.$$

Визначаємо радіуси інерції перерізу зовнішньої гілки колони:

$$i_{y.н.} = \sqrt{\frac{I_{y.н.}}{A_{н.в.}}} = \sqrt{\frac{4324.87}{53.8}} = 8.97 \text{ см};$$

$$i_{x2} = \sqrt{\frac{I_{x2}}{A_{н.в.}}} = \sqrt{\frac{226.63}{53.8}} = 2.05 \text{ см}.$$

Перевірка стійкості зовнішньої гілки колони із площини рами.

Визначаємо гнучкість гілки колони:

$$\lambda_y = \frac{l_{1y}}{i_{y.n.}} = \frac{528}{8.97} = 58.86.$$

По таблиці ДБН Сталеві конструкції знаходимо коефіцієнт стійкості ϕ_y .

$$\phi_y = 0.810$$

Перевіряємо стійкість зовнішньої гілки колони із площини рами за формулою:

$$\frac{N_{n.в.}}{\phi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1068.36 \text{кН}}{0.810 \cdot 53.8 \text{см}^2 \cdot 24 \text{кН} / \text{см}^2 \cdot 1} = 0.98 < 1;$$

Умова виконується.

Перевірка стійкості зовнішньої гілки колони в площині рами.

Гнучкість зовнішньої гілки колони в площині рами:

$$\lambda_{x2} = \frac{l_e}{i_{x2}} = \frac{120}{2.05} = 58.54$$

По таблиці ДБН Сталеві конструкції знаходимо коефіцієнт стійкості ϕ_{x2} .

$$\phi_{x2} = 0.812$$

Перевіряємо стійкість зовнішньої гілки колони в площині за формулою:

$$\frac{N_{n.в.}}{\phi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1068.36 \text{кН}}{0.812 \cdot 53.8 \text{см}^2 \cdot 24 \text{кН} / \text{см}^2 \cdot 1} = 0.99 < 1;$$

Умова виконується.

г) Розрахунок з'єднувальних грат гілок колони.

Розкоси з'єднувальних грат сприймають поперечну силу, значення якої знаходимо в таблиці статичного розрахунку рами по перетину 1-1 колони.

$$Q_{\max} = 155.4 \text{кН}$$

Тоді розрахункове зусилля в розкосі решітки визначаємо за формулою:

$$N_p = \frac{Q_{\max}}{2 \times \sin \alpha},$$

де α - кут нахилу розкосів до гілок колони.

$$\sin \alpha = \frac{h_0}{\sqrt{l_e^2 + h_0^2}} = \frac{h_n - z_2}{\sqrt{l_e^2 + (h_n - z_2)^2}} = \frac{100 - 1.91}{\sqrt{120^2 + (100 - 1.91)^2}} = 0.633$$

$$N_p = \frac{Q_{\max}}{2 \times \sin \alpha} = \frac{155.4}{2 \times 0.633} = 122.75 \text{ кН}$$

Знаходимо необхідну площу перерізу розкосів:

$$A_p^{\text{треб.}} \approx \frac{N_p \times \gamma_n}{\phi \times R_y \times \gamma_c},$$

де ϕ - коефіцієнт стійкості, яким спочатку слід задаватися орієнтовно в межах 0.7 ... 0.9;

$\gamma_c = 0.75$ - коефіцієнт умов роботи для стиснутих одиночних кутиків, прикріплених однією полицею;

$\gamma_n = 0.95$ - коефіцієнт надійності за призначенням;

$R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ - розрахунковий опір сталі приймається по таблиці ГОСТ 27772-88.

$$A_p^{\text{треб.}} = \frac{N_p \times \gamma_n}{\phi \times R_y \times \gamma_c} = \frac{122.75 \times 0.95}{0.9 \times 24 \times 0.75} = 7.2 \text{ см}^2$$

По сортаменту рівнополічних кутиків (ГОСТ 8509-93) приймаємо кутик 75x75x6 $A = 8.78 \text{ см}^2$.

Випишуємо його геометричні характеристики:

$$I_x = 46.57 \text{ см}^4; i_x = 2.30 \text{ см}; z_0 = 2.06 \text{ см}.$$

Визначаємо розрахункову довжину розкосу і його гнучкість:

$$l_p = \frac{h_0}{\sin \alpha} = \frac{98.09}{0.633} = 155 \text{ см};$$

$$\lambda_p = \frac{l_p}{i_{\min}} = \frac{155}{2.30} = 67.39 < 150.$$

По таблиці ДБН Сталеві конструкції знаходимо коефіцієнт стійкості ϕ_p .

$$\phi_p = 0.767$$

Перевіряємо стійкість розкосів з'єднувальних грат колони по формулі:

$$\frac{N_p}{A_p \cdot \phi_p \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{122.75 \text{ кН}}{8.78 \text{ см}^2 \cdot 0.767 \cdot 24 \text{ кН/см}^2 \cdot 0.75} = 1 = 1$$

Перевірка виконується.

Стійки з'єднувальних грат колони підбираємо конструктивно виходячи з граничної гнучкості $\lambda = [150]$.

Тоді визначаємо необхідний радіус інерції перерізу стійки:

$$i_{\min}^{\text{треб.}} = \frac{h_0}{150} = \frac{98.09}{150} = 0.65 \text{ см.}$$

По сортаменту рівнополичних кутиків (ГОСТ 8509-93) приймаємо кутик 50x50x5, $i_y = 0.98$ см.

Випишуємо його геометричні характеристики:

$$A = 4.8 \text{ см}^2; I_x = 11.2 \text{ см}^4; i_x = 1.54 \text{ см}; z_0 = 1.42 \text{ см.}$$

д) Перевірка стійкості колони як єдиного стрижня в площині рами.

Визначаємо геометричні характеристики всього перерізу колони:

- площа всього перерізу колони:

$$A = A_{\text{н.в.}} + A_{\text{п.в.}} = 53.86 + 40.2 = 94.06 \text{ см}^2;$$

- момент інерції всього перерізу колони перетину щодо осі x-x колони:

$$I_{\text{х.н.}} = I_{\text{х2}} + A_{\text{н.в.}} \times y_2^2 + I_{\text{х1}} + A_{\text{п.в.}} \times y_1^2;$$

Знаходимо уточнене положення центру тяжіння всього перерізу колони:

$$y_1 = \frac{A_{\text{н.в.}} \times h_0}{A} = \frac{53.86 \times 98.09}{94.06} = 56.2 \text{ см} \Rightarrow y_2 = h_0 - y_1 = 98.09 - 56.2 = 41.89 \text{ см.}$$

$$I_{\text{х.н.}} = I_{\text{х2}} + A_{\text{н.в.}} \times y_2^2 + I_{\text{х1}} + A_{\text{п.в.}} \times y_1^2 = 226.63 + 53.86 \times 41.89^2 + 5010 + 40.2 \times 56.2^2 = 226717.9 \text{ см}^4$$

- радіус інерції всього перерізу колони:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_{\text{х.н.}}}{A}} = \sqrt{\frac{226717.9}{94.06}} = 49.1 \text{ см};$$

- гнучкість стрижня колони щодо вільної осі x-x:

$$\lambda_x = \frac{l_{1x}}{i_x} = \frac{117.2}{49.1} = 2.39;$$

- наведена гнучкість стрижня колони з урахуванням піддатливості решітки:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \times \frac{A}{2 \times A_p}},$$

де α - коефіцієнт, який залежить від кута нахилу решітки і визначається за формулою:

$$\alpha = \frac{10 \times l_p^3}{h_0^2 \times l_e} = \frac{10 \times 155^3}{98.09^2 \times 120} = 20.41;$$

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha \times \frac{A}{2 \times A_p}} = \sqrt{2.39^2 + 20.41 \times \frac{94.06}{2 \times 8.78}} = 10.73.$$

Визначаємо умовну наведену гнучкість колони:

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \times \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 10.73 \times \sqrt{\frac{24}{2.06 \times 10^4}} = 0.37.$$

Обчислюємо відносний ексцентриситет для комбінації зусиль, що викликають найбільше стиснення в одній з гілок, по таблиці 2.6, це зовнішня гілка колони:

$$m = \frac{M_n}{N_n} \times \frac{A}{I_{x.n.}} \times (y_2 + z_2 - 0.5 \times t_n) = \frac{84000}{337.7} \times \frac{94.06}{226717.9} \times (41.89 + 1.91 - 0.5 \times 1.4) = 4.45 \text{ см.}$$

Тоді по таблиці ДБН Сталеві конструкції знаходимо коефіцієнт ϕ_e який залежить від умовної приведенної гнучкості $\bar{\lambda}_{ef}$ і відносного ексцентриситету m .

$$\phi_e = 0.192$$

Остаточню виконуємо перевірку стійкості колони як єдиного стрижня по формулі:

$$\frac{N_n}{\phi_e \cdot A \cdot \gamma_c \cdot R_y} = \frac{337.7 \text{ кН}}{0.192 \cdot 94.06 \text{ см}^2 \cdot 1.0 \cdot 24 \text{ кН / см}^2} = 0.779 < 1;$$

ж) Перевірка співвідношень жорсткостей.

$$n = \frac{I_n}{I_b} = \frac{177044.5}{26556.7} = 6.67$$

$$n_\phi = \frac{I_{x.n.}}{I_{x.b.}} = \frac{226717.9}{36300} = 6.25$$

$$\frac{n - n_\phi}{n} \times 100\% = \frac{6.67 - 6.25}{6.67} \times 100\% = 6.3\% < 30\%$$

Перевірка виконується.

2.5.4. Розрахунок і конструювання бази колони.

Спосіб встановлення колон на фундаменти.

Монтуємо колони за безвивірковим методом монтажу, який проводиться способом влаштування колон на заздалегідь встановлені опорні плити бази колони, де опорні плити з верхньої фрезерованної поверхнею встановлюються на фундамент заздалегідь з великою точністю.

Гілки колони мають фрезеровані торці, а колону збирають в кондукторі, що забезпечує точне сполучення опорних плит площин обох гілок колони.

а) Визначення максимальних зусиль в гілках колони в перерізі 1-1.

Визначаємо комбінації навантажень для кожної з гілок, які дають найбільші зусилля в гілках колони за таблицями 2.5, 2.6.

- для зовнішньої гілки колони:

$$+ M_{\max} = + 840 \text{ кНм};$$

$$N_{\text{соотв.}} = - 337.5 \text{ кН};$$

- для підкранової гілки колони:

$$- M_{\max} = -526.4 \text{ кНм};$$

$$N_{\text{соотв.}} = -457.8 \text{ кНм.}$$

- визначаємо максимальні зусилля в гілках колони за формулами:

$$N_{\text{н.в.}} = \frac{M_{\max} + N_{\text{соотв.}} \times y_1}{h_0} = \frac{840 + 337.5 \times 56.2}{98.09} = 201.9 \text{ кН};$$

$$N_{\text{п.в.}} = \frac{M_{\max} + N_{\text{соотв.}} \times y_2}{h_0} = \frac{526.4 + 457.8 \times 41.89}{98.09} = 200.9 \text{ кН}.$$

б) Визначення розмірів опорних плит гілок колони.

Необхідна площа обпирання плити на залізобетонний фундамент:

- для зовнішньої гілки колони:

$$A_{\text{пл.н.}}^{\text{треб.}} = \frac{N_{\text{н.в.}}}{R_{\text{см.б.}}} = \frac{201.9}{0.7} = 288.4 \text{ см}^2;$$

- для підкранової гілки колони:

$$A_{пл.н.}^{треб.} = \frac{N_{п.в.}}{R_{см.б.}} = \frac{200.9}{0.7} = 287 \text{ см}^2.$$

Компонування розмірів довжини і ширини опорних плит гілок.

Ширину опорних плит для обох гілок приймаємо однаковою і рівною висоті двотавру підкранової гілки колони плюс два свеса $a_2 = 80 \text{ мм}$.

$$B_{пл} = b_1 + 2 \times a_2 = 270 + 2 \times 80 = 430 \text{ мм}$$

Довжина опорних плит визначаємо виходячи з умови необхідної площі:

- для зовнішньої гілки:

$$L_{пл.н.} = \frac{A_{пл.н.}^{треб.}}{B_{пл}} = \frac{288.4}{43} = 6.7 \text{ см};$$

- для підкранової гілки:

$$L_{пл.н.} = \frac{A_{пл.н.}^{треб.}}{B_{пл}} = \frac{287}{43} = 6.7 \text{ см}.$$

Приймаємо розміри:

- для зовнішньої гілки - $B_{пл} \times L_{пл.н.} = 43 \times 26 \text{ см};$

- для підкранової гілки - $B_{пл} \times L_{пл.н.} = 43 \times 26 \text{ см}.$

визначаємо товщину $t_{пл}$ опорної плити бази колони з умови її роботи на вигин від дії відпору фундаменту, для цього визначимо максимальні згинальні моменти на кожній ділянці опорної плити.

Визначаємо напругу, яка рівномірно розподілена по всій поверхні опорної плити на її контакт з бетоном фундаменту:

$$\sigma_{\phi} = \frac{N_{п.в.}}{B_{пл} \times L_{пл.н.}} = \frac{201.9}{43 \times 26} = 0.18 \text{ кН / см}^2.$$

Визначаємо згинальні моменти на ділянках опорної плити (рисунок 2.8).

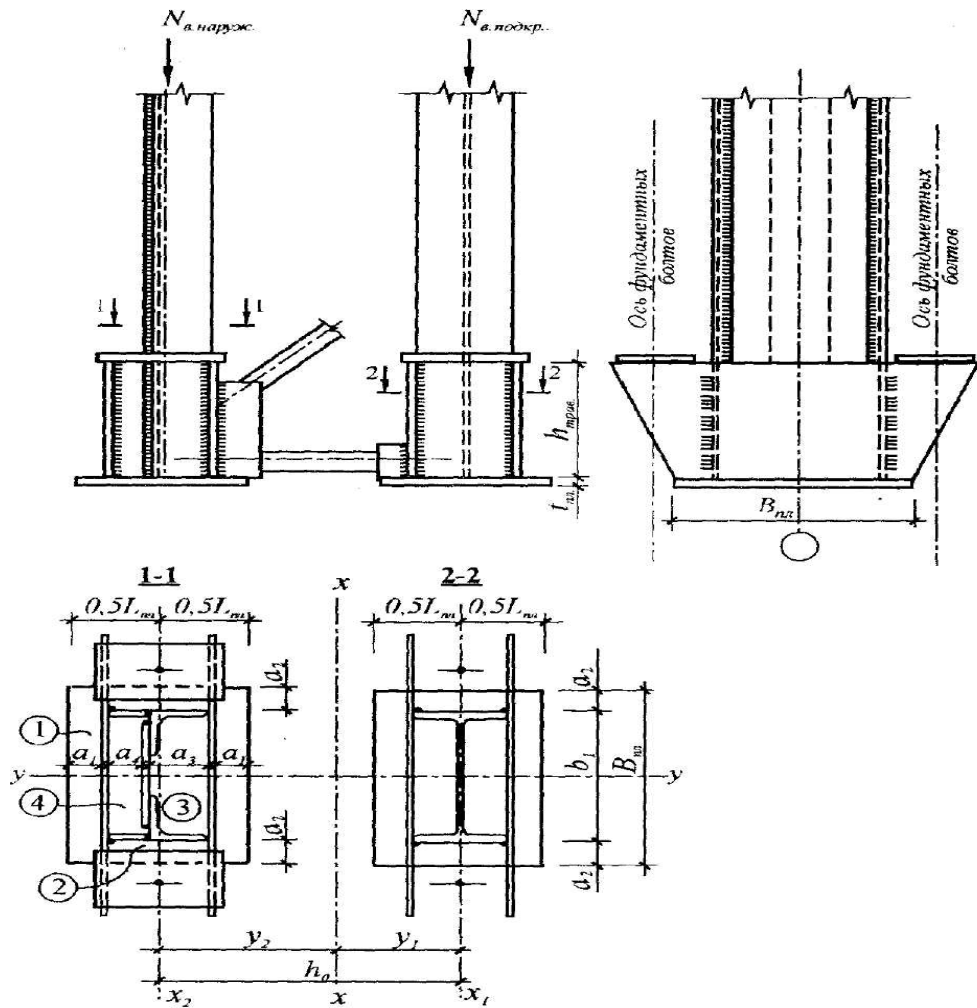


Рис. 2.8 Роздільна база гратчастої колони

Ділянка 1 і 2.

Опорна плита працює як консольна балка. При ширині такої умовної балки 1 см.

$$M_1 = \frac{\sigma_\phi \times a_1^2}{2} = \frac{0.18 \times 4.41^2}{2} = 1.75 \text{ кНсм};$$

$$M_2 = \frac{\sigma_\phi \times a_2^2}{2} = \frac{0.18 \times 8^2}{2} = 5.76 \text{ кНсм},$$

де $a_1 = 0.5 \times L_{пл} + z_2 - t_n - a_3 - t_{тр} = 0.5 \times 26 + 1.91 - 1.4 - 7.5 - 1.6 = 4.41 \text{ см}$.

Ділянка 3.

На цій ділянці опорна плита спирається на 4 сторони. Згинальний момент визначається за формулою:

$$M_3 = \alpha \times \sigma_\phi \times a_3^2 = 0.125 \times 0.18 \times 7.5^2 = 1.27 \text{ кНсм.}$$

Визначаємо товщину опорної плити по найбільшому з значень згинальних моментів за формулою:

$$t_{\text{пл}}^{\text{треб.}} = \sqrt{\frac{6 \times M_{\text{max}}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 5.76}{24}} = 2.63 \text{ см}$$

Приймаємо товщину опорної плити рівній 28 мм.

в) Розрахунок і конструювання траверс.

Висоту траверси приймаємо конструктивно рівною $h_{\text{тр}} = 400 \text{ мм.}$

Товщину траверси приймаємо рівною $t_{\text{тр}} = 12 \text{ мм.}$

Визначаємо катет зварного шва:

$$k_f^{\text{треб.}} = \frac{N_{\text{трав.}}}{\beta_f \times R_{\text{оф}} \times \sum l_f} = \frac{N_{\text{н.в.}}}{4 \times \beta_f \times R_{\text{оф}} \times (h_{\text{мп}} - 1)},$$

де $\beta_f = 0.7$ - для ручного зварювання;

$R_{\text{оф}} = 18 \text{ кН/см}^2$ - розрахунковий опір зрізу по металу шва по таблиці ДБН Сталеві конструкції.

Тип електроду по ГОСТ 9467: Е42А.

$$k_f^{\text{треб.}} = \frac{N_{\text{н.в.}}}{4 \times \beta_f \times R_{\text{оф}} \times (h_{\text{мп}} - 1)} = \frac{201.9}{4 \times 0.7 \times 18 \times (40 - 1)} = 0.103 \text{ см} < 1.2 \text{ см}$$

г) Розрахунок фундаментних болтів.

Анкерні болти встановлюються по осях гілок колони.

Визначаємо зусилля в фундаментних болтах для найбільш розтягнутої гілки колони (зовнішня гілка):

$$N_6 = \frac{M_{\text{max}} - N_{\text{min}} \times y_i}{h_0},$$

де $M_{\text{max}}, N_{\text{min}}$ - мінімальна поздовжня сила і максимальний згинальний момент в перерізі 1-1 за таблицею 2.6;

$y_i = y_2$ - відстань від осі розтягнутої гілки колони до осі колони.

$$N_6 = \frac{M_{\text{max}} - N_{\text{min}} \times y_2}{h_0} = \frac{84000 - 337.5 \times 41.89}{98.09} = 712.22 \text{ кН}$$

Визначаємо необхідну площу болтів:

$$A_{\text{реб.}}^{\text{мрб.}} = \frac{N_{\text{б}}}{n_{\text{б}} \times R_{\text{б}}},$$

де $R_{\text{б}} = 18 \text{ кН/см}^2$ - розрахунковий опір фундаментних болтів по таблиці ДБН Сталеві конструкції.

$n_{\text{б}}$ - кількість фундаментних болтів в розтягнутій зоні бази колони.

$$A_{\text{реб.}}^{\text{мрб.}} = \frac{N_{\text{б}}}{n_{\text{б}} \times R_{\text{б}}} = \frac{712.22}{4 \times 18} = 9.9 \text{ см}^2$$

Приймаємо болти площею $A = 13.75 \text{ см}^2$, діаметром $d = 48 \text{ мм}$, максимальна сила, що розтягує $N_{\text{б}} = 192 \text{ кН}$.

2.6. Розрахунок кроквяної ферми

Вихідні дані: розрахувати ферму для одноповерхової промислової будівлі прольотом $L = 30 \text{ м}$, крок ферм в поздовжньому напрямку $B = 6 \text{ м}$, покриття по прогонах з утеплених панелей, що складаються із захисного сталевого профілірованого настилу і утеплювача з пінополістеролу шаром товщиною 5 см (щільність 1000 Н / м^2). Місце будівництва Миколаїв, вага снігового покриву - 870 Н / м^2 . Коефіцієнт по надійності за призначенням $\gamma_n = 1$.

приймаємо:

- матеріал стрижнів ферми - сталь марки С245; $R_y = 24 \text{ кН / см}^2$ ($t = 4 \dots 20 \text{ мм}$);

- матеріал фасонки - сталь марки С245 за ГОСТ 27772-88;

- зварювання вузлів проводиться напівавтоматом. Марка зварювального дроту Св-08Г2С діаметром $d = 1.4 \dots 2 \text{ мм}$;

- розрахункові опори: $R_{\text{оп}} = 21.5 \text{ кН / см}^2$;

$$R_{\text{оз}} = 0.45 \times R_{\text{ун}} = 0.45 \times 37 = 16.65 \text{ кН/см}^2.$$

2.6.1. Визначення основних розмірів ферми.

Ферма прийнята з паралельними поясами. Ухил поясів $i = 1.5\%$; решітка ферми трикутна з додатковими стійками. Висота ферми по зовнішніх гранях поясів 3150 мм.

Розміри панелей верхнього пояса, крім опорних - 3000 мм; довжина опорних панелей: $3000 - 212 = 2788$ мм.

Довжина ферми:

$$L_0 = L_p - 2 \times (h_s - a_0 + k),$$

де L_p - заданий проліт рами;

h_s - висота поперечного перерізу верхньої частини колони;

a_0 - відстань від зовнішньої межі колони до прив'язочної осі.

k - відстань від межі колони до точки центрації осей нижнього пояса і опорного розкосу.

$$L_0 = 30000 - 2 \times (450 - 250 + 12) = 29576 \text{ мм}$$

Пояси ферми прийняті з широкополочних таврів, решітка - із спарених рівнополичних кутиків.

2.6.2. Визначення вузлових навантажень на ферму.

Рівномірно розподілені розрахункові навантаження на 1 метр погонний по довжині ферми від постійного навантаження q_n і снігового навантаження S_p були визначені у вихідних даних до статичного розрахунку рами: $q_n = 5.13$ кН / м; $S_p = 5.43$ кН / м.

Вузлові навантаження, прикладені в вузлах верхнього пояса, визначаються шляхом множення рівномірно розподілених на відстань між вузлами (для типових ферм відстань між вузлами верхнього пояса одно $l = 3$ м):

від постійного навантаження:

$$F_n = q_n \times l = 5.13 \times 3 = 15.39 \text{ кН};$$

від снігового навантаження:

$$F_{сн} = S_p \times l = 5.43 \times 3 = 16.29 \text{к}29$$

2.6.3. Визначення зусиль в стержнях ферми.

Визначаємо зусилля в елементах ферми за допомогою програми SCAD Soft. Результати розрахунку наведені нижче.

Загальні характеристики:

сталь: С245 - лист 4 - 10 мм;

розрахунковий опір стали $R_y = 2.4 \text{ т / см}^2$;

коефіцієнт надійності по відповідальності - 1.0.

При підборі та перевірці елементів ферм прийняті наступні значення коефіцієнта умов роботи:

- поясів, опорних розкосів, розтягнутих елементів решітки, стиснутих елементів решітки хрестового перерізу - 0.95;

- стиснутих елементів решітки таврового перетину при гнучкості їх більше 60 - 0.8.

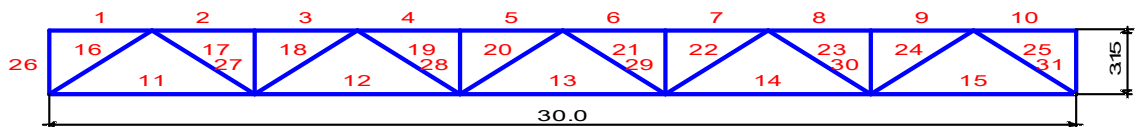


Рис. 6.1 - Тип ферми

Проліт ферми $L = 30.0 \text{ м}$.

Висота ферми $H = 3.15 \text{ м}$.

Кількість панелей верхнього пояса 10.

Завантаження

Завантажені 1 - постійне навантаження $F_{п}$ плюс снігове навантаження

$F_{сн}$.

Пояс, до якого прикладена навантаження: верхній.



Рис. 6.2 - Навантаження на ферму

Таблиця 6.1 - Зусилля в елементах ферми (Значення зусиль наведені в т)

№ ел.	комбінації		завантаження
	Nmin	Nmax	
верхній пояс			1
1	0.0	0.0	0.0
2	-28.952	-28.952	-28.952
3	-28.952	-28.952	-28.952
4	-43.429	-43.429	-43.429
5	-43.429	-43.429	-43.429
6	-43.429	-43.429	-43.429
7	-43.429	-43.429	-43.429
8	-28.952	-28.952	-28.952
9	-28.952	-28.952	-28.952
10	1.00881e-14	1.00881e-14	1.00881e-14
Нижній пояс			
11	16.286	16.286	16.286
12	38.0	38.0	38.0
13	45.238	45.238	45.238
14	38.0	38.0	38.0
15	16.286	16.286	16.286
розкоси			
16	-23.614	-23.614	-23.614
17	18.367	18.367	18.367
18	-13.119	-13.119	-13.119
19	7.871	7.871	7.871
20	-2.624	-2.624	-2.624
21	-2.624	-2.624	-2.624
22	7.871	7.871	7.871
23	-13.119	-13.119	-13.119
24	18.367	18.367	18.367
25	-23.614	-23.614	-23.614
стійки			
26	-1.9	-1.9	-1.9
27	-3.8	-3.8	-3.8
28	-3.8	-3.8	-3.8
29	-3.8	-3.8	-3.8
30	-3.8	-3.8	-3.8
31	-1.9	-1.9	-1.9

Таблиця 6.2 - опорні реакції

	Сила зліва (Т)	Сила справа (Т)
За критерієм Nmax	19.0	19.0
За критерієм Nmin	19.0	19.0

2.6.4. Підбір перерізів елементів ферми.

Верхній пояс

Пояси ферми проектуємо постійного перетину. Тому підбираємо перетин верхнього пояса (елементи 1 ... 10) за найбільшим зусиллям:

$$N = - 434.29 \text{ кН.}$$

Розрахункові довжини верхнього пояса в площині і з площини ферми рівні: $l_{x(y)} = l_s \times \mu_{x(y)} = 300 \text{ см} \times 1 = 300 \text{ см}.$

Коефіцієнтом стійкості ϕ задаємося величиною, рівною 0.7.

Визначаємо необхідну площу перерізу:

$$A_{\text{тп}} = \frac{N}{R_y \times \phi} = \frac{434.29}{24 \times 0.7} = 25.85 \text{ см}^2.$$

По сортаменту широкополочних таврів приймаємо тавр 13ШТ1, його основні геометричні характеристики: $A = 26.94 \text{ см}^2$, $i_x = 3.27 \text{ см}$, $i_y = 4.25 \text{ см}$, $t_w = 7 \text{ мм}$, $z_o = 2.3 \text{ см}.$

Визначаємо гнучкості λ_x , λ_y . Так як розрахункові довжини для елементів верхнього пояса однакові в обох площинах, гнучкість визначається по меншому радіусу інерції ($i_x = 3.27 \text{ см}$):

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{300}{3.27} = 91.7 \Rightarrow$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 91.7 \sqrt{\frac{24 \text{ кН / см}^2}{20600 \text{ кН / см}^2}} = 3.1 \Rightarrow \phi = 0,6$$

Виконуємо перевірку стійкості:

$$\frac{N}{\phi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad \frac{434.29 \text{ кН}}{0,6 \cdot 26.94 \text{ см}^2 \cdot 24 \text{ кН / см}^2 \cdot 1} = 1.1 > 1$$

$$\bar{\lambda}_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 1.1 = 114$$

$$\lambda_x \leq \bar{\lambda}_u, \quad 91.7 \leq 114$$

Умова не виконується.

Приймаємо більший перетин - тавр 13ШТ2, його основні геометричні характеристики: $A = 31.1 \text{ см}^2$, $i_x = 3.23 \text{ см}$, $i_y = 4.33 \text{ см}$, $t_w = 7.5 \text{ мм}$, $z_o = 2.31 \text{ см}.$

Визначаємо гнучкість λ_x :

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{300}{3.23} = 93 \Rightarrow \phi = 0.592$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 93 \sqrt{\frac{24 \text{ кН / см}^2}{20600 \text{ кН / см}^2}} = 3.2 \Rightarrow \varphi = 0,592$$

Виробляємо перевірку стійкості:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad \frac{434.29 \text{ кН}}{0,592 \cdot 31.1 \text{ см}^2 \cdot 24 \text{ кН / см}^2 \cdot 1} = 0.98 < 1$$

$$\bar{\lambda}_u = 180 - 60\alpha = 180 - 60 \cdot 0,98 = 125$$

$$\lambda_x \leq \bar{\lambda}_u, \quad 93 \leq 125$$

Остаточно приймаємо перетин верхнього пояса з 13ШТ2, маса одного метра довжини $g = 24.4 \text{ кг / м.п.}$

У перевірці граничної гнучкості немає необхідності, т. к. фактична λ не перевищує граничну величину 120.

Нижній пояс

Нижній пояс ферми виконуємо також постійного по довжині перерізу, а розрахунок виробляємо на максимальне зусилля в нижньому поясі (елементи 11 ... 15):

$$N = 452.38 \text{ кН.}$$

Розрахункові довжини нижнього пояса в площині i з площини ферми рівні:

$$l_x = 600 \text{ см; } l_y = 1200 \text{ см.}$$

Визначаємо необхідну площу перерізу:

$$A_{\text{тп}} = \frac{N}{R_y} = \frac{452.38}{24} = 18.85 \text{ см}^2.$$

Найближчий більший профіль тавр 10ШТ1, $A = 19.27 \text{ см}^2$, $i_x = 2.39 \text{ см}$, $i_y = 3.63 \text{ см}$, $t_w = 6 \text{ мм}$, $z_o = 1.69 \text{ см}$, $g = 15.1 \text{ кг / м.п.}$

Перевіряємо міцність:

$$\frac{N}{A_n R_y \gamma_c} \leq 1, \quad \frac{452.38 \text{ кН}}{19.27 \text{ см}^2 \cdot 24 \text{ кН / см}^2 \cdot 1} = 0,978 \leq 1$$

Перевіряємо гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{600}{2.39} = 251 < [\lambda] = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1200}{3.63} = 330.6 < [\lambda] = 400.$$

Приймаємо перетин нижнього пояса з тавра 10ШТ1, $g = 15.1$ кг / м.п.

Коригування висоти ферми і визначення геометричних довжин елементів решітки

Після визначення перетину поясів виробляємо коригування висоти ферми:

$$h_\phi = h_0 - z_0^{e.n.} - z_0^{n.n.} = 315.0 - 2.31 - 1.69 = 311 \text{ см.}$$

Приймаємо $h_\phi = 310$ см (значення геометричних довжин розкосів і стійок наведені на малюнку 5.3).

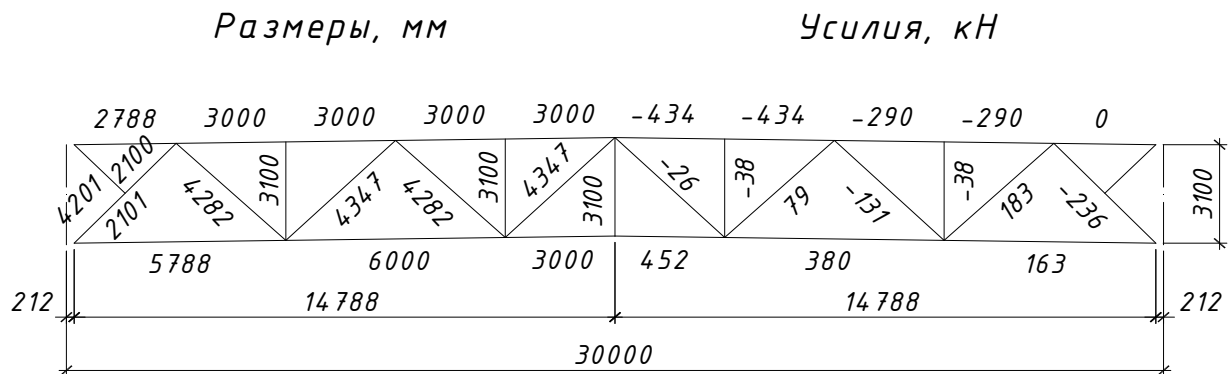


Рис. 6.3 - Геометрична схема ферми і схема зусиль

Стрижні решітки

Елемент 16 (опорний розкіс).

Як і всі елементи решітки, проектуємо з парних, складених в тавр, рівнополичних кутиків.

Розрахункове зусилля $N = -236.1$ кН, геометрична довжина $l_2 = 420.1$ см, розрахункові довжини:

$$l_x = 0.5 \times l_2 = 0.5 \times 420.1 = 210 \text{ см,}$$

$$l_y = l_2 = 420.1 \text{ см.}$$

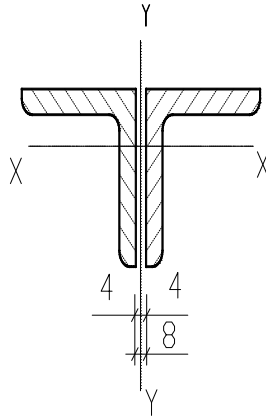
Визначаємо необхідну площу, задавшись $\phi = 0.7$:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \times \phi} = \frac{236.1}{24 \times 0.7} = 14.1 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо перетин з двох кутиків з необхідною площею одного кутика:

$$A_{\text{мп}}^{1\text{уз.}} = \frac{A_{\text{тр}}}{2} = \frac{14.1}{2} = 7.05 \text{ см}^2.$$

Геометричні характеристики з сортаменту виписуємо з урахуванням зазору між кутиками, рівного 8 мм. Зазор, як і товщина вузлових фасонок, приймається з урахуванням товщини стінок таврів, прийнятих для поясів ферм: верхній пояс тавр 13ШТ2, $t_w = 7.5$ мм, нижній пояс тавр 10ШТ1, $t_w = 6.0$ мм.



Приймаємо по сортаменту Γ 75x5 з геометричними характеристиками:

$$A = 2 \times 7.39 = 14.78 \text{ см}^2, \quad i_x = 2.31 \text{ см}, \quad I_y = 3.35 \text{ см}^4.$$

визначаємо гнучкості λ_x, λ_y :

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{210}{2.31} = 91, \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{420.1}{3.35} = 125,$$

по $\lambda_{\text{max}} = \lambda_y = 125$ знаходимо значення коефіцієнту стійкості $\phi_{\text{min}} = 0.392$.

Перевіряємо стійкість:

$$\frac{N}{\phi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad \frac{236.1 \text{ кН}}{0.392 \cdot 14.78 \text{ см}^2 \cdot 24 \text{ кН / см}^2 \cdot 1} = 1.7 > 1$$

Приймаємо більший перетин Γ 90x7 з геометричними характеристиками:

$$A = 2 \times 12.28 = 24.56 \text{ см}^2, \quad i_x = 2.77 \text{ см}, \quad I_y = 3.99 \text{ см}.$$

визначаємо гнучкості λ_x, λ_y :

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{210}{2.77} = 76;$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{420.1}{3.99} = 105,$$

по $\lambda_{\max} = \lambda_y = 105$ знаходимо значення $\varphi_{\min} = 0.524$.

Перевіряємо стійкість:

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad \frac{236.1 \text{ кН}}{0.524 \cdot 24.56 \text{ см}^2 \cdot 24 \text{ кН / см}^2 \cdot 1} = 0.764 < 1$$

Приймаємо перетин Γ 90x7, так як приймати перетин меншого кутика, але з більшою товщиною - нераціонально.

Елемент 17 (розкіс).

Розрахункове зусилля $N = +183.7$ кН, геометрична довжина $l_2 = 428.2$ см, розрахункові довжини:

$$l_x = 0.8 \times l_2 = 0.8 \times 428.2 = 343 \text{ см},$$

$$l_y = l_2 = 428.2 \text{ см}.$$

Необхідна площа:

$$A_{\text{пр}} = \frac{N}{R_y} = \frac{183.7}{24} = 7.7 \text{ см}^2.$$

Приймаємо перетин Γ 50x5: $A = 2 \times 4.8 = 9.6 \text{ см}^2$, $i_x = 1.53$ см, $I_y = 2.38$ см, $g_L = 3.77$ кг / м.п.

Перевіряємо гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{343}{1.53} = 224.2 < [\lambda] = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{428.2}{2.38} = 179.9 < [\lambda] = 400.$$

Умови виконуються.

Остаточно перетин розкосу 17 прийнято \square 50x5, $g_L = 3.77$ кг / м.п.

Елемент 18 (розкіс).

Розрахункове зусилля $N = -131.2$ кН, геометрична довжина $l_e = 434.7$ см, розрахункові довжини:

$$l_x = 0.8 \times l_e = 0.8 \times 434.7 = 347.8 \text{ см},$$

$$l_y = l_e = 434.7 \text{ см}.$$

Необхідна площа:

$$A_{\text{пр}} = \frac{N}{\phi \times R_y} = \frac{131.2}{0.7 \times 24} = 7.81 \text{ см}^2.$$

Приймаємо перетин \square 63x4: $A = 2 \times 4.96 = 9.92 \text{ см}^2$, $i_x = 1.95$ см, $I_y = 2.86$ см, $g_L = 3.9$ кг / м.п.

Визначаємо гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{347.8}{1.95} = 178,$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{434.7}{2.86} = 152,$$

по $\lambda_{\text{max}} = \lambda_x = 178$ знаходимо значення $\phi_{\text{min}} = 0.200$.

$\gamma_c = 0.8$ - коефіцієнт умов роботи стиснутого стержня решітки при гнучкості $\lambda \geq 60$

Перевіряємо стійкість:

$$\frac{N}{\phi A R_y \gamma_c} \leq 1, \frac{131.2 \text{ кН}}{0.2 \cdot 9.92 \text{ см}^2 \cdot 24 \text{ кН / см}^2 \cdot 1} = 2.755 > 1$$

Умова не виконується.

Приймаємо перетин \square 90x6: $A = 2 \times 10.61 = 21.22 \text{ см}^2$, $i_x = 2.78$ см, $I_y = 3.64$ см, $g_L = 8.33$ кг / м.п.

Визначаємо гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{347.8}{2.78} = 125,$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{434.7}{3.64} = 119,$$

по $\lambda_{\max} = \lambda_x = 125$ знаходимо значення $\phi_{\min} = 0.392$.

$\gamma_c = 0.8$ - коефіцієнт умов роботи стиснутого стержня решітки при гнучкості $\lambda \geq 60$

Перевіряємо стійкість:

$$\frac{N}{\phi A R_y \gamma_c} \leq 1, \frac{131.2 \text{ кН}}{0.392 \cdot 21.22 \text{ см}^2 \cdot 24 \text{ кН / см}^2 \cdot 0.8} = 0.821 < 1$$

Приймаємо перетин \square 90x6, так як приймати перетин меншого кутика, але з більшою товщиною - нераціонально.

Елемент 19 (розкіс).

Розрахункове зусилля $N = +78.7$ кН, геометрична довжина $l_2 = 428.2$ см, розрахункові довжини:

$$l_x = 0.8 \times l_2 = 0.8 \times 428.2 = 343 \text{ см},$$

$$l_y = l_2 = 428.2 \text{ см}.$$

Необхідна площа:

$$A_{\text{тп}} = \frac{N}{R_y} = \frac{78.7}{24} = 3.3 \text{ см}^2.$$

Приймаємо перетин \square 50x5: $A = 2 \times 4.8 = 9.6 \text{ см}^2$, $i_x = 1.53$ см, $I_y = 2.38$ см, $g_L = 3.77$ кг / м.п.

Перевіряємо гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{343}{1.53} = 224.2 < [\lambda] = 400;$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{428.2}{2.38} = 179.9 < [\lambda] = 400.$$

Остаточню перетин розкосу 19 прийнято \square 50x5, $g_L = 3.77$ кг / м.п.

Елемент 20 (розкіс).

Розрахункове зусилля $N = -26.2$ кН, геометрична довжина $l_2 = 434.7$ см, розрахункові довжини:

$$l_x = 0.8 \times l_2 = 0.8 \times 434.7 = 347.8 \text{ см},$$

$$l_y = l_2 = 434.7 \text{ см}.$$

Стрижень слабонавантажений, задаємося орієнтовно гнучкістю рівній 150.

Визначаємо мінімально необхідний радіус інерції:

$$i_x = \frac{l_x}{\lambda_x} = \frac{347.8}{150} = 2.31 \text{ см.}$$

Приймаємо по сортаменту \square 75x5 з геометричними характеристиками:

$$A = 2 \times 7.39 = 14.78 \text{ см}^2, \quad i_x = 2.31 \text{ см}, \quad I_y = 3.35 \text{ см}, \quad g_L = 5.8 \text{ кг / м.п.}$$

Визначаємо гнучкість:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{347.8}{2.31} = 150,$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{434.7}{3.35} = 104,$$

по $\lambda_{\max} = \lambda_x = 150$ знаходимо значення $\phi_{\min} = 0.276$.

$\gamma_c = 0.8$ - коефіцієнт умов роботи стисненого стержня решітки при гнучкості $\lambda \geq 60$

Перевіряємо стійкість:

$$\frac{N}{\phi A R_y \gamma_c} \leq 1, \quad \frac{26.2 \text{ кН}}{0.276 \cdot 14.78 \text{ см}^2 \cdot 24 \text{ кН / см}^2 \cdot 0.8} = 0.335 < 1$$

Порівнюємо гнучкість з гранично допустимою величиною:

$$\lambda_{\max} = \lambda_x = 150 < [\lambda] = 210 - 60 \times \alpha = 210 - 60 \times 0.335 = 189.9,$$

Остаточно перетин розкосу 20 приймаємо \square 75x5, $g_L = 5.8$ кг / м.п.

Елементи 27, 28 (стійки).

Приймаємо для елементів 27 і 28 однакові перетини.

Розрахункове зусилля $N = -38$ кН, геометрична довжина $l_2 = 310$ см, розрахункові довжини:

$$l_x = 0.8 \times l_2 = 0.8 \times 310 = 248 \text{ см},$$

$$l_y = l_2 = 310 \text{ см.}$$

Визначаємо необхідну площу перерізу, при цьому величиною коефіцієнта ϕ задаємося рівною 0.5:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\phi \times R_y \times \gamma_c} = \frac{38}{0.5 \times 24 \times 0.8} = 4 \text{ см}^2.$$

Приймаємо перетин $\Gamma\Gamma$ 50x5: $A = 2 \times 4.80 = 9.6 \text{ см}^2$, $i_x = 1.53 \text{ см}$, $I_y = 2.38 \text{ см}$, $g_L = 3.77 \text{ кг / м.п.}$

Обчислюємо гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{248}{1.53} = 162,$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{310}{2.35} = 132,$$

по $\lambda_{\text{max}} = \lambda_x = 162$ знаходимо значення $\phi_{\text{min}} = 0.239$.

Перевіряємо стійкість:

$$\frac{N}{\phi A R_y \gamma_c} \leq 1, \frac{38 \text{ кН}}{0.239 \cdot 9.6 \text{ см}^2 \cdot 24 \text{ кН / см}^2 \cdot 0.8} = 0.863 < 1$$

Умови виконуються.

Перетин стійок 27, 28 приймаємо $\Gamma\Gamma$ 50x5, $g_L = 3.77 \text{ кг / м.п.}$

Елемент центральної стійки.

Центральна стійка розташована по осі симетрії ферми, де стикаються дві відправні марки. Перетин цієї стійки прийнято конструктивно з куточків 50x5 складених хрестом, $g_L = 3.77 \text{ кг / м.п.}$

Результати розрахунку зводимо в таблицю 6.3.

Таблиця 6.3 Результати розрахунку елементів ферми

Елемент	№ стержнів	Розрахункові зусилля, кН		Переріз	Площа, см ²	Розрахункова довжина, см		Радіус інерції, см		Гнучкість		φ_{\min}	γ_c	Перевірка σ , кН/см ²	
		Розтяг	Стиснення			l_x	l_y	i_x	i_y	λ_x	λ_y			Прочність $\frac{N}{A} \leq R_y$	Устойчивість $\frac{N}{\varphi \times A \times \gamma_c} \leq R_y$
Верхній пояс	1 2 3 4 5		-423.29	т 13ШТ2	31.1	300	300	3.23	4.33	93	-	0.592	-	-	23.6 < 24
Нижній пояс	11 12 13	+452.38		т 10ШТ1	19.27	600	1500	2.39	3.63	251	330.6	-	-	23.48 < 24	
Розкосы	16		-236.1	┌┐ 90x7	24.56	210	420.1	2.77	3.99	76	105	0.524	-		18.3 < 24
	17	+183.7		┌┐ 50x5	9.6	343	428.2	1.53	2.38	224.2	179.9	-	-	19.14 < 24	
	18		-131.2	┌┐ 90x6	21.22	347.8	434.7	2.78	3.64	125	119	0.392	0.8		19.7 < 24
	19	+78.7		┌┐ 50x5	9.6	343	428.2	1.53	2.38	224.2	179.9	-	-	8.2 < 24	
Стійки	20		-26.2	┌┐ 75x5	14.78	347.8	434.7	2.31	3.35	150	104	0.276	0.8		8 < 24
	27 28		-38 -38	┌┐ 50x5 ┌┐ 50x5	9.6 9.6	248 248	310 310	1.53 1.53	2.38 2.38	162 162	132 132	0.239 0.239	0.8 0.8		20.7 < 24 20.7 < 24

2.6.5. Розрахунок зварних швів прикріплення розкосів і стійок в вузлах ферми.

Вихідні дані: зварювання напівавтоматична; зварювальний дріт Св-08 Г2С діаметром $d = 1.2 \dots 2$ мм; $\gamma_c = 1$.

$$R_{of} = 20 \text{ кН / см}^2; R_{oz} = 0.45R_u = 0.45 \times 37 = 16.65 \text{ кН / см}^2; \gamma_{of} = \gamma_{oz} = 1; \\ \beta_f = 0.9; \beta_z = 1.05 \text{ (ДБН Сталеві конструкції)}.$$

Несуча здатність зварних швів визначається міцністю по межі сплавління, тому що

$$R_{oz} \times \beta_z = 16.65 \times 1.05 < R_{of} \times \beta_f = 20 \times 0.9 \\ 17.5 \text{ кН / см}^2 < 18 \text{ кН / см}^2.$$

Елемент 16.1

$$N = 236.1 \text{ кН.}$$

Товщина кутиків $t_L = 7.0$ мм. Менша товщина стінки поясів, до яких кріпиться елемент 16, $t_L = 7$ мм. Отже, $t_{\min} = t_L = 7.0$ мм.

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і перу кутика:

$$\max k_f^o = 1.2 \times t_{\min} = 1.2 \times 0.7 = 0.84 \text{ см}; \\ \max k_f^n = 0.8 \times t_{\min} = 0.8 \times 0.7 = 0.56 \text{ см},$$

приймаємо $k_f^o = 0.8$ см, $k_f^n = 0.5$ см.

Визначаємо довжину шва по обушку:

$$l_\omega^o = \frac{\alpha \times N}{n \times R_{oz} \times \beta_z \times k_f^o} = \frac{0.7 \times 236.1}{2 \times 17.5 \times 0.8} + 1 \text{ см} = 6.9 \text{ см},$$

тут $n = 2$ - кількість швів для парних кутиків.

Визначаємо довжину шва по перу:

$$l_\omega^n = \frac{(1 - \alpha) \times N}{n \times R_{oz} \times \beta_z \times k_f^n} = \frac{(1 - 0.7) \times 236.1}{2 \times 17.5 \times 0.5} + 1 \text{ см} = 5.1 \text{ см}.$$

приймаємо $l_\omega^o = 7$ см, $l_\omega^n = 6$ см.

Елемент 17.

$$N = 183.7 \text{ кН.}$$

Товщина кутиків $t_L = 5.0$ мм.

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і перу кутика:

$$\max k_f^o = 1.2 \times t_{\min} = 1.2 \times 0.5 = 0.6 \text{ см};$$

$$\max k_f^n = 0.8 \times t_{\min} = 0.8 \times 0.5 = 0.4 \text{ см},$$

приймаємо $k_f^o = 0.6 \text{ см}$, $k_f^n = 0.4 \text{ см}$.

Визначаємо довжину шва по обушку кутика:

$$l_\omega^o = \frac{\alpha \times N}{n \times R_{\omega z} \times \beta_z \times k_f^o} = \frac{0.7 \times 183.7}{2 \times 17.5 \times 0.6} + 1 \text{ см} = 7.2 \text{ см}.$$

Визначаємо довжину шва по перу кутика:

$$l_\omega^n = \frac{(1 - \alpha) \times N}{n \times R_{\omega z} \times \beta_z \times k_f^n} = \frac{(1 - 0.7) \times 183.7}{2 \times 17.5 \times 0.4} + 1 \text{ см} = 5 \text{ см}.$$

приймаємо $l_\omega^o = 8 \text{ см}$, $l_\omega^n = 5 \text{ см}$.

Елемент 18.

$N = 131,2 \text{ кН}$.

Товщина кутиків $t_\perp = 6 \text{ мм}$.

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і перу кутика:

$$\max k_f^o = 1.2 \times t_{\min} = 1.2 \times 0.6 = 0.72 \text{ см};$$

$$\max k_f^n = 0.8 \times t_{\min} = 0.8 \times 0.6 = 0.48 \text{ см},$$

приймаємо $k_f^o = 0.7 \text{ см}$, $k_f^n = 0.4 \text{ см}$.

Визначаємо довжину шва по обушку кутика:

$$l_\omega^o = \frac{\alpha \times N}{n \times R_{\omega z} \times \beta_z \times k_f^o} = \frac{0.7 \times 131.2}{2 \times 17.5 \times 0.7} + 1 \text{ см} = 4.8 \text{ см}$$

⇒ приймаємо конструктивно $l_\omega^o = 5 \text{ см}$.

Визначаємо довжину шва по перу кутика:

$$l_\omega^n = \frac{(1 - \alpha) \times N}{n \times R_{\omega z} \times \beta_z \times k_f^n} = \frac{(1 - 0.7) \times 131.2}{2 \times 17.5 \times 0.4} + 1 \text{ см} = 3.8 \text{ см} \Rightarrow \text{приймаємо}$$

конструктивно $l_\omega^n = 5 \text{ см}$.

Елемент 19.

$N = 78.7 \text{ кН}$.

Товщина кутиків $t_\perp = 5.0 \text{ мм}$.

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і перу кутика:

$$\max k_f^o = 1.2 \times t_{\min} = 1.2 \times 0.5 = 0.6 \text{ см};$$

$$\max k_f^n = 0.8 \times t_{\min} = 0.8 \times 0.5 = 0.4 \text{ см},$$

приймаємо $k_f^o = 0.6 \text{ см}, k_f^n = 0.4 \text{ см}.$

Визначаємо довжину шва по обушку кутика:

$$l_\omega^o = \frac{\alpha \times N}{n \times R_{\omega z} \times \beta_z \times k_f^o} = \frac{0.7 \times 78.7}{2 \times 17.5 \times 0.6} + 1 \text{ см} = 3.6 \text{ см} \Rightarrow \text{приймаємо конструктивно}$$

$$l_\omega^n = 5 \text{ см}.$$

Визначаємо довжину шва по перу кутика:

$$l_\omega^n = \frac{(1 - \alpha) \times N}{n \times R_{\omega z} \times \beta_z \times k_f^n} = \frac{(1 - 0.7) \times 78.7}{2 \times 17.5 \times 0.4} + 1 \text{ см} = 2.7 \text{ см} \Rightarrow \text{приймаємо}$$

$$\text{конструктивно } l_\omega^n = 5 \text{ см}.$$

Елемент 20.

$$N = 26.2 \text{ кН}.$$

Товщина кутиків $t_\perp = 5.0 \text{ мм}.$

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і перу кутика:

$$\max k_f^o = 1.2 \times t_{\min} = 1.2 \times 0.5 = 0.6 \text{ см};$$

$$\max k_f^n = 0.8 \times t_{\min} = 0.8 \times 0.5 = 0.4 \text{ см},$$

приймаємо $k_f^o = 0.6 \text{ см}, k_f^n = 0.4 \text{ см}.$

Визначаємо довжину шва по обушку кутика:

$$l_\omega^o = \frac{\alpha \times N}{n \times R_{\omega z} \times \beta_z \times k_f^o} = \frac{0.7 \times 26.2}{2 \times 17.5 \times 0.6} + 1 \text{ см} = 1.9 \text{ см} \Rightarrow \text{приймаємо конструктивно}$$

$$l_\omega^n = 5 \text{ см}.$$

Визначаємо довжину шва по перу кутика:

$$l_\omega^n = \frac{\alpha \times N}{n \times R_{\omega z} \times \beta_z \times k_f^n} = \frac{0.7 \times 26.2}{2 \times 17.5 \times 0.6} + 1 \text{ см} = 1.9 \text{ см} \Rightarrow \text{приймаємо конструктивно}$$

$$l_\omega^n = 5 \text{ см}.$$

Елемент 27, 28 (стійки).

$$N = 38 \text{ кН}.$$

Товщина кутиків $t_\perp = 5.0 \text{ мм}.$

Визначаємо максимальні катети швів по обушку і перу кутика:

$$\max k_f^o = 1.2 \times t_{\min} = 1.2 \times 0.5 = 0.6 \text{ см};$$

$$\max k_f^n = 0.8 \times t_{\min} = 0.8 \times 0.5 = 0.4 \text{ см},$$

приймаємо $k_f^o = 0.6 \text{ см}$, $k_f^n = 0.4 \text{ см}$.

Визначаємо довжину шва по обушку кутика:

$$l_\omega^o = \frac{\alpha \times N}{n \times R_{\omega z} \times \beta_z \times k_f^o} = \frac{0.7 \times 38}{2 \times 17.5 \times 0.6} + 1 \text{ см} = 2.3 \text{ см} \Rightarrow \text{приймаємо конструктивно}$$

$$l_\omega^o = 5 \text{ см}.$$

Визначаємо довжину шва по перу кутика:

$$l_\omega^n = \frac{(1-\alpha) \times N}{n \times R_{\omega z} \times \beta_z \times k_f^n} = \frac{(1-0.7) \times 38}{2 \times 17.5 \times 0.4} + 1 \text{ см} = 1.8 \text{ см} \Rightarrow \text{приймаємо}$$

$$\text{конструктивно } l_\omega^n = 5 \text{ см}.$$

Результати розрахунку швів зводимо в таблицю 6.4.

2.6.6. Визначення кількості сполучних прокладок для елементів решітки.

Елемент 16 (опорний розкіс).

Стрижень стиснутий, перетин \square 90x7, радіус інерції $i_x = 2.77 \text{ см}$, геометрична довжина $l_c = 420.1 \text{ см}$.

Визначаємо кількість прокладок:

$$n = \frac{l_r}{2 \times 40 \times i_x} - 1 = \frac{420.1}{2 \times 40 \times 2.77} - 1 = 0.9 \text{ шт} \Rightarrow \text{приймаємо 1 прокладку,}$$

де 2 - враховує поділ опорного розкосу на дві половини по довжині кріпленням посередині стержня розпірки і установкою в місці кріплення фасонки.

Приймаємо по одній прокладці на кожній половині стержня 16.

Елемент 17 (розкіс).

Стрижень розтягнутий, перетин \square 50x5, радіус інерції $i_x = 1.53 \text{ см}$, геометрична довжина $l_c = 428.2 \text{ см}$.

Визначаємо кількість прокладок:

$$n = \frac{l_r}{80 \times i_x} - 1 = \frac{428.2}{80 \times 1.53} - 1 = 2.5 \text{ шт} \Rightarrow \text{приймаємо 3 прокладки.}$$

Елемент 18 (розкіс).

Стрижень стиснутий, перетин \square 90x6, радіус інерції $i_x = 2.78$ см, геометрична довжина $l_2 = 434.7$ см.

Визначаємо кількість прокладок:

$$n = \frac{l_r}{40 \times i_x} - 1 = \frac{434.7}{40 \times 2.78} - 1 = 2.9 \text{ шт} \Rightarrow \text{приймаємо 3 прокладки.}$$

Елемент 19 (розкіс).

Стрижень розтягнутий, перетин \square 50x5, радіус інерції $i_x = 1.53$ см, геометрична довжина $l_2 = 428.2$ см.

Визначаємо кількість прокладок:

$$n = \frac{l_r}{80 \times i_x} - 1 = \frac{428.2}{80 \times 1.53} - 1 = 2.5 \text{ шт} \Rightarrow \text{приймаємо 3 прокладки.}$$

Елемент 20 (розкіс).

Стрижень стиснутий, перетин \square 75x5, радіус інерції $i_x = 2.31$ см, геометрична довжина $l_2 = 434.7$ см.

Визначаємо кількість прокладок:

$$n = \frac{l_r}{40 \times i_x} - 1 = \frac{434.7}{40 \times 2.31} - 1 = 3.7 \text{ шт} \Rightarrow \text{приймаємо 4 прокладки.}$$

Елемент 27, 28 (стійки).

Стрижні стиснуті, перетин \square 50x5, радіус інерції $i_x = 1.53$ см, геометрична довжина $l_2 = 310$ см.

Визначаємо кількість прокладок:

$$n = \frac{l_r}{40 \times i_x} - 1 = \frac{310}{40 \times 1.53} - 1 = 4 \text{ шт} \Rightarrow \text{приймаємо 4 прокладки.}$$

Сполучні прокладки розташовуються рівномірно по довжині розглянутих стержнів.

Таблиця 6.4 Результати розрахунку швів

№ стержня	Переріз	Розрахункове зусилля N, кН	Шов по обушку			Шов по перу		
			$N_{об.} = 0.7 \times N$, кН	$k_f^o, см$	$l_o^o, см$	$N_{п.} = 0.3 \times N$, кН	$k_f^n, см$	$l_o^n, см$
16	ГГ90x7	236.1	165.27	0.8	7	70.83	0.5	6
17	ГГ50x5	183.7	128.59	0.6	8	55.11	0.4	5
18	ГГ90x6	131.2	91.84	0.7	5	39.36	0.4	5
19	ГГ50x5	78.7	55.09	0.6	5	23.61	0.4	5
20	ГГ75x5	26.2	18.34	0.6	5	7.86	0.4	5
27	ГГ50x5	38	26.6	0.6	5	11.4	0.4	5
28	ГГ50x5	38	26.6	0.6	5	11.4	0.4	5

2.1 ДОСЛІДНИЦЬКИЙ РОЗДІЛ

Консультант: Купченко Ю.В.

Дипломник: Чернобай Ю.С.

Розрізні і нерозрізні прогони

1. Загальні положення

Прогони призначені для сприймання навантажень від покрівлі та передачі їх на конструкції, які розташовані нижче – кроквяні ферми, ригелі поперечних рам каркаса тощо. До прогонів закріплюють несучі елементи покрівлі, серед яких найбільш розповсюдженими є сталеві профільовані листи. Саме несуча здатність останніх диктує крок прогонів, який, як правило, не перевищує розміри панелей верхнього пояса кроквяних ферм.



Рис. 1.2.1 Прогонне покриття

Прогони працюють як балки за розрізною або нерозрізною схемою. Їх розраховують на дію постійних (власна вага всіх елементів покрівлі) та тимчасових (атмосферні впливи, технологічне обладнання) навантажень. Сумісна дія цих навантажень відноситься до основного сполучення і розрахунок ведеться з урахуванням відповідних коефіцієнтів, установлених нормами проектування

Прогони, що закріплюються до вузлів поперечної в'язевої ферми покриття одночасно відіграють роль в'язевих розпорок, сприймаючи поздовжні зусилля, що виникають від дії горизонтальних навантажень, прикладених вздовж будівлі. Жорсткість прогонів перевіряється під дією характеристичних навантажень.

Як правило, прольот прогонів не перевищує 12 м. Тип і форма прогонів обирається за економічними міркуваннями, пов'язаними з технологічними можливостями виготовлення, наявністю і вартістю вихідних матеріалів, трудомісткістю виготовлення, типом огороджуючих конструкцій тощо. За формою прогони бувають суцільними (з холодногнутих або гарячекатаних профілів) та наскрізними.

Основними типами перерізів прогонів з гарячекатаних профілів є швелери за ГОСТ 8240 та двотаври за ГОСТ 8239 (рис. 2, а). Для виготовлення прогонів з холодногнутих профілів використовуються гнуті швелери за ГОСТ 8278, С-подібні рівнополичкові гнуті профілі за ГОСТ 8282, зетові (ГОСТ 13229) та коритоподібні (ДСТУ 2252-93) профілі (рис. 2, б). Крім того, в Україні представлений ряд холодногнутих профілів, які постачаються, в основному, країнами Європи за європейськими (EN 10204), німецькими (DIN 50049) та іншими нормативними документами (рис. 2, в).

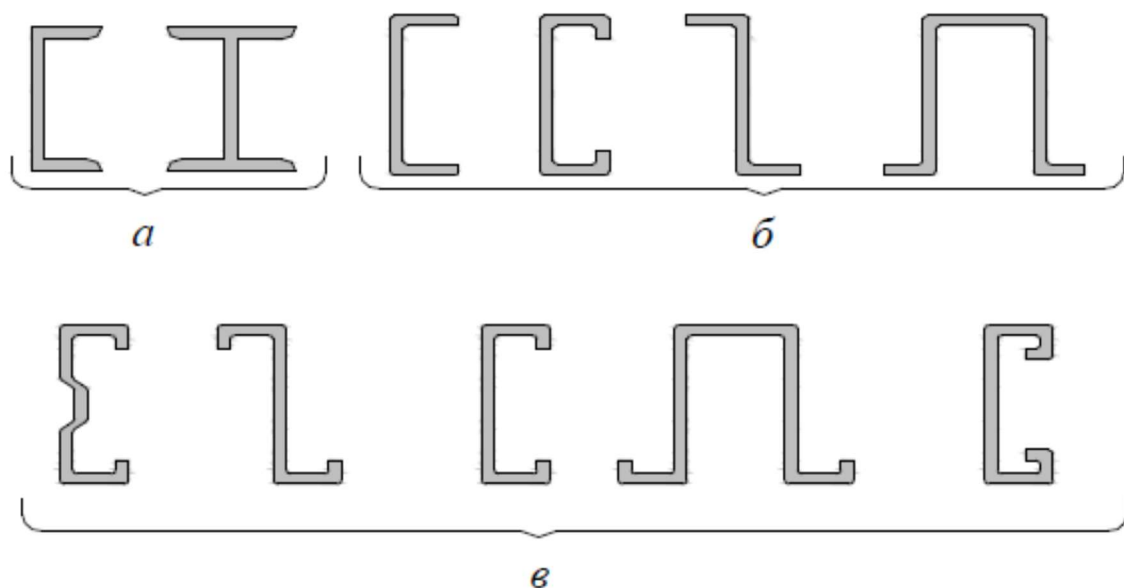


Рис. 2.2.1 Перерізи профілів для виготовлення прогонів

Прогони в покриттях з похилим або плоским покрівельним настилом розміщують з кроком 3 м з обпиранням у вузлах кроквяних ферм. В окремих випадках, за наявності великих місцевих снігових відкладень, у місцях перепаду профілю покриття – крок прогонів 1.5 м, що потребує постановки у фермах додаткових шпренгелів. У фермах, де передбачена робота верхніх поясів на позацентровий стиск, прогони розміщують поза вузлами.

Прогони закріплюють до поясів ферм за допомогою приварених коротишів, планок, гнутих листів (рис. 3).

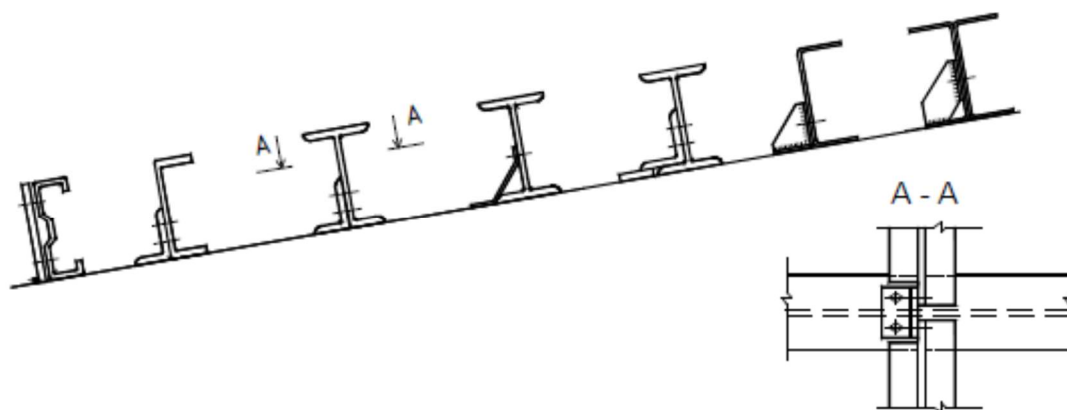


Рис. 3.2.1 Опорні кріплення прогонів

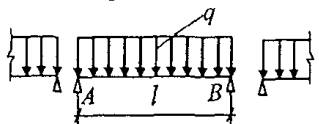
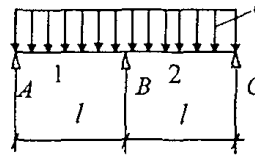
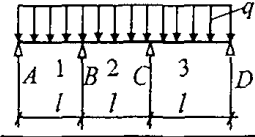
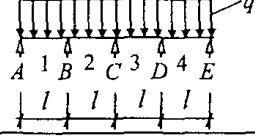
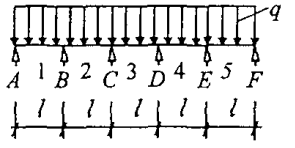
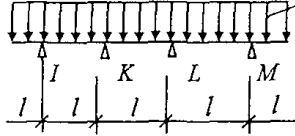
При нахиленому розміщенні площини найбільшої жорсткості прогона швелероподібні профілі треба орієнтувати кінцями полиць до гори по схилу, тому що таке розташування забезпечує кращі умови обпирання і зменшує крутіння прогону, яке виникає внаслідок позacentрового прикладання навантаження відносно центра згину перерізу.

2. Ефективність нерозрізних прогонів

За статичною схемою роботи прогони бувають розрізними або нерозрізними. Розрахункові зусилля в них визначають як і при розрахунку балок залежно від розрахункової схеми і кількості прольотів (табл. 1).

Ефективність застосування нерозрізних прогонів полягає в тому, що основне зусилля в таких балках (згинний момент в середині по довжині) зменшується і це дає можливість підібрати переріз з меншого профілю, досягаючи при цьому зменшення витрат сталі для проектуємої споруди.

Таблиця. 2.1.1. Розрахункові зусилля в розрізних і нерозрізних балках

Найменування і схема з позначенням прогонів	Момент		Поперечна сила		Опорна реакція		Відносний прогин від рівномірно розподіленого навантаження, $\frac{ql^3}{EIx}$
	позначення	множник ql^2	позначення	множник ql	позначення	множник ql	
Розрізна балка 	M	0,125	Q_A	0,5	A	0,5	0,013
Нерозрізна двопротітна балка 	M_1 M_B	0,070 -0,125	Q_A Q_{1B}	0,375 -0,625	A B	0,375 1,250	0,0052
Нерозрізна трипротітна балка 	M_1 M_B M_2	0,080 -0,100 0,025	Q_A Q_{1B} Q_{2B}	0,400 -0,600 0,500	A B	0,400 1,100	0,00677 0,00052
Нерозрізна чотирипротітна балка 	M_1 M_B M_2 M_C	0,077 -0,107 0,037 -0,071	Q_A Q_{1B} Q_{2B} Q_{2C}	0,393 -0,607 0,536 -0,464	A B C	0,393 1,143 0,926	0,0063 0,0019
Нерозрізна п'ятипротітна балка 	M_1 M_B M_2 M_C M_3	0,078 -0,105 0,033 -0,079 0,046	Q_A Q_{1B} Q_{2B} Q_{2C} Q_{3C}	0,395 -0,605 0,526 -0,474 0,500	A B C	0,393 1,132 0,974	0,00646 0,0015
Нерозрізна нескінченна балка 	$M_{пр1}$ $M_{пр}$ $M_{оп}$	0,078 0,042 -0,083	$Q_{оп}$	0,500	$I=$ $K=L$ $=M$	1,000	0,0078 0,00264

Конструктивно нерозрізність досягається шляхом напускання на опори одного прогону на інший або установки накладок, зокрема з профілю подібного перерізу (рис. 4, 5). У результаті більший прольотний опорний згинальний момент сприймається

збільшеним перерізом при одночасному зменшенні згинального моменту в прольоті. Виходячи з епюри моментів загальну довжину напуска можна взяти $(0.1 \dots 0.2) \cdot l$. Для багатопрольотної балки згинальний момент у крайньому прольоті приблизно у два рази більший ніж у інших прольотах, тому в цих прольотах необхідно збільшувати переріз прогонів, що досягається шляхом установалення подвійних профілів.

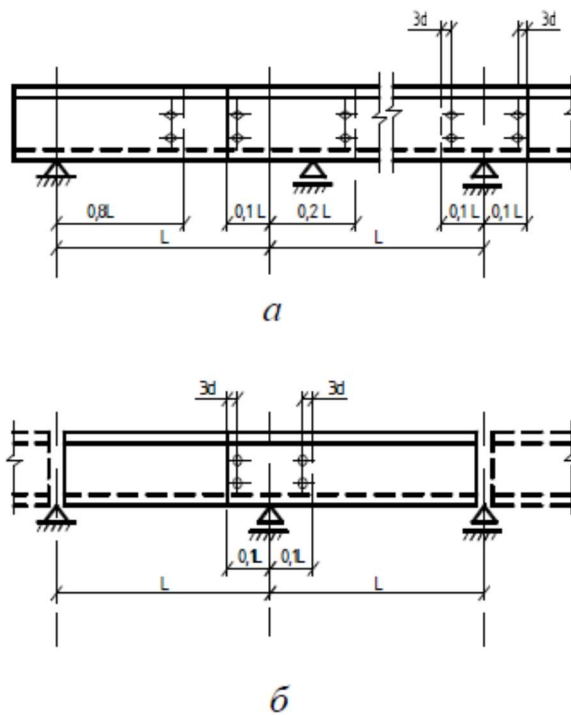


Рис. 4.2.1 Стихи прогонів:
a – внапусток у багатопрольотному прогоні;
б – внапусток у двопрольотному прогоні

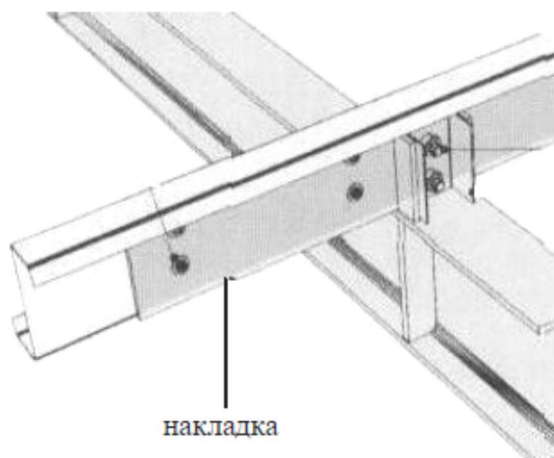


Рис. 5.2.1 Варіант улаштування нерозрізних прогонів за допомогою з'єднувальної накладки

3. Розрахунок і проектування нерозрізного прогону

Для визначення ефективності застосування нерозрізних прогонів підберемо переріз розрізного прогону і нерозрізного при різній кількості нерозрізних прольотів.

3.1. Визначення навантажень на балку прогону

На балку (прогон) будови діють:

- постійні навантаження: власна вага покрівлі і конструкції покриття;
- змінні короточасні: атмосферні (снігове навантаження).

3.1.1. Постійне навантаження

Навантаження від власної ваги покрівлі і конструкції покриття приймаємо рівномірно розподіленим по довжині балки прогону. Для цього визначаємо значення навантаження на 1 м^2 покриття, його обчислюємо в табличній формі.

Таблиця 2.1.2 Визначення навантаження на 1 м^2 покриття для

Навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження, кН/м^2
1. Гравійний захист рулонної покрівлі завтовшки 10 мм ($\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$)	0.20	1.3	0.26
2. Гідроізоляція (чотири шари руберойду)	0.16	1.3	0.21
3. Утеплювач (жорсткі мінераловатні плити ($\rho = 200 \text{ кг/м}^3$, товщиною $t = 100 \text{ мм}$))	0.20	1.3	0.26
4. Пароізоляція (один шар пергамину)	0.05	1.3	0.06
5. Сталевий несучий профільований настил Н60-845-0.7	0.09	1.05	0.095
7. Власна вага прогонів	0.08	1.05	0.084
Всього:	$g_e = 0.78$		$g_m = 0.97$

Продовження табл.2.1.2			
Всього, з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 0.95$	$g_e = 0.74$		$g_m = 0.92$

Розрахункове експлуатаційне і розрахункове граничне постійне рівномірно розподілене навантаження на 1 метр погонний довжини балки прогону (для вантажної площі шириною 3 м – відстань між вузлами верхнього поясу ферми):

$$q_{e,балка} = g_e \cdot B = 0.74 \cdot 3 = 2.22 \quad (\text{кН} / \text{м}), \quad (1.2.1)$$

$$q_{m,балка} = g_m \cdot B = 0.92 \cdot 3 = 2.76 \quad (\text{кН} / \text{м}). \quad (2.2.1)$$

3.1.2. Снігове навантаження

Розрахункове значення снігового навантаження визначається за нормами залежно від району будівництва будівлі (м. Миколаїв).

Розрахункове експлуатаційне і розрахункове граничне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття визначається за формулами:

$$S_e = \gamma_{fe} \cdot S_0 \cdot C = 0.49 \cdot 0.87 \cdot 1 = 0.43 \quad (\text{кН} / \text{м}^2), \quad (3.2.1)$$

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1.04 \cdot 0.87 \cdot 1 = 0.91 \quad (\text{кН} / \text{м}^2), \quad (4.2.1)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням, визначається в залежності від заданого середнього періоду повторюваності T . Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати рівним встановленому терміну експлуатації конструкції. Для будівель складів $T = 60$ років, відповідно приймаємо $\gamma_{fm} = 1.04$ (див. табл. 2.1.3);

Таблиця 2.1.3. Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження γ_{fm}

T , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
-------------	---	---	----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----

Продовження табл.2.1.3													
γ_{fm}	0.24	0.55	0.69	0.83	0.96	1.00	1.04	1.10	1.14	1.22	1.26	1.34	1.44

γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, визначається залежно від частки часу η , протягом якої можуть порушуватися умови другого граничного стану (див. табл. 2.1.4). Значення η приймається за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0.02$;

Таблиця 2.1.4. Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням снігового навантаження γ_{fe}

η	0.002	0.005	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.1
γ_{fe}	0.88	0.74	0.62	0.49	0.40	0.34	0.28	0.10

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (дорівнює вазі снігового покриву на один квадратний метр поверхні ґрунту), визначається залежно від снігового району (для м. Миколаїв $S_0 = 870 \text{ Па} = 87 \text{ кг/м}^2 = 0.87 \text{ кН/м}^2$);

C – коефіцієнт, визначається за формулою:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, визначається за додатком Ж [ДБН «Навантаження та впливи»] залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження (наприклад, для будівель з односкатними або двоскатними покриттями при схилі кровлі $\alpha \leq 25^\circ$ приймаємо $\mu = 1$);

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі на накопичення снігу (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування (при

відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт C_e допускається приймати рівним одиниці);

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, враховує висоту H (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулою:

$$C_{alt} = 1.4 \cdot H + 0.3 \quad (\text{при } H \geq 0.5 \text{ км}); \quad C_{alt} = 1 \quad (\text{при } H < 0.5 \text{ км}),$$

приймаємо $C_{alt} = 1$.

Розрахункове експлуатаційне і розрахункове граничне снігове рівномірно розподілене навантаження на l метр погонний довжини балки прогону (для вантажної площі шириною 3 м – відстань між вузлами верхнього поясу ферми) з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_n = 0.95$:

$$S_{e,балка} = S_e \cdot B \cdot \gamma_n = 0.43 \cdot 3 \cdot 0.95 = 1.23 \quad (\text{кН / м}), \quad (5.2.1)$$

$$S_{m,балка} = S_m \cdot B \cdot \gamma_n = 0.91 \cdot 3 \cdot 0.95 = 2.59 \quad (\text{кН / м}). \quad (6.2.1)$$

3.2. Визначення зусиль і підбір перерізу розрізного прогону

Розраховуємо прогін як однопрольотну шарнірно оперту на верхні пояси ферми балку. Розрахунок ведемо на одноосний згин, так як похил покриття $1.5\% < 2\%$.

Сумарне розрахункове експлуатаційне і розрахункове граничне рівномірно розподілене по довжині балки навантаження від сумісної дії постійного і снігового навантажень:

$$q_e = q_{e,балка} + S_{e,балка} = 2.22 + 1.23 = 3.45 \quad (\text{кН / м}), \quad (7.2.1)$$

$$q_m = q_{m,балка} + S_{m,балка} = 2.76 + 2.59 = 5.35 \quad (\text{кН / м}). \quad (8.2.1)$$

Знаходимо максимальні зусилля від розрахункового експлуатаційного та розрахункового граничного навантажень:

Опорні реакції:

$$V_{e,ліва} = V_{e,права} = \frac{q_e \cdot l}{2} = \frac{3.45 \cdot 6}{2} = 10.35 \quad (\kappa H), \quad (9.2.1)$$

$$V_{m,ліва} = V_{m,права} = \frac{q_m \cdot l}{2} = \frac{5.35 \cdot 6}{2} = 16.05 \quad (\kappa H). \quad (10.2.1)$$

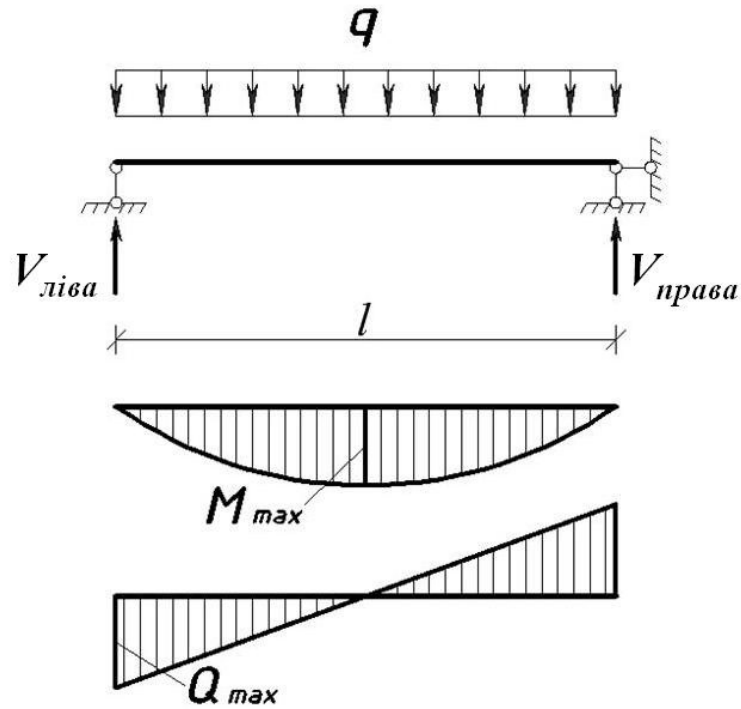


Рис. 6.2.1 Розрахункова схема розрізної балки прогону,
епюри згинальних моментів та поперечних сил

Максимальний згинальний момент:

$$M_{e,\max} = \frac{q_e \cdot l^2}{8} = \frac{3.45 \cdot 6^2}{8} = 15.5 \quad (\kappa H \cdot m), \quad (11.2.1)$$

$$M_{m,\max} = \frac{q_m \cdot l^2}{8} = \frac{5.35 \cdot 6^2}{8} = 24.1 \quad (\kappa H \cdot m). \quad (12.2.1)$$

Максимальна поперечна сила:

$$Q_{e,\max} = \frac{q_e \cdot l}{2} = \frac{3.45 \cdot 6}{2} = 10.35 \quad (\kappa H), \quad (13.2.1)$$

$$\tau_y = \frac{16,05 \text{кН}}{8,3 \text{см}^2} = 1,93 \text{кН/см}^2 \leq 0,9 \cdot 13,92 \text{кН/см}^2 = 12,53 \text{кН/см}^2.$$

Знаходимо площу поперечного перерізу стінки балки:

$$A_w = (h - t) \cdot s = (18 \text{см} - 2 \cdot 0,87 \text{см}) \cdot 0,51 \text{см} = 8,3 \text{см}^2.$$

Знаходимо площу поперечного перерізу одного поясу балки:

$$A_f = b \cdot t = 7 \text{см} \cdot 0,87 \text{см} = 6,09 \text{см}^2.$$

Розрахунковий опір сталі зрізу:

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{кН/см}^2$$

Перевірка міцності:

$$\frac{M_{m,\max}}{c_x \cdot W \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{24,1 \cdot 10^2}{1,095 \cdot 121 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,76 < 1. \quad (\text{см}^3), \quad (16.2.1)$$

де значення коефіцієнту c_x знаходимо в залежності від співвідношення

$$A_f / A_w = 6,09 / 8,3 = 0,73, \quad c_x = 1,095$$

Умова виконується, міцність забезпечена.

Перевірка балки по другій групі граничних станів (перевірка жорсткості балки прогону).

Перевірка жорсткості балки полягає в порівнянні її дійсного прогину f з граничним значенням f_u .

$$f = \frac{5 \cdot M_{e,\max} \cdot l^2}{48 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 15,5 \cdot 10^2 \cdot 600^2}{48 \cdot 20600 \cdot 1090} = 2,58 \text{ (см)} < f_u = \frac{l}{n_0} = \frac{600}{200} = 3 \text{ (см)}, \quad (17.2.1)$$

де f_u – значення граничного прогину, яке обмежуються виходячи з естетико-психологічних вимог (ДСТУ «Прогини та переміщення»).

Жорсткість балки забезпечена.

Висновок: остаточно при розрізній схемі приймаємо прогон із швелера № 18П, маса 1 м.п. складає $g = 16.3$ кг.

3.1. Визначення зусиль і підбір перерізу нерозрізного двопролітного прогону

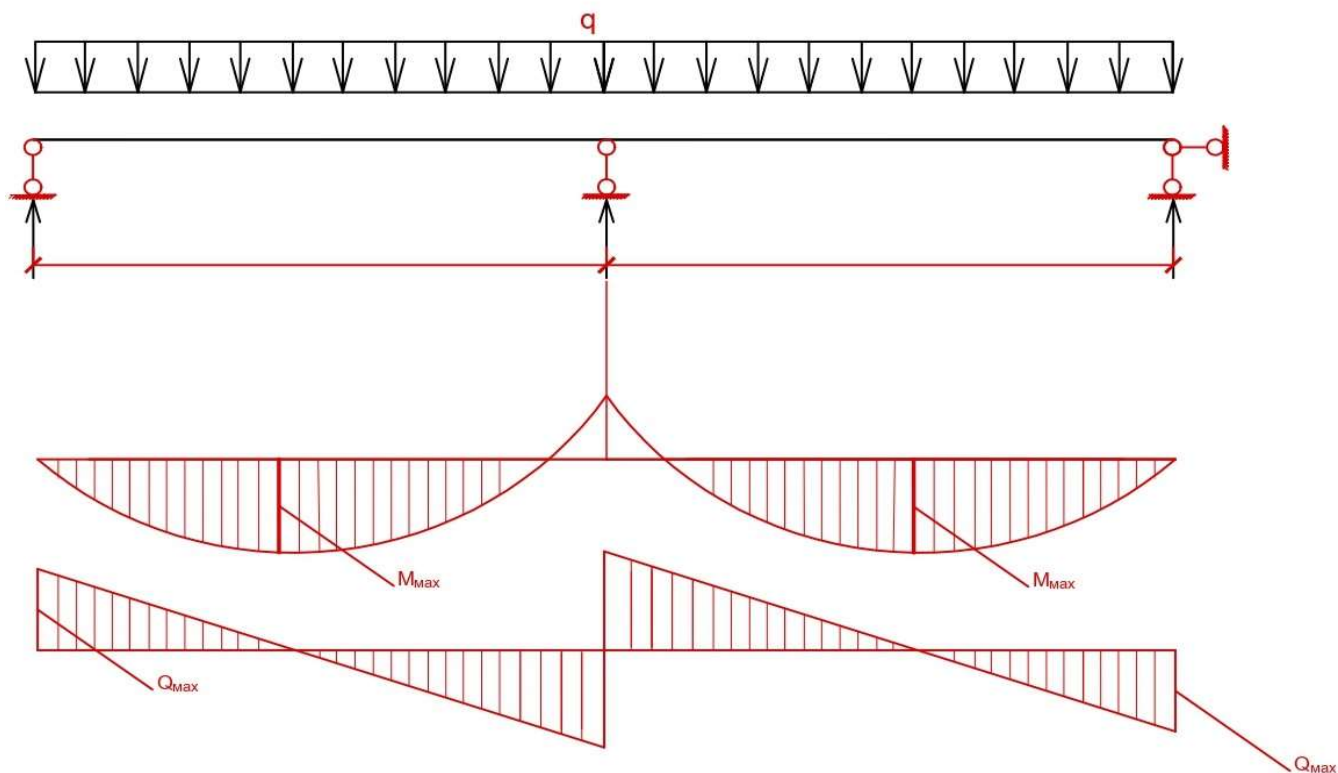


Рис. 8.2.1 Розрахункова схема нерозрізної двопролітної балки прогону, епюри згинальних моментів та поперечних сил

План двопролітних нерозрізних прогонів

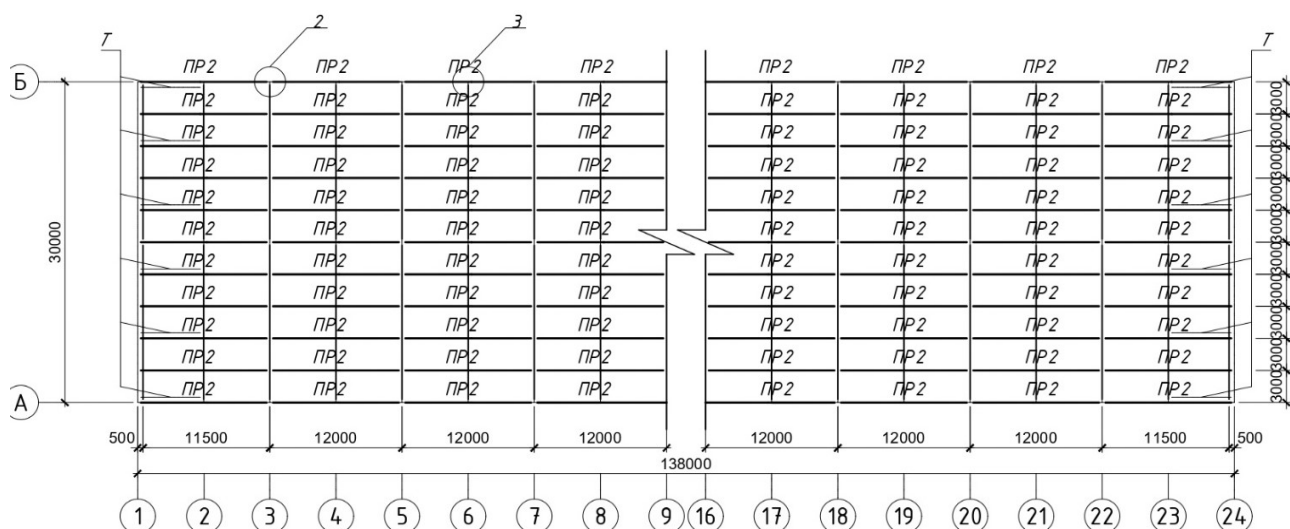


Рис.9.2.1

Максимальний згинальний момент (згідно табл. 1):

$$M_{e,\max} = 0.07 \cdot q_e \cdot l^2 = 0.08 \cdot 3.45 \cdot 6^2 = 8,69 \quad (\text{кН} \cdot \text{м}), \quad (18.2.1)$$

$$M_{m,\max} = 0.07 \cdot q_m \cdot l^2 = 0.08 \cdot 5.35 \cdot 6^2 = 13,48 \quad (\text{кН} \cdot \text{м}). \quad (19.2.1)$$

Максимальна поперечна сила:

$$Q_{e,\max} = 0.375 \cdot q_e \cdot l = 0.375 \cdot 3.45 \cdot 6 = 7,76 \quad (\text{кН}), \quad (20.2.1)$$

$$Q_{m,\max} = 0.375 \cdot q_m \cdot l = 0.375 \cdot 5.35 \cdot 6 = 12,04 \quad (\text{кН}). \quad (21.2.1)$$

Знаходимо необхідний момент опору як для балки 2-го класу:

$$W_{x,\text{необх.}} = \frac{M_{m,\max}}{c_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{13,48 \cdot 10^2}{1.12 \cdot 24 \cdot 1.0} = 50,15 \quad (\text{см}^3), \quad (22.2.1)$$

де $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір сталі класу С245 для фасонного прокату при $t = 2 \dots 20 \text{ мм}$; $\gamma_c = 1.0$ – коефіцієнт умов роботи; $c_x = 1.12$ – коефіцієнт, який враховує розвиток обмежених пластичних деформацій.

Із сортаменту прокатних швелерів з паралельними гранями полиць (ДСТУ 3436–96, ГОСТ 8240–97) підбираємо переріз:

швелер № 12П: $W_x = 50,6 \text{ см}^3$, $I_x = 304 \text{ см}^4$, $S_x = 26,6 \text{ см}^3$, $h = 12 \text{ см}$, $b = 5.2 \text{ см}$,
 $t = 0,78 \text{ см}$, $s = t_w = 0.48 \text{ см}$, $g = 10,4 \text{ кг/м.п.}$

Перевіряємо балку по першій групі граничних станів (на міцність).

Знаходимо дотичні напруження:

$$\tau_y = \frac{|Q_y|}{A_w} \leq 0,9 \cdot R_s ;$$

$$\tau_y = \frac{12,04 \text{кН}}{5,01 \text{см}^2} = 2,4 \text{кН/см}^2 \leq 0,9 \cdot 13,92 \text{кН/см}^2 = 12,53 \text{кН/см}^2. \quad (23.2.1)$$

Знаходимо площу поперечного перерізу стінки балки:

$$A_w = (h - t) \cdot s = (12 \text{см} - 2 \cdot 0,78 \text{см}) \cdot 0,48 \text{см} = 5,01 \text{см}^2. \quad (24.2.1)$$

Знаходимо площу поперечного перерізу одного поясу балки:

$$A_f = b \cdot t = 5,2 \text{см} \cdot 0,78 \text{см} = 4,06 \text{см}^2. \quad (25.2.1)$$

Розрахунковий опір сталі зрізу:

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{кН/см}^2 \quad (26.2.1)$$

Перевірка міцності:

$$\frac{M_{m,\max}}{c_x \cdot W \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{13,48 \cdot 10^2}{1,12 \cdot 50,6 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,99 < 1. \quad (\text{см}^3), \quad (27.2.1)$$

де значення коефіцієнту c_x знаходимо в залежності від співвідношення

$$A_f / A_w = 4,06 / 5,01 = 0,81, \quad c_x = 1,12$$

Умова виконується, міцність забезпечена.

Перевірка балки по другій групі граничних станів (перевірка жорсткості балки прогону).

Перевірка жорсткості балки полягає в порівнянні її дійсного прогину f з граничним значенням f_{li} .

Знаходимо дійсне значення прогину згідно табл.1:

$$f = 0.0052 \cdot \frac{q_e \cdot l^4}{E \cdot I_x} = 0.0052 \cdot \frac{3.45 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{20600 \cdot 304} = 3.71 \text{ (см)} > f_u = \frac{l}{n_0} = \frac{600}{200} = 3 \text{ (см)},$$

де f_u – значення граничного прогину, яке обмежуються виходячи з естетико-психологічних вимог (ДСТУ «Прогини та переміщення»);

0.0052 – значення коефіцієнту, прийняте за таблицею 1.

Жорсткість балки незабезпечена.

швелер № 14П: $W_x = 70.4 \text{ см}^3$, $I_x = 493 \text{ см}^4$, $S_x = 40.9 \text{ см}^3$, $h = 14 \text{ см}$, $b = 5.8 \text{ см}$,
 $t = 0.81 \text{ см}$, $s = t_w = 0.49 \text{ см}$, $g = 12.3 \text{ кг/м.п.}$

Перевіряємо балку по першій групі граничних станів (на міцність).

Знаходимо дотичні напруження:

$$\tau_y = \frac{|Q_y|}{A_w} \leq 0,9 \cdot R_s ;$$

$$\tau_y = \frac{12,04 \text{ кН}}{6,07 \text{ см}^2} = 1,98 \text{ кН/см}^2 \leq 0,9 \cdot 13,92 \text{ кН/см}^2 = 12,53 \text{ кН/см}^2.$$

Знаходимо площу поперечного перерізу стінки балки:

$$A_w = (h - t - t) \cdot s = (14 \text{ см} - 2 \cdot 0,81 \text{ см}) \cdot 0,49 \text{ см} = 6,07 \text{ см}^2. \quad (28.2.1)$$

Знаходимо площу поперечного перерізу одного поясу балки:

$$A_f = b \cdot t = 5,8 \text{ см} \cdot 0,81 \text{ см} = 4,7 \text{ см}^2. \quad (29.2.1)$$

Розрахунковий опір сталі зрізу:

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2 \quad (30.2.1)$$

Перевірка міцності:

$$\frac{M_{m,\max}}{c_x \cdot W \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{13,48 \cdot 10^2}{1,093 \cdot 70,4 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,73 < 1. \quad (\text{см}^3), \quad (31.2.1)$$

де значення коефіцієнту c_x знаходимо в залежності від співвідношення

$$A_f / A_w = 4,7/6,07 = 0,77, c_x = 1,093$$

Умова виконується, міцність забезпечена.

Перевірка балки по другій групі граничних станів (перевірка жорсткості балки прогону).

Перевірка жорсткості балки полягає в порівнянні її дійсного прогину f з граничним значенням f_u .

Знаходимо дійсне значення прогину згідно табл.1:

$$f = 0,0052 \cdot \frac{q_e \cdot l^4}{E \cdot I_x} = 0,0052 \cdot \frac{3,45 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{20600 \cdot 493} = 2,29 \text{ (см)} < f_u = \frac{l}{n_0} = \frac{600}{200} = 3 \text{ (см)}, (32.2.1)$$

де f_u – значення граничного прогину, яке обмежується виходячи з естетико-психологічних вимог (ДСТУ «Прогини та переміщення»).

Жорсткість балки забезпечена.

Висновок: остаточно при нерозрізній двопролітній схемі приймаємо прогон із швелера № 14П, маса 1 м.п. складає $g = 12,3$ кг.

3.1. Визначення зусиль і підбір перерізу нерозрізного чотирипролітного прогону

Максимальний згинальний момент (згідно табл. 1):

$$M_{e,\max} = 0,077 \cdot q_e \cdot l^2 = 0,077 \cdot 3,45 \cdot 6^2 = 9,94 \text{ (кН} \cdot \text{м)}, (33.2.1)$$

$$M_{m,\max} = 0,077 \cdot q_m \cdot l^2 = 0,077 \cdot 5,35 \cdot 6^2 = 14,83 \text{ (кН} \cdot \text{м)}. (34.2.1)$$

Максимальна поперечна сила:

$$Q_{e,\max} = 0,536 \cdot q_e \cdot l = 0,536 \cdot 3,45 \cdot 6 = 11,09 \text{ (кН)}, (35.2.1)$$

$$Q_{m,\max} = 0.536 \cdot q_m \cdot l = 0.536 \cdot 5.35 \cdot 6 = 17,21 \quad (\text{кН}). \quad (36.2.1)$$

Знаходимо необхідний момент опору як для балки 2-го класу:

$$W_{x,\text{необх.}} = \frac{M_{m,\max}}{c_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{14,83 \cdot 10^2}{1.12 \cdot 24 \cdot 1.0} = 55,17 \quad (\text{см}^3), \quad (37.2.1)$$

де $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір сталі класу С245 для фасонного прокату при $t = 2 \dots 20 \text{ мм}$; $\gamma_c = 1.0$ – коефіцієнт умов роботи; $c_x = 1.12$ – коефіцієнт, який враховує розвиток обмежених пластичних деформацій.

Із сортаменту прокатних швелерів з паралельними гранями полиць (ДСТУ 3436–96, ГОСТ 8240–97) підбираємо переріз:

швелер № 14П: $W_x = 70,2 \text{ см}^3$, $I_x = 491 \text{ см}^4$, $S_x = 40,8 \text{ см}^3$, $h = 14 \text{ см}$, $b = 5.8 \text{ см}$,
 $t = 0,81 \text{ см}$, $s = t_w = 0.49 \text{ см}$, $g = 12,3 \text{ кг/м.п.}$

Перевіряємо балку по першій групі граничних станів (на міцність).

Знаходимо дотичні напруження:

$$\tau_y = \frac{|Q_y|}{A_w} \leq 0,9 \cdot R_s ;$$

$$\tau_y = \frac{17,21 \text{ кН}}{6,07 \text{ см}^2} = 2,8 \text{ кН/см}^2 \leq 0,9 \cdot 13,92 \text{ кН/см}^2 = 12,53 \text{ кН/см}^2.$$

Знаходимо площу поперечного перерізу стінки балки:

$$A_w = (h - t) \cdot s = (14 \text{ см} - 2 \cdot 0,81 \text{ см}) \cdot 0,49 \text{ см} = 6,07 \text{ см}^2. \quad (38.2.1)$$

Знаходимо площу поперечного перерізу одного поясу балки:

$$A_f = b \cdot t = 5,8 \text{ см} \cdot 0,81 \text{ см} = 4,7 \text{ см}^2. \quad (39.2.1)$$

Розрахунковий опір сталі зрізу:

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2 \quad (40.2.1)$$

Перевірка міцності:

$$\frac{M_{m,\max}}{c_x \cdot W \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{14,83 \cdot 10^2}{1,09 \cdot 70,2 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,81 < 1. \quad (\text{см}^3), \quad (41.2.1)$$

де значення коефіцієнту c_x знаходимо в залежності від співвідношення

$$A_f / A_w = 4,7 / 6,07 = 0,81, \quad c_x = 1,09$$

Умова виконується, міцність забезпечена.

Перевірка балки по другій групі граничних станів (перевірка жорсткості балки прогону).

Перевірка жорсткості балки полягає в порівнянні її дійсного прогину f з граничним значенням f_u .

Знаходимо дійсне значення прогину згідно табл.1:

$$f = 0,0063 \cdot \frac{q_e \cdot l^4}{E \cdot I_x} = 0,0063 \cdot \frac{3,45 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{20600 \cdot 491} = 2,78 \quad (\text{см}) < f_u = \frac{l}{n_0} = \frac{600}{200} = 3 \quad (\text{см}), \quad (42.2.1)$$

де f_u – значення граничного прогину, яке обмежуються виходячи з естетико-психологічних вимог (ДСТУ «Прогини та переміщення»).

0,0063 – значення коефіцієнту, прийняте за таблицею 1.

Жорсткість балки забезпечена.

Висновок: остаточно при нерозрізній чотирьохпролітній схемі приймаємо прогон із швелера № 14П, маса 1 м.п. складає $g = 12,3$ кг.

3.1. Визначення зусиль і підбір перерізу нерозрізного нескінченного прогону

Максимальний згинальний момент (згідно табл. 1):

$$M_{e,\max} = 0,078 \cdot q_e \cdot l^2 = 0,078 \cdot 3,45 \cdot 6^2 = 9,68 \quad (\text{кН} \cdot \text{м}), \quad (43.2.1)$$

$$M_{m,\max} = 0,078 \cdot q_m \cdot l^2 = 0,078 \cdot 5,35 \cdot 6^2 = 15,02 \quad (\text{кН} \cdot \text{м}). \quad (44.2.1)$$

Максимальна поперечна сила:

$$Q_{e,\max} = 0.5 \cdot q_e \cdot l = 0.5 \cdot 3.45 \cdot 6 = 10,35 \quad (\text{кН}), \quad (45.2.1)$$

$$Q_{m,\max} = 0.5 \cdot q_m \cdot l = 0.5 \cdot 5.35 \cdot 6 = 16,05 \quad (\text{кН}). \quad (46.2.1)$$

Знаходимо необхідний момент опору як для балки 2-го класу:

$$W_{x,\text{необх.}} = \frac{M_{m,\max}}{c_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{15,02 \cdot 10^2}{1.12 \cdot 24 \cdot 1.0} = 55,8 \quad (\text{см}^3), \quad (47.2.1)$$

де $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір сталі класу С245 для фасонного прокату при $t = 2 \dots 20 \text{ мм}$; $\gamma_c = 1.0$ – коефіцієнт умов роботи; $c_x = 1.12$ – коефіцієнт, який враховує розвиток обмежених пластичних деформацій.

Із сортаменту прокатних швелерів з паралельними гранями полиць (ДСТУ 3436–96, ГОСТ 8240–97) підбираємо переріз:

швелер № 14П: $W_x = 70,2 \text{ см}^3$, $I_x = 491 \text{ см}^4$, $S_x = 40,8 \text{ см}^3$, $h = 14 \text{ см}$, $b = 5.8 \text{ см}$,
 $t = 0,81 \text{ см}$, $s = t_w = 0.49 \text{ см}$, $g = 12,3 \text{ кг/м.п.}$

Перевіряємо балку по першій групі граничних станів (на міцність).

Знаходимо дотичні напруження:

$$\tau_y = \frac{|Q_y|}{A_w} \leq 0,9 \cdot R_s ;$$

$$\tau_y = \frac{16,05 \text{ кН}}{6,07 \text{ см}^2} = 2,6 \text{ кН/см}^2 \leq 0,9 \cdot 13,92 \text{ кН/см}^2 = 12,53 \text{ кН/см}^2. \quad (48.2.1)$$

Знаходимо площу поперечного перерізу стінки балки:

$$A_w = (h - t) \cdot s = (14 \text{ см} - 2 \cdot 0,81 \text{ см}) \cdot 0,49 \text{ см} = 6,07 \text{ см}^2. \quad (49.2.1)$$

Знаходимо площу поперечного перерізу одного поясу балки:

$$A_f = b \cdot t = 5,8 \text{ см} \cdot 0,81 \text{ см} = 4,7 \text{ см}^2. \quad (50.2.1)$$

Розрахунковий опір сталі зрізу:

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{ кН/см}^2 \quad (51.2.1)$$

Перевірка міцності:

$$\frac{M_{m,\max}}{c_x \cdot W \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{15,02 \cdot 10^2}{1,09 \cdot 70,2 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,82 < 1. \quad (\text{см}^3), \quad (52.2.1)$$

де значення коефіцієнту c_x знаходимо в залежності від співвідношення

$$A_f / A_w = 4,7 / 6,07 = 0,81, \quad c_x = 1,09$$

Умова виконується, міцність забезпечена.

Перевірка балки по другій групі граничних станів (перевірка жорсткості балки прогону).

Перевірка жорсткості балки полягає в порівнянні її дійсного прогину f з граничним значенням f_u .

Знаходимо дійсне значення прогину згідно табл.1:

$$f = 0,0078 \cdot \frac{q_e \cdot l^4}{E \cdot I_x} = 0,0078 \cdot \frac{3,45 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{20600 \cdot 491} = 3,44 \quad (\text{см}) > f_u = \frac{l}{n_0} = \frac{600}{200} = 3 \quad (\text{см}), \quad (53.2.1)$$

де f_u – значення граничного прогину, яке обмежуються виходячи з естетико-психологічних вимог (ДСТУ «Прогини та переміщення»).

0,0078 – значення коефіцієнту, прийняте за таблицею 1.

Жорсткість балки незабезпечена.

швелер № 16П: $W_x = 93,4 \text{ см}^3$, $I_x = 747 \text{ см}^4$, $S_x = 54,1 \text{ см}^3$, $h = 16 \text{ см}$, $b = 6,4 \text{ см}$,
 $t = 0,84 \text{ см}$, $s = t_w = 0,5 \text{ см}$, $g = 14,2 \text{ кг/м.п.}$

Перевіряємо балку по першій групі граничних станів (на міцність).

Знаходимо дотичні напруження:

$$\tau_y = \frac{\left| Q_y \right|}{A_w} \leq 0,9 \cdot R_s ;$$

$$\tau_y = \frac{16,05 \text{кН}}{7,16 \text{см}^2} = 2,24 \text{кН/см}^2 \leq 0,9 \cdot 13,92 \text{кН/см}^2 = 12,53 \text{кН/см}^2. \quad (54.2.1)$$

Знаходимо площу поперечного перерізу стінки балки:

$$A_w = (h - t) \cdot s = (16 \text{см} - 2 \cdot 0,84 \text{см}) \cdot 0,5 \text{см} = 7,16 \text{см}^2. \quad (55.2.1)$$

Знаходимо площу поперечного перерізу одного поясу балки:

$$A_f = b \cdot t = 6,4 \text{см} \cdot 0,84 \text{см} = 5,4 \text{см}^2. \quad (56.2.1)$$

Розрахунковий опір сталі зрізу:

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24 = 13,92 \text{кН/см}^2$$

Перевірка міцності:

$$\frac{M_{m,\max}}{c_x \cdot W \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{15,02 \cdot 10^2}{1,095 \cdot 93,4 \cdot 24 \cdot 1,0} = 0,61 < 1. \quad (\text{см}^3),$$

де значення коефіцієнту c_x знаходимо в залежності від співвідношення

$$A_f / A_w = 5,4 / 7,16 = 0,75, \quad c_x = 1,095$$

Умова виконується, міцність забезпечена.

Перевірка балки по другій групі граничних станів (перевірка жорсткості балки прогону).

Перевірка жорсткості балки полягає в порівнянні її дійсного прогину f з граничним значенням f_u .

Знаходимо дійсне значення прогину згідно табл.1:

$$f = 0,0078 \cdot \frac{q_e \cdot l^4}{E \cdot I_x} = 0,0078 \cdot \frac{3,45 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{20600 \cdot 747} = 2,27 \quad (\text{см}) < f_u = \frac{l}{n_0} = \frac{600}{200} = 3 \quad (\text{см}),$$

де f_u – значення граничного прогину, яке обмежуються виходячи з естетико-психологічних вимог [] (ДСТУ «Прогини та переміщення»).

Жорсткість балки забезпечена.

Висновок: остаточно при нерозрізній нескінченній схемі приймаємо прогон із швелера № 16П, маса 1 м.п. складає $g = 14.2\text{кг}$.

3.4. Загальний висновок

Економія сталі на одному прогоні при використанні нерозрізної двопролітної схеми в порівнянні з розрізною схемою розташування прогонів та нерозрізної чотирипролітної схемою розташування прогонів складає для прогону довжиною 6 м: $(16.3 - 12.3) \cdot 6 = 24 \text{ кг}$. Економія на все покриття проектованої будівлі (проліт 30 м, довжина 138 м, крок ферм 6 м; рис. 7), де кількість прогонів довжиною 6 м складає 276 штук: $276 \cdot 24 = 6624 \text{ кг}$.

Економія сталі на одному прогоні при використанні нерозрізної нескінченної схеми в порівнянні з розрізною схемою розташування прогонів складає для прогону довжиною 6 м: $(16.3 - 14.2) \cdot 6 = 12,6 \text{ кг}$. Економія на все покриття проектованої будівлі (проліт 30 м, довжина 138 м, крок ферм 6 м; рис. 7), де кількість прогонів довжиною 6 м складає 276 штук: $276 \cdot 12,6 = 3478 \text{ кг}$.

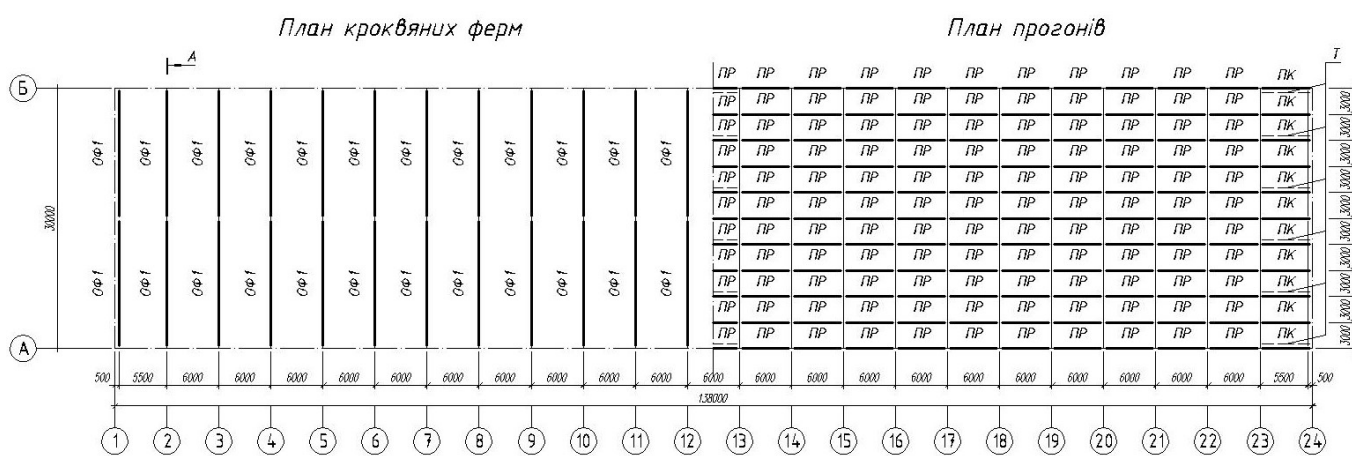


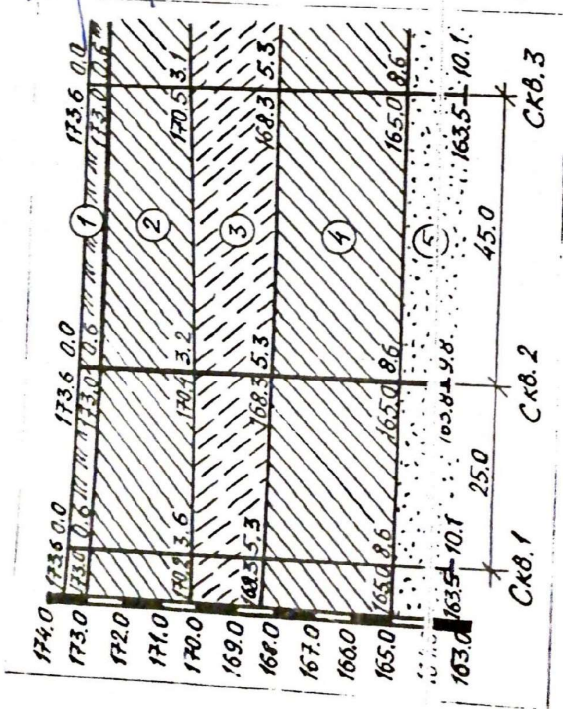
Рис. 10.2.1 План кроквяних ферм і прогонів проектованої споруди

3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Консультант: Митинський В. М.

Дипломник: Чернобай Ю.С.

Каредра оснований и фундаментов Огаса
Инженерно-геологический разрез № 70



Зерисофай
19.11.2019

АУТОЛОГИЧЕСКИЕ, ГЕНЕТИЧЕСКИЕ И ФУНКЦИОНАЛЬНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЦРЗ

Наименование инженерно-геологических элементов	Плотность ρ , г/см ³	Удельный вес γ , кН/м ³	Угол внутреннего трения φ , град	Коэффициент сцепления c , кПа	Естественная влажность W_{ez} , %		Плотность ρ_{s1} , г/см ³	Удельный вес γ_{s1} , кН/м ³	Коэффициент пористости e	Коэффициент сжимаемости α_{s1}	Коэффициент консолидации U_{s1}	Коэффициент деформации β_{s1}	Коэффициент разрыхления β_{s1}
					г/100 г	г/100 г							
1 Пыльно-растительный слой	1.65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2 Суглинок с включением гравия	2.66	19.2	0.19	0.19	28	9.5	18	30	—	—	—	—	—
3 Суглинок с включением гравия	2.67	18.7	0.21	0.19	25	7.0	14	15	—	—	—	—	—
4 Суглинок	2.67	17.6	0.18	0.19	26	14	23	18	—	—	—	—	—
5 Песок средней крупности	2.66	17.2	0.07	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

ЗАДАНИЯ ПО ВЫПОЛНЕНИЮ РАЗДЕЛА ПРОЕКТА "ОЦЕНКА ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИХ УСЛОВИЙ РАЙОНА СТРОИТЕЛЬСТВА"

Описание литологического состава грунтов.
Оценка мощности грунтовых напластований, их выдержанность по склону и горизонтально, наличие прослоев слабых отложений, линз.
Описание генетических типов грунтов и условий их образования, наиболее характерные свойства и особенности грунтов.
Наличие водоносных горизонтов.
Определение расчетных физических характеристик грунтов и их прочностного состояния.
Оценка деформационных и прочностных свойств ИГЗ и прогноз поведения показателя их физического состояния при возможных намеченных и антропогенных процессах.
При наличии слоев лессовидных грунтов необходимо:
Остроить эпюры $\sigma_{z0} = f(\gamma_1, h_1)$
Остроить графики $E_{s1} = f(\sigma_{z0})$
Определить для каждого слоя лессовидного грунта значения P_{s1} и суммарную просадку S_{s1}
Определить тип лессовых грунтов по проточности.
Оценку и анализ инженерно-геологических условий строительства и эксплуатации проектируемого здания или сооружения.
Зработали: Колесников Л.И., Кодрянова Р.М., Ересовко Е.Г.

3.1. Оцінка конструктивної характеристики будівлі

Проектована будівля в плані має розміри 138 x 30м, в поперечному напрямі вона є однопролітною рамою довжиною 30м. Крок колон складає 6м. Підземне господарство і підвали відсутні. Будівля одноповерхова, заввишки 12.100м.

Будівлі і споруди залежно від чутливості до осідань умовно підрозділяються на абсолютно жорсткі, відносно жорсткі і нежорсткі (гнучкі). Абсолютно жорсткі споруди мають велику вертикальну жорсткість (елеватори, доменні печі і так далі). Вони не згинаються, а дають осаду як єдиний масив.

Відносно жорсткі будівлі, деформуючись разом з основами, оказують вплив на величину осідань і частково їх вирівнюють. У конструкціях відбувається перерозподіл напруги і зміна зусиль, діючих на основу.

Нежорсткі (гнучкі) споруди, передаючи навантаження на ґрунт, йдуть за осіданнями основи. При цьому додаткової напруги від нерівномірних навантажень в них не виникає. До них відносяться будівлі з суцільнометалевим каркасом, гнучкі днища резервуарів, промислові будівлі з покриттям по фермах, одноповерхові складські приміщення і так далі. Осідання окремих елементів цих споруд йдуть за осіданнями основ і не викликають значних перерозподілів напруги конструкцій.

Проектуєма будівля каркасна тому, згідно з [10] ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення», приймаємо граничні значення деформацій основ і фундаментів при новому будівництві:

– відносна різниця осідань $(\Delta S/L)_u = 0,004$;

– максимальні осідання $(S_{\max,u}) = 15\text{см}$.

Отримані за розрахунком деформації основи повинні бути менше гранично-припустимих, що забезпечить експлуатаційну придатність будівлі і його довговічність.

3.2. Оцінка ґрунтових умов ділянки забудови

Ділянка будівництва знаходиться в місті Миколаїв. Поверхня майданчика горизонтальна.

На майданчику були пробурені 3 свердловини глибиною 9,8...10,1м. За результатами буріння було встановлено слідуєчий літологічний склад нашарувань:

Шар-1: ґрунтово-рослинний шар, потужність шару 0,6м.

ПЕ -2: суглинок з включенням гравію, потужність шару 2,5...3,0м.

ПЕ -3: супісок з включенням гравію, потужність шару 1,7...2,2м.

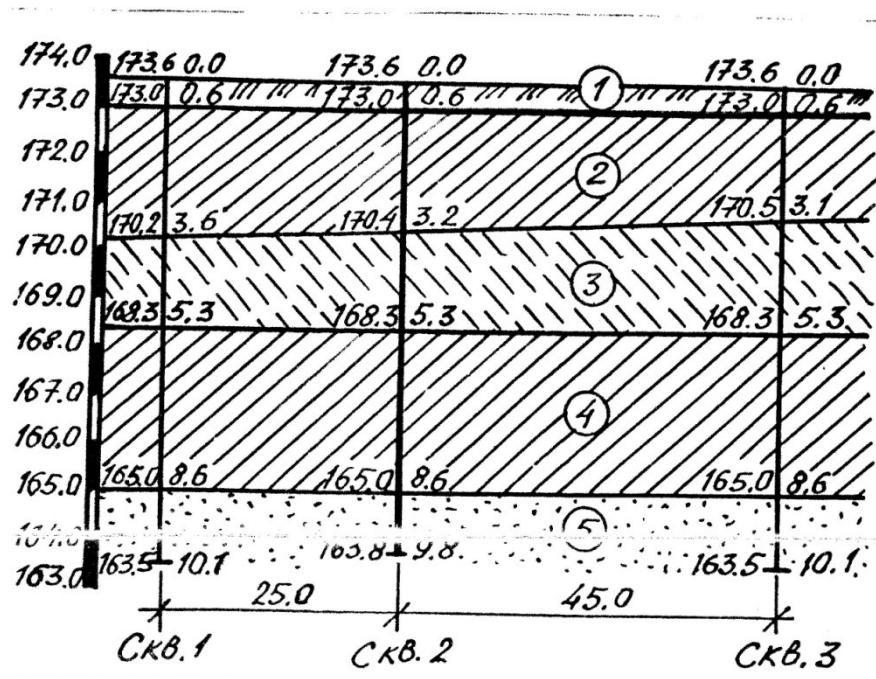
ПЕ -4: суглинок, потужність шару 3,0...3,3м.

ПЕ -5: пісок середньої крупності, потужність шару 1,5...2,2м.

Рівень ґрунтових вод на глибину буріння зустрінутий не був.

За приведеними основними показниками фізичних властивостей визначимо похідні показники:

Інженерно-геологічний розріз



Таблиця 3.1 Показники фізико - механічних властивостей виділених ПГЕ

№ п/п	Літологічні типи порід	ρ_s г/см ³	ρ г/см ³	ω	ω_L	ω_p	E_0 МПа	φ град	C кПа
1	Грунтово - рослинний шар	-	1,65	-	-	-	-	-	-
2	Суглинок з включенням гравію	2,66	1,92	0,19	0,17	0,28	9,5	18	30
3	Супісок з включенням гравію	2,67	1,87	0,21	0,19	0,25	7,0	14	15
4	Суглинок	2,67	1,76	0,18	0,18	0,26	14,0	23	18
5	Пісок середньої крупності	2,66	1,72	0,07	-	-	19,0	36	-

1. Щільність сухого ґрунту ρ_d :

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + \omega}, \text{ г/см}^3,$$

$$\rho_{d2} = 1,92 / (1 + 0,19) = 1,61 \text{ г/см}^3$$

$$\rho_{d3} = 1,87 / (1 + 0,21) = 1,55 \text{ г/см}^3$$

$$\rho_{d4} = 1,76 / (1 + 0,18) = 1,49 \text{ г/см}^3$$

$$\rho_{d5} = 1,72 / (1 + 0,07) = 1,61 \text{ г/см}^3$$

2. Коефіцієнт пористості e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1,$$

$$e_2 = (2,66 / 1,61) - 1 = 0,65$$

$$e_3 = (2,67 / 1,55) - 1 = 0,72$$

$$e_4 = (2,67 / 1,49) - 1 = 0,79$$

$$e_5 = (2,66 / 1,61) - 1 = 0,65$$

3. Пористість ґрунту n :

$$n = \frac{e}{1 + e},$$

$$n_2 = 0,65 / (1 + 0,65) = 0,39$$

$$n_3=0,72/(1+0,72)=0,42$$

$$n_4=0,79/(1+0,79)=0,44$$

$$n_5=0,65/(1+0,65)=0,39$$

4. Коефіцієнт водонасичення S_r :

$$S_r = \frac{\omega \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}; \rho_w = 1 \text{ г/см}^3,$$

$$S_{r2}=0,19 \cdot 2,66/1 \cdot 0,65=0,78$$

$$S_{r3}=0,21 \cdot 2,67/1 \cdot 0,72=0,78$$

$$S_{r4}=0,18 \cdot 2,67/1 \cdot 0,79=0,61$$

$$S_{r5}=0,07 \cdot 2,66/1 \cdot 0,65=0,29$$

5. Число пластичності:

$$I_p = \omega_L - \omega_p$$

$$I_{p2}=0,28-0,17=0,11 \text{ - суглинок}$$

$$I_{p3}=0,25-0,19=0,06 \text{ - супісок}$$

$$I_{p4}=0,26-0,18=0,08 \text{ - суглинок}$$

6. Показник текучості:

$$I_L = (\omega - \omega_p) / I_p$$

$$I_{L2}=(0,19-0,17)/0,11=0,18 \text{ - напівтвердий}$$

$$I_{L3}=(0,21-0,19)/0,06=0,33 \text{ - пластичний}$$

$$I_{L4}=(0,18-0,18)/0,08=0 \text{ - напівтвердий}$$

7. Питома вага:

$$\gamma = \rho \cdot g = 10 \cdot \rho,$$

$$\gamma_1=16,5 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_2=19,2 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_3=18,7 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_4=17,6 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_5=17,2 \text{ кН/м}^3$$

За отриманими результатами розрахунків і наявних характеристиках ґрунтів проводимо аналіз кожного інженерно-геологічного елемента:

ІГЕ-2: суглинок з включенням гравію – середнього ступеню водонасичення, напівтвердий, середньостисливий. Такі ґрунти використовуються як природні основи фундаментів і для пірамідальних і козових паль. В окремих випадках як основа висячих паль.

ІГЕ-3: супісок з включенням гравію – середнього ступеню водонасичення, пластичний, середньостисливий.

ІГЕ-4: суглинок – середнього ступеню водонасичення, напівтвердий, середньостисливий.

ІГЕ-5: пісок середньої крупності – мало насичений водою, середньої щільності, малостисливий. Такі ґрунти є хорошими основами для фундаментів і паль.

3.3. Діючі навантаження на фундаменти і вибір можливих варіантів фундаментів

Навантаження на фундаменти під колони складають (навантаження прийняті за розрахунком наведеним у розділі 2 «Розрахунок конструкцій»):

$$M=840\text{кНм}; N=337,5\text{кН}; Q=155,4\text{кН}.$$

Вибір типу основ і фундаментів проводиться на основі аналізу інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов ділянки будівництва з урахуванням кліматичних умов (глибини промерзання), величини навантаження від споруди і його конструктивних особливостей.

У даних умовах раціональними фундаментами можуть служити:

Варіант 1: стовбчасті фундаменти - за несучий шар приймаємо ІГЕ-2 – суглинок з включенням гравію, з модулем деформації $E_0=7,0\text{МПа}$.

Варіант 2: пальові фундаменти з призматичних паль - за несучий шар приймаємо ІГЕ-4 – суглинок, з модулем деформації $E_0=14,0\text{МПа}$.

3.4. Визначення глибини закладання підшви фундаментів

Глибина закладання фундаментів є одним з основних чинників, що забезпечують необхідну величину деформацій, граничну, що не перевищує, за умовами нормальної експлуатації проектованої будівлі і споруди.

Глибина закладання фундаментів залежить від цілого ряду чинників:

1. Конструктивних особливостей (будівля без підвалу).
2. Глибини розташування комунікацій.
3. Інженерно-геологічних умов майданчика.
4. Гідрогеологічні умови майданчика (грунтові води зустрінуті на глибину буріння не були).
5. Величини і характеру навантажень на фундаменти.
6. Глибини сезонного промерзання ґрунтів. Підшва фундаменту повинна розташовуватися нижче за глибину сезонного промерзання ґрунтів з урахуванням теплового режиму будівлі.

Підшва фундаменту повинна спиратися на несучий шар із заглибленням нижче його кривлі на 0,2...0,3м.

Виходячи із конструктивних особливостей будівлі, приймаємо висоту монолітного залізобетонного стовбчастого фундаменту – 2,3м, монолітного залізобетонного ростверку – 2,3м.

3.5. Визначення основних розмірів фундаментів у плані

Оптимальні розміри підшви фундаменту визначаються з умови забезпечення експлуатаційної придатності будівлі або споруди при дії навантажень в найбільш невідповідних поєднаннях.

Попередньо площа підшви стовпчастого фундаменту A , м² визначається за формулою:

$$A = \frac{1,1 \cdot N}{R_0}$$

де: R_0 – умовний розрахунковий опір ґрунту ($R_0=250,8\text{кПа}$);

N – навантаження на фундамент;

$\bar{\gamma} = 20 \text{кН/м}^3$ питома вага фундаменту і ґрунту на його обрізах;

d_n – глибина закладання підшви фундаменту.

$$A = \frac{1,1 \cdot 337,5}{250,8} = 1,48 \text{м}^2,$$

З урахуванням дії згинаючого моменту, приймаємо фундаменти розміром:

$$l \cdot b = 1,8 \times 1,5 = 2,7 \text{м}^2$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту основи під підшовою фундаменту R , кПа, за формулою:

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

де: $\gamma_{c1} = 1,25$ и $\gamma_{c2} = 1,0$ – коефіцієнти умов роботи;;

$k = 1$; $k_z = 1$;

значення M_γ, M_q, M_c - визначаються залежно від $f(\varphi = 18^\circ)$;

$M_\gamma = 0,43$, $M_q = 2,73$, $M_c = 5,31$;

$b = 1,5 \text{м}$ - прийнята ширина фундаменту, м;

$d_n = 2,300 \text{м}$ – глибина закладання підшви фундаменту, м;

$\gamma_{II} = \frac{1,3 \cdot 19,2 + 0,95 \cdot 18,7}{2,55} = 19,00 \text{кН/м}^3$ - середнє значення питомої ваги ґрунтів

вище підшви фундамент (визначається на глибині, що дорівнює $1,5b = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{м}$);

$\gamma_{II}' = \frac{0,6 \cdot 16,5 + 1,7 \cdot 19,2}{2,3} = 18,50 \text{кН/м}^3$ - середнє значення питомої ваги ґрунтів

вище підшви фундаменту;

$c_{II} = 30 \text{кПа}$ - питоме зчеплення ґрунту, кПа.

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} (0,43 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 19,00 + 2,73 \cdot 2,30 \cdot 18,50 + 5,31 \cdot 30) = 359,6 \text{кПа}$$

Підставимо у формулу визначення ширини фундаменту отримане значення R :

$$A = \frac{1,1 \cdot 337,5}{359,6} = 1,03 \text{м}^2,$$

З урахуванням дії згинаючого моменту, приймаємо фундаменти розміром:

$$l \cdot b = 3,0 \times 2,4 = 7,2 \text{ м}^2$$

Виконаємо перевірки тисків по підшві фундаменту:

$p_{cp} = (n + G_{\phi}) / A$ – середній тиск;

$$P_{\max/\min} = P_{cp} \pm \frac{M + Q \cdot d_n}{W}; \quad P_{\max} \leq 1,2R; \quad P_{\min} > 0; \quad W = \frac{b \cdot l^2}{6}$$

G_{ϕ} - вага фундаменту і ґрунту на його уступах;

$$G_{\phi} = l \cdot b \cdot d \cdot \gamma$$

$$p_{\max} = p_{cp} + (M + Q \cdot d_n) / W;$$

$$p_{\min} = p_{cp} - (M + Q \cdot d_n) / W$$

$$W = (b \cdot l^2) / 6$$

$$P_{\max} / P_{\min} \geq 0,2;$$

$$p = \frac{337,5 + 331,2}{7,2} = 92,9 \text{ кПа} < R = 359,6 \text{ кПа}$$

$$G_{\phi} = 3,0 \cdot 2,4 \cdot 2,3 \cdot 20 = 331,2 \text{ кН}$$

$$W = \frac{2,4 \cdot 3,0^2}{6} = 3,6 \text{ м}^3$$

$$p_{\max} = 92,9 + \frac{840 + 155,4 \cdot 2,3}{3,6} = 425,5 \text{ кПа} < 1,2R = 431,52 \text{ кПа}$$

$$p_{\min} = 92,9 - \frac{840 + 155,4 \cdot 2,3}{3,6} = 239,7 \text{ кПа}$$

$$p_{\min} / p_{\max} = 239,7 / 425,5 = 0,56 > 0,2$$

$$\frac{1,2R - p_{\max}}{1,2R} \cdot 100\% < 20\%$$

$$\frac{431,52 - 425,5}{431,52} \cdot 100\% = 1,4\% < 20\%$$

Усі умови перевірок виконуються, отже, розміри фундаментів прийняті правильно.

Розрахунок осідання методом пошарового підсумовування

Осідання фундаменту, S , визначається за формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i}$$

где: β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в і-му шарі ґрунту на вертикалі, яка проходить через центр підосви фундаменту;

h_i - товщина і-ого шару ґрунту, яка приймається не більше 0,4 ширини фундаменту;

n – число шарів, на які розбита стислива товща основи;

$\sigma_{z\gamma,i}$ – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вилученого з котловану, в і-му шарі ґрунту, яка проходить через центр підосви, на глибині z від підосви фундаменту;

E_i - модуль деформації і-го шару ґрунту за гілкою траєкторії початкового навантаження.

Розрахунок напружень від додаткового тиску і осідання фундаменту доцільно виконувати в табличній формі.

Визначаємо вертикальну напруга від власної ваги ґрунту на рівні підосви фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma \cdot d_n = 0,6 \cdot 16,5 + 1,7 \cdot 19,2 = 42,54 \text{ кПа}$$

Визначаємо товщину елементарного шару:

$$h_i = 0,4 \cdot 2,4 = 0,96 \text{ м}$$

$$\sigma_{zp0} = 92,9 \text{ кПа}$$

Коефіцієнт α приймаємо по таблиці 4.10 в залежності від співвідношення $\xi = 2z/b$ и $\eta = \ell/b$.

$$\eta_{кр} = \ell/b = 3,0/2,4 = 1,25.$$

Нижню границю стисливої товщі визначаємо на глибині, де виконується умова $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$.

Результати визначення величини σ_{zy}

z, м	$\xi=2z/b$	$A_{тр}$	σ_{zy} , кПа
0,0	0,0	1,000	42,54
1,3	0,43	0,970	41,26
3,0	1,00	0,818	34,80
6,3	2,10	0,532	22,63
7,8	2,60	0,449	19,10

$\xi=2z/B_{тр}$, де $B_{тр}$ - ширина траншеї ($B_{тр}=6,0$ м).

$$L_{тр}/B_{тр}=144,0/6,0=24,0$$

Розрахунок осідання стовпчастого фундаменту

z, м	$\xi=2z/b$	α	σ_{zg} , кПа	σ_{zp} , кПа	σ_{zy}^* , кПа	σ_{zpi} , кПа	σ_{zyi} , кПа	$\sigma_{zpi}-\sigma_{zyi}$, кПа	h_i , см	E, МПа	S_i , см
0,0	0	1,000	42,54	92,9	42,54	85,0	42,07	42,93	96	9500	0,35
0,96	0,8	0,830	60,97	77,1	41,59						
						61,8	40,41	21,39	96	7885	0,21
1,92	1,6	0,501	79,09	46,5	39,23						
						37,2	37,41	-0,21	96	7000	0
2,88	2,4	0,300	97,05	27,9	35,58						
						22,8	33,64	-10,84	96	13125	0
3,84	3,2	0,191	114,07	17,7	31,70						

$$0,2\sigma_{zg} > \sigma_{zp}$$

$$\sum S_i = 0,56 \text{ см}$$

Для фундаменту на глибині від подошви фундаменту рівною 3,4м виконується вище наведена умова $\sigma_{zp}=17,7\text{кПа} < 0,2\sigma_{zg}=0,2 \cdot 114,07=22,81\text{кПа}$. Отже - глибина стисливої товщі $H_c = 3,4\text{м}$.

Сумарна величина осідання фундаменту, яка підраховується в межах стисливої товщі, дорівнює $S=0,56\text{см}$.

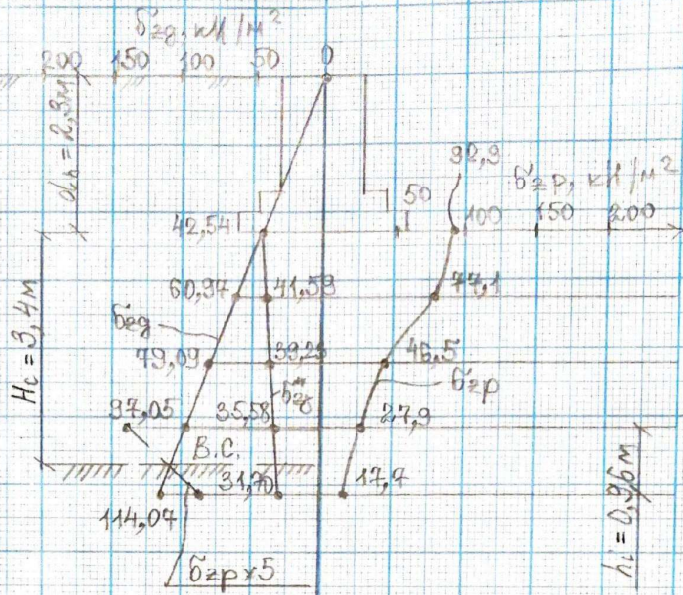
Порівнюємо отримане осідання з величиною гранично-припустимим:

$$S=0,56\text{см} < S_u=15,0\text{см}$$

Вимоги норм виконано. Прийняті розміри фундаментів забезпечать надійну експлуатацію споруди.

Розрахункова схема до визначення осідання стовпчастих фундаментів

Умова позк.	h_i м	C_{α} кН/м ²	E_{α} МПа
1	0,6	12,5	-
2	3,0	13,2	9,5
3	1,7	18,7	7,0
4	3,3	17,6	14,0
5	1,5	17,2	19,0



$\gamma 2, \text{m}$

3.6. Розрахунок пальових фундаментів з призматичних паль

Довжина паль визначається виходячи з таких умов:

а) її підошва повинна бути заглиблена в несучий шар не менше: у глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,01$, чим на 0,5м.

б) над дном котловану зберігається недобита ділянка палі завдовжки 0,5м для подальшого сполучення її з ростверком.

Значення отриманої довжини палі округляють у велику сторону до цілого числа метрів. Залежно від довжини підбирається перетин палі.

Заглиблюємо палі в ПГЕ-4 ($E_0=14,0\text{МПа}$) на 1,5м.

$$L=6,8-2,3+0,5=5,0\text{м}$$

Приймаємо забивну палю марки С50.30-7. З урахуванням прийнятої довжини палі 5,0м її заглиблення в шар суглинку складає 1,5м.

Для визначення несучої здатності складається розрахункова схема, на якій викреслюються:

а) геологічний розріз з параметрами основи, необхідними для розрахунку, в масштабі 1:100;

б) ділянка котловану з відміткою глибини закладання підошви фундаменту;

в) подовжній розріз палі.

Несучу здатність палі визначаємо по формулі:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot l_i),$$

де: $\gamma_c=1,1$; $\gamma_{cR}=1,0$; $\gamma_{cf}=1,0$ – коефіцієнти умов роботи палі, ґрунту під підошвою і по бічній поверхні;

$R=9610\text{кН/м}^2$ – розрахунковий опір ґрунту під підошвою палі, для $z_{cb}=6,8\text{м}$ при $I_L=0$;

$A=0,09\text{м}^2$ і $u=1,2\text{м}$ – площа (м^2) і периметр (м) поперечного перетину палі;

f_i - розрахунковий опір тертю ґрунту по бічній поверхні палі, кН/м^2 ;

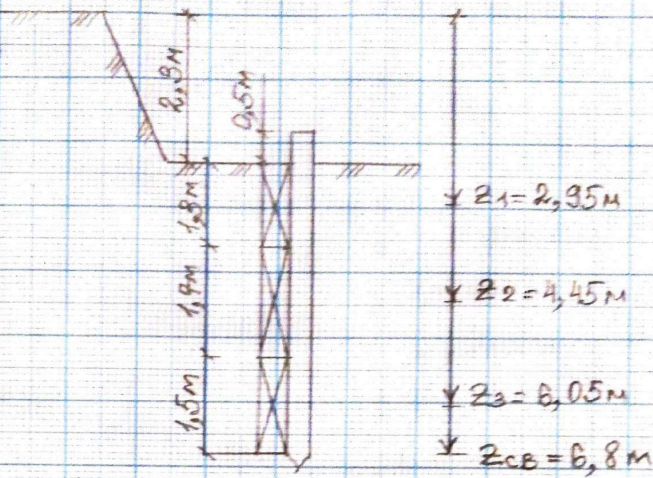
h_i – товщина умовного шару ґрунту, на яких діляться ПГЕ, пройдені палею, приймаються $\leq 2\text{м}$.

Визначаємо опір палі по бічній поверхні в табличній формі.

Розрахункова схема до визначення
несучої здатності призматичних палів

П 50.30-7

Шари підм.	h, м	$\gamma_{п}$ контр. піски	φ , °	E МПа
1	0,6	-	-	-
2	3,0	0,18	18	9,6
3	1,9	0,33	14	7,0
4	3,3	0	23	14,0
5	1,5	серед.	36	19,0



Розрахункове вертикальне навантаження на палю визначається по формулі:

$$N_{св.} = F_d / \gamma_k,$$

де: F_d – несуча здатність палі визначена розрахунком;

γ_k – коефіцієнт надійності, що приймається рівним 1,4.

№ ум. шару	z_i , м	I_L	f_i кН/м ²	h_i , м	$f_i \cdot h_i$
1	2,95	0,18	47,23	1,3	61,40
2	4,45	0,33	35,60	1,7	60,52
3	6,05	0	58,1	1,5	87,15
					209,07

$$F_d = 1 \cdot (1,1 \cdot 0,09 \cdot 9610 + 1,2 \cdot 209,07) = 1202,3 \text{ кН}$$

$$N_{св.} = 1202,3 / 1,4 = 858,8 \text{ кН}$$

Кількість палей у стовбчастих фундаментах визначаємо за формулою:

$$n = 1,1 \cdot N / N_{св.},$$

де: N - розрахункове навантаження на фундамент від споруди, кН;

1,1 - коефіцієнт, що враховує масу ростверку.

$$n = 1,1 \cdot 337,5 / 858,8 = 0,43 \rightarrow n = 4 \text{ палі}$$

Враховуючи дію згинального моменту, приймаємо під колони - 4 палі.

$$N_{\max} = (1,1 \cdot N / n) + (M \cdot y_{\max} / \sum y_i^2) \leq N_{св.}$$

$$N_{\max} = \frac{1,1 \cdot 337,5}{4} + \frac{840 \cdot 0,45}{4 \cdot 0,45^2} = 559,5 \text{ кН} < N_{св.} = 858,8 \text{ кН}$$

$$N_{\min} = \frac{1,1 \cdot 337,5}{4} + \frac{840 \cdot 0,45}{4 \cdot 0,45^2} = 373,9 \text{ кН} > 0$$

Розрахунок осідання палювих фундаментів

Визначимо осідання фундаменту з 4 палей. Марка палей С50.30-7. Відстань між осями палей 3d. Розрахунок фундаменту з висячих палей і його заснування за деформаціями слід, як правило, робити як для умовного фундаменту на природній основі відповідно до вимог ДБН. Визначимо кордон умовного фундаменту. Знизу він обмежений площиною АБ, що проходить через нижні

кінці паль; зверху - поверхнею землі ВГ; з боків - вертикальними площинами АВ і БГ, віддаленими від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальної палі на відстані $a=h \cdot \operatorname{tg}\varphi_{\text{II, mt}}/4$, але не більше $2d$.

де: $\varphi_{\text{II, mt}}$ – середнє розрахункове значення кута внутрішнього тертя;

$$\varphi_{\text{II, mt}}=(1,3 \cdot 18^\circ+1,7 \cdot 14^\circ+1,5 \cdot 23^\circ)/4,5=18,2^\circ$$

$$\text{Тоді: } a=h \cdot \operatorname{tg}\varphi_{\text{II, mt}}/4=4,5 \cdot \operatorname{tg}18,2^\circ/4 \approx 0,40\text{м}$$

Приймаємо $a=0,40\text{м}$

Визначаємо розміри умовного фундаменту в плані:

$$L_y=2 \cdot a+4 \cdot d=2 \cdot 0,40+4 \cdot 0,30=2,00\text{м}$$

$$B_y=2 \cdot a+4 \cdot d=2 \cdot 0,40+4 \cdot 0,30=2,00\text{м}$$

$$L_y/B_y=2,0/2,0=1,0$$

Визначаємо площу і вага умовного фундаменту:

$$A_{\text{уф}}=L_y \cdot B_y=2,0 \cdot 2,0=4,0\text{м}^2$$

$$G_{\text{уф}}=A_{\text{уф}} \cdot N_{\text{уф}} \cdot \gamma=4,0 \cdot 20 \cdot 6,8=544,0\text{кН}$$

Середній тиск під подошвою фундаменту :

$$P=(N+ G_{\text{уф}})/ A_{\text{уф}}$$

$$P=\frac{337,5+544,0}{4,0}=220,4\text{кПа}$$

Осідання фундаменту, S , визначається за формулою:

$$S=\beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i})h_i}{E_i}$$

где: β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – середнє значення вертикального нормального напруження від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту на вертикалі, яка проходить через центр подошви фундаменту;

h_i - товщина i -ого шару ґрунту, яка приймається не більше 0,4 ширини фундаменту;

n – число шарів, на які розбита стислива товща основи;

$\sigma_{z\gamma,i}$ – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту, вилученого з котловану, в i -му шарі ґрунту, яка проходить через центр подошви, на глибині z від подошви фундаменту;

E_i - модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою траєкторії початкового навантаження.

Підсумовування осідань елементарних шарів виконують в діапазоні від підшови умовного фундаменту до глибини, де виконується умова:

$$k(\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \leq \sigma_{zp}$$

где: $\sigma_{zu,l}$ – напруга від власної ваги ґрунту від підшови ростверку до підшови умовного фундаменту, визначається як σ_{zg} , але без врахування ваги ґрунту вище підшови ростверку.

k – коефіцієнт, який визначається згідно з пунктом 7 розділу 4.3.1.

Розрахунок напружень від додаткового тиску і осідання фундаменту доцільно виконувати в табличній формі.

$$\sigma_{zg,0} = 99,29 + 1,5 \cdot 17,6 = 125,69 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg,1} = 0,6 \cdot 16,5 = 9,9 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg,2} = 9,9 + 3,0 \cdot 19,2 = 67,5 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg,3} = 67,5 + 1,7 \cdot 18,7 = 99,29 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg,4} = 99,29 + 3,3 \cdot 17,6 = 157,37 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg,5} = 157,37 + 1,5 \cdot 17,2 = 183,17 \text{кПа}$$

Визначаємо напруження від власної ваги ґрунту від підшови ростверку до підшови умовного фундаменту:

$$\sigma_{zu,l,2} = 1,3 \cdot 19,2 = 24,96 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zu,l,3} = 24,96 + 1,7 \cdot 18,7 = 56,75 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zu,l,0} = 56,75 + 1,5 \cdot 17,6 = 83,15 \text{кПа}$$

$$h_i = 0,4 \cdot 2,0 = 0,80 \text{м}$$

$$\sigma_{zp0} = 220,4 \text{кПа}$$

Розрахунок додаткових напружень на границях елементарних шарів і осідання виконаємо в табличній формі.

Результати визначення величини $\sigma_{z\gamma}$

z, м	$\xi=2z/b$	$\acute{\alpha}_{\text{тр}}$	$\sigma_{z\gamma}$, кПа
0,0	0,0	1,000	42,54
1,8	0,60	0,929	39,52
9,0	3,00	0,397	16,89

$\xi=2z/B_{\text{тр}}$, де $B_{\text{тр}}$ - ширина траншеї ($B_{\text{тр}}=6,0\text{м}$).

$$L_{\text{тр}}/B_{\text{тр}}=144,0/6,0=24,0$$

$$\sigma_{zg,0}=\gamma \cdot d_n=0,6 \cdot 16,5+1,7 \cdot 19,2=42,54\text{кПа}$$

Розрахунок осідання пального фундаменту

№	ξ	Z_i , м	α	σ_{zg} , кПа	$\sigma_{zu,l}$, кПа	σ_{zp} , кПа	$\sigma_{z\gamma}$, кПа	$\sigma_{zp,i}$, кПа	$\sigma_{z\gamma i}$, кПа	$\sigma_{z\gamma i} - \sigma_{z\gamma i}$, кПа	h_i , см	E_i , кПа	s_i , см
0	0	0	1,000	125,69	83,15	220,4	42,54	198,4	41,87	156,53	80	14000	0,72
1	0,8	0,8	0,800	139,77	83,15	176,3	41,20						
2	1,6	1,6	0,449	153,85	83,15	99,0	39,86	137,7	40,53	97,17	80	14000	0,44
3	2,4	2,4	0,257	167,69	83,15	56,6	37,63	77,8	38,75	39,05	80	17750	0,14
4	3,2	3,2	0,160	181,45	83,15	35,3	35,12	46,0	36,38	9,62	80	19000	0,03
5	4,0	4,0	0,108	195,21	83,15	23,8	32,61	29,6	33,87	-4,27	80	19000	0
6	4,8	4,8	0,077	208,97	83,15	17,0	30,10	20,4	31,36	-10,96	80	19000	0

$$k(\sigma_{zg} - \sigma_{zu,l}) \geq \sigma_{zp}$$

$$\Sigma S_i = 1,33\text{см}$$

$$S = 1,33\text{см} < S_{\text{max}} = 15\text{см}.$$

Умови перевірок виконуються.

3.7. Техніко-економічне порівняння прийнятих варіантів фундаментів

Порівняння варіантів виробляється за вартістю, а також за виробничими міркуваннями і технічними перевагами.

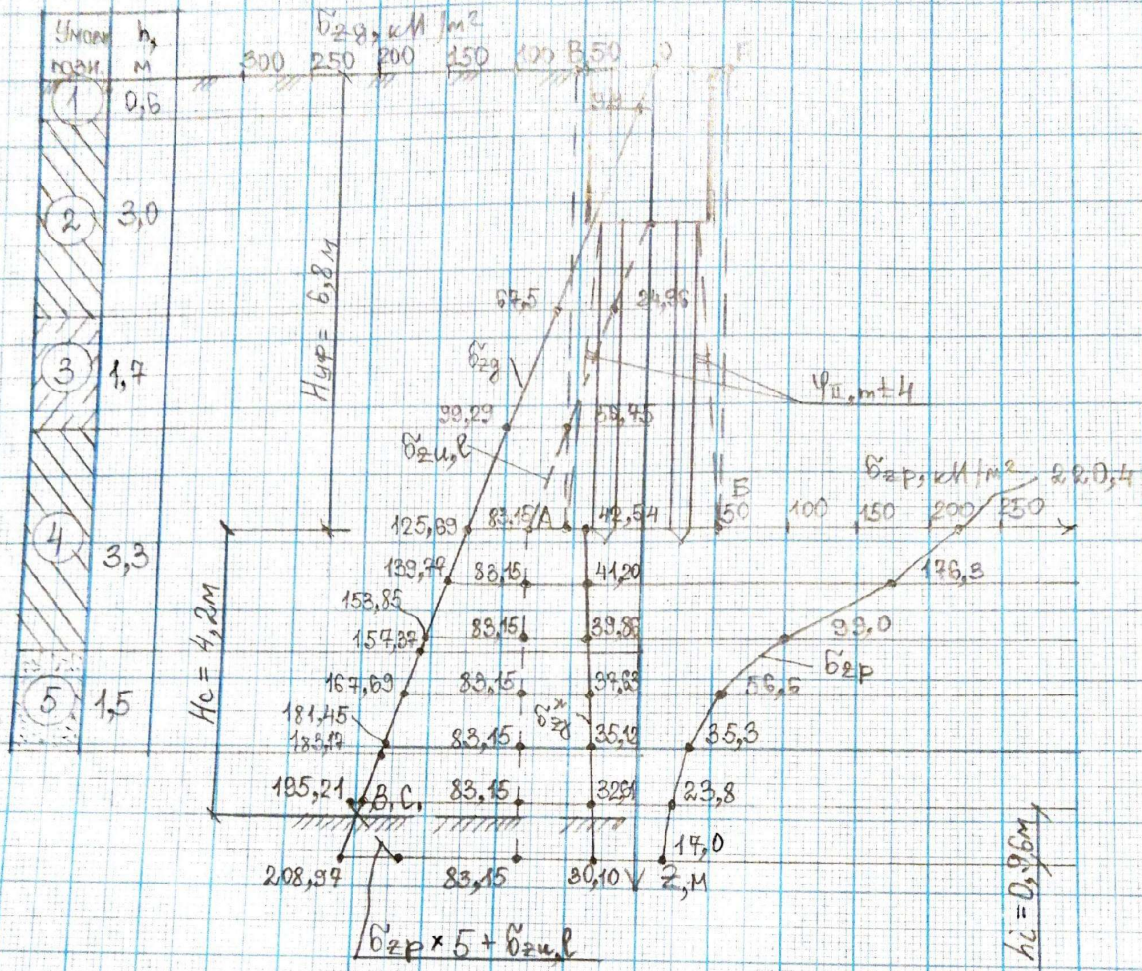
Порівняння варіантів фундаментів за вартістю:

№ п/п	Найменування робіт	Од. виміру	Вартість за одиницю виміру, грн	К-сть	Загальна вартість, грн.
1	2	3	4	5	6
I варіант фундаментів					
	Влаштування фундаментів				
1	Влаштування підготовки під фундаменти	м ³	1100-00	38,27	42097
2	Влаштування монолітних залізобетонних фундаментів	м ³	1150-00	579,6	666540
Разом:					708637
II варіант фундаментів					
	Пристрій фундаментів				
1	Занурення паль	п.м	80-00	920	73600
2	Вартість паль	м ³	2500-00	117,76	294400
3	Влаштування підготовки під ростверк	м ³	1100-00	20,33	22363
4	Влаштування монолітного залізобетонного ростверку	м ³	1150-00	298,08	342792
Разом:					733155

Найбільш економічним за своєю собівартістю, є I варіант фундаментів (фундаменти мілкового закладення на природній основі).

З технологічної сторони також більш доцільними є ці фундаменти, так як вони менш трудомісткі, а також простіші у влаштуванні.

Розрахункова схема до визначення осідання пильових фундаментів



4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Консультант : Бабій І.М.

Дипломник : Чернобай Ю.С.

4.1 . Організація і технологія монтажу конструкцій

Відповідно до вимог [13] ДБН « Несучі та огорожуючі конструкції » і [14] ДБН А.3.1-5 діє до: 2016 « Організація будівельного виробництва» монтаж збірних конструкцій передбачено вести потоковим методом при комплексної механізації транспортних, вантажно-розвантажувальних і монтажних робіт з використанням ефективного монтажного обладнання, раціонального технологічного оснащення та інструменту.

Монтаж починається після технологічної підготовки об'єкта до монтажу і після завершення на частини об'єкта (ділянки) всього комплексу робіт зі зведення підземної частини будівлі.

Рішення щодо вибору методів монтажу приймається на основі врахування факторів взаємовпливу всіх структурних елементів організаційно-технологічних рішень комплексного процесу монтажу. Організаційні рішення являють собою комплекс заходів спрямованих на впорядкування та систематизацію виконання технологічних і транспортних операцій на будівельному майданчику, вони забезпечують розбивку будівлі на монтажні ділянки, вибір рішення по послідовності і черговості установки конструкції в проектне положення, подача елементів в монтажну зону.

Відповідно до характеристик проектованої будівлі, з його великою тривалістю (138 м), невеликою висотою (12 м), прольотом (30 м), відносно невеликою масою монтованих елементів, вибираємо відповідні крани і механізми для транспортування елементів на будівельний майданчик.

Проектована будівля складається з одного прольоту (30 м) і ділиться на дві основні частини. Обидві частини - виробничі, однак через технологічну послідовності виконуваних операцій, будівля поділено відповідним чином.

Монтаж конструкцій ведемо як з "коліс", так і з при об'єктних

складів. Розрахована панель сталевого профільованого настилу доставляється на об'єкт панелевоз в спеціальних кондукторів закріплюють її по контуру, а монтується за монтажний петлі.

Комплексний процес монтажу збірних конструкцій включає наступні основні процеси та операції: строповку, підйом подачу, орієнтування і установку, тимчасове кріплення і вивіряння, проектне закріплення. Стропування конструкцій будівлі здійснюється за допомогою вантажо-захоплювальних пристроїв і стропувальних пристосувань.

Стропування конструкцій, що мають монтажні петлі (плити профнастилу, стінові панелі) здійснюються за допомогою гаків і стропів через траверси.

Стропування колон здійснюють через стропувальні отвори в колоні.

Балкові конструкції крокв в обхват з пружинними замками, що дозволяють виробляти дистанційну розстроповку конструкцій.

Після установки в проектне положення нестійкі елементи (колони, стінові панелі) тимчасово закріплюють для забезпечення їх стійкості, після чого виробляють остаточне їх зміцнення.

При проектуванні збірних будівель і споруд поряд з іншими показниками ефективності необхідно враховувати показник монтажної технологічності.

Високий ступінь монтажної технологічності може бути досягнута шляхом раціонального укрупнення конструкцій, підвищення заводської готовності і точності виготовлення конструкцій, застосування самофіксуються стикових з'єднань і т. Д.

У цьому будинку тепла покрівля. Покриття з сталевого профнастилу встановлюють по прогонах. Прогони встановлюють на верхній пояс кроквяних ферм в їх вузлах. Як прогонів застосовують прокатні балки.

Для теплих покрівель в якості несучих елементів, що укладаються по прогонах, широко використовуються сталевий профільований настил.

Профільований настил виготовляють з оцинкованої рулонної сталі товщиною $t = 0.8; 0.9; 1$ мм ; висота профілю $h = 40, 60$ і 80 мм ; ширина $B = 680, 711$ і 782 мм ; довжина до 12 м .

Профільовані листи укладають на прогони, розташованим через 3 м .

Настил кріпиться до прогонів самонарізними гвинтами. Між собою листи настилу з'єднуються комбінованими заклепками, що дозволяють вести клепку з одного боку настилу. Маса настилу $10-15$ кг / м² .

4.2 . Методи виробництва робіт

1. Підготовчі роботи.

До внутрішньо-майданчикових підготовчих робіт відносяться:

- проектно-вишукувальні роботи;
- створення геодезичної розбивочної основи для будівництва;
- розчищення території будівництва;
- планування майданчика будівництва, забезпечення стоків води;
- влаштування тимчасових доріг, мереж водо-, тепло- та електропостачання, телефонного зв'язку, прокладання нових інженерних комунікацій;
- установка тимчасових інвентарних приміщень для обігріву робітників, прийому їжі, сушіння, зберігання робочого одягу.

2. Земляні роботи.

Це сукупність робочих процесів по розробці, переміщення і укладки ґрунту. Перед безпосереднім риттям котловану необхідно зняти верхній рослинний шар ґрунту бульдозером. Для влаштування фундаментів виривається траншея за допомогою одноківшевого екскаватора. Недобір ґрунту в основі траншеї не повинен перевищувати 10 см . Що залишився ґрунт в місцях установки фундаментів усувають вручну. Земляні роботи необхідно проводити відповідно до вимог [12] ДСТУ-Н Б В.2.1-28 діє до:

2013 «Настанова відносно проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів».

До робіт по влаштуванню монолітних фундаментів приступають після закінчення всіх видів робіт по уривку траншей. Поверхня ґрунту в зоні майбутнього фундаменту ретельно вирівнюють і роблять бетонну підготовку. Бетонна суміш подається до місця бетонування баддями за допомогою крана. Після установки арматури бетонування фундаментів ведуть горизонтальними шарами товщиною 0.3 м з ущільненням вібраторами. Розпалубку виконують після того, як бетон набере необхідну міцність. Улаштування основ і фундаментів виконувати відповідно до вимог [12] ДСТУ-Н Б В.2.1-28 діє до: 2013 «Настанова відносно проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів». Правильність установки фундаменту перевіряють геодезичними приладами.

Із зовнішнього боку фундаменту влаштовують обклеєну гідроізоляцію (гідроізол на гарячій бітумній мастиці). Після закінчення монтажу фундаментів і прокладки підземних комунікацій проводять зворотну засипку ґрунту до верху фундаментного блоку. Засипку ведуть горизонтальними шарами, з ретельним ущільненням ґрунту трамбуванням. Навколо будівлі встановлюють вимощення з ухилом в протилежну сторону від нього.

4. Монтаж збірного металевго каркаса.

Конструкції монтуються комбінованим методом. Колони - диференційованим, а ферми і елементи покриття - комплексним.

Диференційований метод передбачає послідовну установку всіх конструкцій в межах ділянки монтажу і тільки після цього встановлення конструкцій іншого типу. При комплексному типі швидше відкривається фронт для подальших робіт, скорочується кількість одиниць оснащення і терміни будівництва.

5. Монтаж колон.

До початку монтажу колони повинні бути виконані наступні роботи:

- змонтовані фундаменти під колони;
- проведена зворотна засипка та планування ґрунту навколо будівлі;
- доставлені в зону монтажу необхідні монтажні пристосування, інструмент і інвентар;
- завезені і вивантажені колони;
- укомплектовані бригади монтажників.

Перед монтажем колон необхідно очистити від бруду і напливів металу їх оголовки, після чого провести строповку колони. Краном виробляють підйом колон, переносять її і плавно опускають в стакани фундаментів. Тимчасове закріплення і вивіряння колон виконується за допомогою клинових вкладишів. Після цього виробляють розстроповку колони і замоноличують стик фундаменту і колони бетоном.

6. Монтаж діафрагми жорсткості.

Діафрагми жорсткості встановлюють після монтажу колон до укладання ригелів і в'язевих плит. При монтажі діафрагма жорсткості подається краном до місця установки, обережно заводиться між колонами і встановлюється на шар цементного розчину товщиною 20 мм . Після приведення в проектне положення низу діафрагми і вивірки її по вертикалі (з точністю ± 5 мм) за допомогою рейки схилу вони тимчасово закріплюються підкосами і з'єднуються з колонами і між собою за допомогою зварювання сталевих закладних деталей.

7. Монтаж стінових панелей.

Монтаж починають з установки цокольних панелей, правильність положення яких контролюють геодезичними інструментами. Положення інших панелей перевіряють схилом і рівнем. Після вивірки положення панелей закладні деталі панелей стін приварюють до закладних деталей

колон. Стики зашпаровують пружними синтетичними прокладками і мастиками. Розшивку швів панелей розчином виконують з колісок і риштувань, розташованих зовні будівлі.

8. Цегляна кладка.

Ділянки зовнішніх стін будівлі виконуються зі звичайної цегли товщиною 510 мм і 380 мм з трирядної системою перев'язки швів. Кладку виконують на цементному розчині. Товщина горизонтальних швів 12 мм, вертикальних - 10 мм. Для підвищення несучої здатності суцільних стін в горизонтальні шви укладають арматуру у вигляді зварних сіток. Цегляна кладка виконується з риштування. Процес виконання кам'яної кладки включає наступні операції: установку порядку з натягуванням пригалок; підготовку ліжку і розрівнювання розчину; укладку каменів в ліжку з утворенням швів; перевірку правильності кладки.

9. Покрівля.

До влаштування покрівлі повинні бути закінчені всі види будівельно-монтажних робіт.

Покрівля складається з 3-х руберойду на гарячій бітумній мастиці, вирівнює цементно-піщаної стяжки, з 1-го шару пароізоляції з пергаміну, з шару утеплювача з пінополістиролу, і з листів сталевого профільованого настилу.

Покрівля повинна бути міцна, жорстка і рівна по всій довжині площі і мати передбачений проектом ухил до водостоків.

У місцях примикання покрівлі до парапетів, пристрої водостічних воронки і карнизів необхідно укласти 3-тю шару руберойду на гарячій бітумній антисептированній мастиці.

10. Оздоблювальні роботи.

Підлоги.

До початку робіт із влаштування підлог на об'єкті повинні бути закінчені всі загально-будівельні, сантехнічні та електротехнічні роботи.

Підлоги на ґрунті.

Підстава (ґрунт) ущільнюють шаром щебеню або гравію крупністю 40-60 мм шляхом ущільнення його в ґрунт катками. Бетонний армований підстилаючий шар й виконують з бетону класу В20 .

Пристрій чистих підлог.

Бетонні і цементно-піщані покриття влаштовують по бетонній підстильного шару. Бетонні покриття укладають смугами шириною до 2-х м , послідовно бетонуючи смуги через одну, а потім заповнюючи проміжки. Ущільнюють суміш поверхневими вібраторами.

Процес настилення лінолеуму включає наступні роботи: розкрій, прирізання крайок, приклеювання. Розкрій слід проводити з запасом 3-4 см по довжині (на усадку) і 10 мм на кожен стик по ширині (на урізання). Підстава лінолеуму покривають ґрунтувальними складами. Після висихання ґрунтовки на поверхні розкладають полотнища лінолеуму і приганяють їх одне до одного. Під кожне з них наносять під підставу мастику 10 см уздовж стику. Після наклеювання лінолеуму по периметру приміщення прикріплюють дерев'яні плінтуси.

Установка віконних і дверних блоків.

Віконні і дверні блоки металопластикові встановлюють в проектне положення і тимчасово закріплюють за таких виверочні операціях:

- центрування блоку;
- вивірки глибини установки блоку по зовнішній поверхні стіни, вертикальності блоку;
- установка низу блоку горизонтально по рівню.

Віконні рами і дверні прорізи навішують з встановленими на заводі напів шарнірами, приладами та замками.

Штукатурні роботи.

До початку штукатурних робіт повинні бути встановлені і закріплені віконні та дверні блоки, закладені і замонолічені зазори між коробами і стінками, а також всі отвори в стінах, встановлені засоби кріплення сантехнічних приладів. Поверхні очищають від пилу і бруду, жирових і бітумних плям, фарби. Щоб зробити поверхні шорсткими, їх насікають на глибину 10-12 мм. Поверхні перевіряють провішування у вертикальній і горизонтальній площинах за допомогою рівня, виска або рівня з рейкою. Розчин на поверхню наносять шарами в кілька отворів механічним способом за допомогою розпилювальної форсунки, в яку розчин нагнітається розчинонасосом по розчину проводу. Образ наносять суцільним рівним шаром і не розрівнюють. Грунт наносять на образ в кілька шарів з інтервалом в часі і кожен шар розрівнюють, особливо розрівнюють останній. Грунт розрівнюють напів тертками, виправляють по маяках робочим правилом, рівність поверхні перевіряють робочим правилом.

Малярні роботи.

Перед виробництвом малярних робіт отвори в будівлі повинні бути заклені; на оштукатурених поверхнях не повинно бути тріщин і щілин.

Підготовчі операції:

- очищення поверхні від пилу, бруду, іржі;
- згладжування поверхні;
- розшивка тріщин;
- ґрунтування поверхонь;
- часткове підмазування;
- суцільне шпаклювання з допомогою пневматичних установок низького тиску;
- шліфування пемзою або шкіркою;

- під масляні склади виконують повторне ґрунтування поверхні.

До забарвленням поверхонь приступають після закінчення всіх операцій по їх підготовці до фарбування. Вапняна фарба виконується на злегка вологих поверхнях в 2 шари.

Клейова забарвлення наноситься в 2 прийоми.

Водоемульсійна фарбування наноситься в 2 прийоми, другий шар - після повного висихання першого. При нанесенні всіх перерахованих складів використовується електрокраскопульти.

Важкодоступні місця і дрібні роботи фарбуються вручну пензлем або валиком.

4.3 . Технологічна карта на монтаж сталевого профільованого настилу

4.3.1. Галузь застосування.

Технологічна карта розроблена на монтаж сталевого профільованого настилу. Особливість даної тех. картою в наступному: листи профнастилу разом з утеплювачем і пароізоляції монтуються на прогони, утворюючи модуль укрупнення. Модуль монтується краном МКГ- 25БР з зони складування конструкції на ферми. Монтаж модулів ведеться з центру ферми до краю. Збірка модулів ведеться на стендах укрупненого. Після чого модуль транспортується в зону складування. Звідти і ведеться монтаж модулів. Монтаж ведеться в 2 зміни.

Довжина стріли крана МКГ-25БР - 28.5 м , вантажопідйомність при максимальному вильоті стріли 15 м дорівнює 2 .5 т.

Таблиця 4.1 - Відомість обсягів робіт

№ п / п	Найменування робіт	Од. вимір.	підрахунок	кількість
1	Монтаж прогонів	шт	- // -	275
2	Монтаж листів профнастилу	м ²	за планом	4140
3	Пристрої пароізоляції (1 шар)	м ²	- // -	4140
4	Пристрій теплоізоляції (1 шар)	м ²	- // -	4140
5	Пристрій руберойдового килима (3 з лоя)	м ²	- // -	12420

4.3.2. Вибір монтажних кранів.

Крани для монтажу збірних конструкцій будівлі підбираються по:

- 1) необхідної вантажопідйомності - Q_M^{TP} , т,
- 2) необхідній висоті підйому гака - $H_{кр}^{TP}$, м,
- 3) необхідному вильоту гака крана - $L_{кр}^{TP}$, м.

$$Q_M^{TP} = P_{эл} + g_m,$$

де: $P_{эл}$ - максимальна вага даного елемента;

g_m - вага вантажо-захоплювальних пристроїв.

$$H_{кр}^{TP} = h_0 + h_{эл} + h_{без} + h_m,$$

де: h_0 - перевищення опори монтируемого елемента над рівнем стоянки крана, м;

$h_{эл}$ - висота (довжина), що монтується в підвішеному становищі, м;

$h_{без}$ - величина безпечного зазору між монтируемой і раніше встановленої конструкції (0.5 - 0.7 м);

h_m - монтажна висота вантажопідйомного пристосування, м.

Таблиця 4.2 – Вантажо-захоплювальні (монтажні) пристосування

№ п / п	Найменування елементів, які монтує	Вага елемента, т	Найменування вантажо-захоплювального пристрою	Характеристики вантажо-захоплювального пристрою		
				вантажопідйомність, т	g_m , т	h_m , м
1	колони	1.8	Траверса уніфікр. ЦНИИОМТП, РУ-455	6	0.08	1.0
2	Ф Ерми	2.04	Траверса 19 50	5	0.4	3.5
3	Монтуємий модуль укрупнення	1.6	Траверса 19 50	5	0.4	3.5
4	Стінові панелі	2.1	Строп двогілковий 2СТ-10/400	6	0.09	3.5

Визначення Q_M^{TP} і $H_{кр}^{TP}$

Таблиця 4.3 - Результати визначення Q_M^{TP} і $H_{кр}^{TP}$

№ п / п	Найменування елементів, які монтує	$Q_{эл}, T$	g_m, T	Q_m^{TP}, T	h_0, M	$h_{без}, M$	$h_{эл}, M$	h_m, M	$H_{кр}^{TP}, M$
1	колона	1.8	0.08	1.9	0	0.5	12.35	1.0	13.85
2	ферма	2.04	0.4	2.5	8.4	0.5	3.15	3.5	15.55
3	модуль укрупнення	1.6	0.4	2	11.55	0.5	0.45	3.5	16
4	Стінова панель	2.1	0.09	2.2	0	0.5	1.2	3.5	5.2

Для монтажу даних елементів підбираємо один кран, тому що монтажні параметри цих елементів мають близькі значення. Кран підбираємо по техніко-економічним значенням.

У зв'язку з великою довжиною проектованої будівлі, з максимальною віддаленістю одного з найважчих елементів і необхідної висотою підйому гака вибираємо гусеничний кран МКГ-25БР .

4.3.3. Технологія і організація монтажу.

Монтаж сталевого профнастилу ведеться наступним чином. Спочатку на стендах укрупненої збірки збирається модуль, що складається з двох прогонів, нижнього шару з листів профнастилу та ущільнювача з пароізоляцією. Все це монтується в такій послідовності: на два прогони монтується 1 шар - листи профнастилу, потім монтується другий шар - утеплювач (пергамін) , на утеплювач укладається пароізоляція (пінополістирол). Після цього зібраний модуль транспортують в зону складування конструкцій. Після чого проводиться монтаж модулів безпосередньо на кроквяну ферму. Монтаж ведеться від середини до торця ферми, для того щоб забезпечити нахлест верхніх листів настилу. Модулі укладаються з інтервалом 3 м . Після укладання модулів на верх подається контейнер з листами профнастилу, без прогонів. І проводиться монтаж листів між змонтованими модулями. Монтаж модулів, а також контейнерів з листами профнастилу ведеться краном МК Г-25БР .

4.4 . Калькуляція трудових витрат і заробітної плати

Таблиця 4.4

Найменування робіт	Еден. вим.	Кількість на од. вим.	ЕНіР	На єдиний. вимір.		На весь об'єм		склад ланки	
				Нор. час. <i>чел – ч</i> <i>маш – ч</i>	Расц. грн	Труд. <i>чел – ч</i> <i>маш – ч</i>	Зар. грн	Разряд	Кол-во
1. Монтаж прогонів	шт.	275	Е 5-1-6 п. 1, 3 (б)	$\frac{0.3}{0.1}$	$\frac{0-24}{0-10.6}$	$\frac{82.5}{27.5}$	$\frac{66-0}{29-15}$	Монтажники 6 р. 5 р. 3 р. Машинист 6 р.	1 1 1 1
2. Монтаж листів профнастилу	100 м ²	41.4	Е 5-1-20 т. 5, 9	$\frac{0.1}{0.03}$	$\frac{0-07.5}{0-03.2}$	$\frac{4.14}{1.242}$	$\frac{3-11}{1-32}$	Монтажники 4 р. 3 р.	2 2
3. Пристрій пароізоляції (1 шар пергаміну)	100 м ²	41.4	Е 7-13 № 1	6.7	4-49	277.38	185-89	Изолировщики 4 р. 3 р. 2 р.	1 1 1
4. Пристрій утеплювача	100 м ²	41.4	Е 7-14 №1 0	10	6-7	414	277-38	Изолировщики 4 р. 3 р. 2 р.	1 1 2
5. Пристрій стяжки	100 м ²	41.4	Е 7-15 № 8	7.4	5-25	306.36	217-35	Изолировщики 4 р. 3 р. 2 р.	1 1 1
6. Пристрій руберойдового килима (3 шари)	100 м ³	124.2	Е 7-3 №2	6.5	4-36	807.3	541-51	Кровельщик 3 р. 2 р.	1 1
ВСЬОГО:						$\frac{1891.68}{28.74}$	$\frac{1291-23}{30-47}$		

4.5 . Відомість матеріально - технічних ресурсів.

Таблиця 4.5

№ п / п	Найменування	ГОСТ, марка	Єдін. вим.	Кількість
1	2	3	4	5
Основні конструкції та матеріали				
1	Листи сталевого Профнастил	Н-60-845-0.7	м ²	4140
2	електроди	Е-42	кг	10
3	Прогони (швелер з паралельними полками №20)	8240-89 №20	шт.	275
4	Утеплювач (пінополістирол)		м ²	4140
5	Пароізоляція (пергамін)		м ²	4140
6	руберойд		м ²	12420
Машини, обладнання, інструменти, інвентар				
1	зварювальний трансформатор	СТЕ-24У	шт.	1
2	монтажний кран	МКГ- 25БР	шт.	1
3	4-х ветвевой строп	ПІ " Стальмонтаж "	шт.	1
4	сходи приставні	ПІ ПСК-4549	шт.	2
5	траверса	ПІ " Стальмонтаж "	шт.	1
6	Нівелір НВ-1	10528	шт.	1
7	рівень будівельний	9416	шт.	1
8	ломик будівельний	140 5	шт.	2
9	Кувалда масою 4 кг	11401	шт.	1
10	рулетка металева	7502	шт.	1
11	метр складаний	ТУ 12-156	шт.	2

4.6 . Техніко-економічні показники

- Тривалість робіт - 22 днів.

- Сумарна трудомісткість - 1891.68 чіл.-ч.

5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Консультант: Файзуліна О.А.

Дипломник: Чернобай Ю.С.

5.1. Характеристика об'єкту та умов будівництва

Будівельний майданчик на якій зводиться проєктований цегляний завод бази "Будіндустрія", що виробляє керамічні вироби, знаходиться на околиці м. Миколаїв.

Рельєф майданчика спокійний.

Типи фундаментів - стовпчасті на природній основі.

Проектowana будівля цегляного заводу в плані має прямокутний вигляд.

Загальна довжина проєктованої будівлі 138 м.

Будівля однопролітна. Ширина прольоту 30 м.

Глибина заставляння фундаментів 2.3 м.

Відомості про наявність і облаштуванні інженерних комунікацій, про режим роботи заводу і іншу інформацію про проєктований завод можна знайти в розділі "Архітектурно-будівельна частина".

5.2. Внутрішня обробка приміщення

Стелі в усій будівлі забарвлюються водоемульсивними складами. Цими ж складами забарвлюються усі стіни будівлі.

Скління отворів вікон подвійне.

Підлога приймається залежно від технологічного призначення:

- бетонні;
- лінолеум.

Фасад будівлі забарвлюється силікатними складовими.

Навколо будівлі передбачене вимощення шириною 0.9 м.

5.3. Обґрунтування календарного плану виробництва робіт

Календарний план на будівництво виробничого корпусу цегляного заводу бази "Будіндустрія" по виробництву керамічних виробів розроблений у вигляді лінійного графіку. По календарному плану тривалість будівництва об'єкту, у тому числі підготовчий період - 162 дні. Календарний план розроблений на підставі відомості трудових витрат. Норми часу визначаються по збірках []ЕНиР Е8. При розробці календарного плану приймаємо наступні:

- механізовані роботи робляться в 2 зміни, а усі інші роботи - в одну зміну;
- кількість працюючих в ланках і бригадах приймається по ЕНиР і УКН.

Кількість ланок і бригад прийнята з урахуванням скорочення термінів будівництва об'єкту.

Виконання робіт робиться в технологічній послідовності з урахуванням забезпечення якості і безпеки робіт відповідно нормам, а також умови максимального скорочення простоїв.

5.4. Відомість об'ємів робіт

Таблиця 5.1

№ п/п	Найменування робіт	Од. вим.	Формула розрахунків	Об'єм робіт
1	2	3	4	5
1	Планування майданчика, зріз рослинного шару	1000 м ²	$138 \times 30 = 4140 \text{ м}^2$	4.14
2	Розробка ґрунту екскаватором	100 м ³	$8.35 \text{ м}^2 \times (2 \times 138 + 2 \times 30) \text{ м} = 2806 \text{ м}^3$	28.06
3	Зачистка дна вручну товщиною 15 см	м ³	$0.525 \text{ м}^2 \times (2 \times 138 + 2 \times 30) \text{ м} = 176.4 \text{ м}^3$	176.4
4	Влаштуван[ня монолітних з/б фундаментів: а) влаштування підбетонки під фундаменти б) встановлення опалубки в) встановлення сіток та каркасів вручну m = 50 кг г) укладання бетонної суміші	100 м ² м ² 1 сетка м ³	$3.2 \times 2.6 \times 48 + 2.0 \times 2.3 \times 8 = 436.16 \text{ м}^2$ $(2.4 + 3) \times 2 \times 0.45 + (2.4 + 1.8) \times 2 \times 0.45 + (1.8 + 1.2) \times 2 \times 0.9 = 14.04 \text{ м}^2$ $14.04 \times 48 = 673.92 \text{ м}^2$	4.4 736.56

	безпосередньо в конструкцію транспортером д) розбирання опалубки	м ²	$(2.1+1.8) \times 2 \times 0.45 + (0.9+0.9) \times 2 \times 1.2 = 7.83 \text{ м}^2$ $7.83 \times 8 = 62.64 \text{ м}^2$ $24 + 24 + 4 + 4 = 56 \text{ шт.}$ $5.4 \text{ м}^3 \times 48 = 259.2 \text{ м}^3$ $2.11 \text{ м}^3 \times 8 = 16.9 \text{ м}^3$	56 276.1 736.56
5	Влаштування бетонної підготовки під фундаментні балки	м ³	$0.276 \text{ м}^3 \times 48 = 13.248 \text{ м}^3$ $0.348 \text{ м}^3 \times 8 = 2.784 \text{ м}^3$	16.03
6	Встановлення фундаментних балок	шт.		53
7	Закладення стиків фундаментних балок	шт.		106
8	Зворотня засипка з ущільненням бульдозером Д-271	100 м ³	$(V_k - V_\phi) \times 1.03 = (2806 - 2.76) \times 1.03 = 2606$	26.06
9	Монтаж колон	шт.		56
10	Монтаж ферм довжиною 30 м	шт.		24
11	Електросварка ферм та колон	п. м. шва	$1.1 \times 24 = 26.4$	26.4
12	Влаштування прогонів по фермам масою 111 кг, довжиною 6 м	шт.		275
13	Влаштування покрівлі: - влаштування профнастилу - пароізоляція (1 шар пергаменту) - утеплювач (1 шар пенополістиролу) - влаштування стяжки - рубероїдний килим (3 шара)	100 м ² 100 м ² 100 м ² 100 м ² 100 м ²		41.4 41.4 41.4 41.4 124.2
14	Влаштування панелей зовнішніх стін: - сталеві панелі типу "Сэндвіч" (6м х 1.0м х 0.1м) - з/б стінові панелі (6м х 1.2м х 0.38м)	шт. шт.		430 53
15	Зачеканення і розширення стінових панелей	10 м шву	$7.2 \times 53 = 381.6$	38.16
16	Цегляна кладка зовнішніх стін	м ²		700
17	Влаштування бетонної підготовки б = 300 мм	100 м ²		41.4
18	Влаштування бетонної підлоги	100 м ²		41.4
19	Заповнення віконних прорізів	м ²		396
20	Заповнення дверних прорізів	м ²		6.3
21	Навішування воріт	м ²		60.8
22	Оштукатурювання внутрішніх поверхонь стін	м ²	$6 \times 1.2 \times 53 = 381.6$	381.6

23	Просте обштукатурювання цегляних поверхонь	м ²		700
24	Просте фарбування стелі	100 м ²		41.4
25	Вапняна фарбування стін і перегородок (проста)	100 м ²		28.5
26	Влаштування вимощення шириною 0.9 м: - влаштування підстиляючого шару зі щебню б = 150 мм - покриття асфальтом	м ³		45.36
		м ²		302.4
27	Забарвлення фасаду силікатними складами	100 м ²		36.8

5.5. Калькуляція трудові витрати та заробітної плати,
та потреби матеріалів

Таблиця 5.2

№ п/п	Шифр та параграф ЕНиР	Найменування робіт	Об'єм робіт		Трудоємність		Трудоємність на весь об'єм			Склад ланки	Кіл-ть змін	Треб. аш.	Потреба матеріалів			
			Ед. изм.	Кол-во	Норм. чел-час / м-час	Расц. Грн.	чел-час / м-час	чел-дн / м-см	Сумма зарпл., грн.				Найм. Матер.	Обосн. По СниП	Витрата на ед. об'єму	На весь об'єм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Е 2-1-5 №2 (б)	Зрізання рослинного шару ґрунту	1000 м ²	4.14	— / 1.5	1-59	— / 6.21	— / 0.76	6-58	Машин. 6 р. - 1	2	Бульд. Д-271				
2	Е 2-1-35 №2 (б)	Планування майданчика	1000 м ²	4.14	— / 0.33	0-35	— / 1.37	— / 0.17	1-45	Машин. 6 р. - 1	2	Бульд. Д-271				
3	Е 2-1-7 т.3 №3 (в)	Розробка ґрунту траншей	100 м ³	28.06	3.3 / 3.3	3-50	92.6 / 92.6	11.3 / 11.3	98-21	Машин. 6 р. - 1	2	Екскав. Э-505				
4	Е 2-1-47 №1 (ж)	Зачистка дна вручну б = 15 см	м ³	176.4	1.9	1-22	335.16	41.9	215-21	Землек. 2 р. - 1 1р. - 1	1					
5	Е 19-38 №2 (б) Е 4-1-39 т. 2 №2 (а) Е 4-1-44 Е 4-1-49 т. 1 №3 Е 4-1-39 т. 2 №2 (б)	Пристрій монолітних з/б фундаментом: а) облаштування підбетонки під фундаменти б) установка опалубки в) установка сіток і каркасів вручну m = 50 кг г) укладання бетонної суміші безпосередньо в конструкцію транспортером д) розбирання опалубки	100 м ² м ² 1 сетка м ³ м ²	4.4 736.56 56 276.1 736.56	7.5 0.32 0.24 0.33 0.18	5-03 0-22.9 0-15.8 0-23.6 0-12.1	33 235.7 13.44 91.11 132.58	4.13 29.46 1.68 11.4 16.57	22-13 168-67 8-85 65-16 89-12	Бетонц. 3р. - 1 2р. - 1 Плотн. 4 р. - 1 Армат. 3 р. - 1 2 р. - 2 Бетонц. 4 р. - 1 2 р. - 1 Плотн. 3 р. - 1 2 р. - 1	1		Бетон Бетон	1 м ³ ж/б 1.015 м ³ 1 м ³ підст. шару 1.015 м ³	276.1 м ³ 280.3 м ³ 44 м ³ 44.7 м ³	

6	Е 4-1-6 т. 3 №1	Укладання фундам. балок до 1.5 тонни	шт.	53	$\frac{1.1}{0.22}$	$\frac{0-82.3}{0-23.3}$	$\frac{58.3}{11.66}$	$\frac{7.11}{1.42}$	$\frac{43-62}{12-35}$	Монтажн. 5 р. – 1 4 р. – 1 3 р. – 2 2 р. – 1 Машин. 6 р. – 1	2	Кран МКГ- 25БР	Фунд. Балки Бетон Розчин		1 шт. 0.056 м ³ 0.004 м ³	53 шт. 2.97 м ³ 0.22 м ³
7	Е 4-1-25 т. 2 №5	Закладення стиків	шт.	106	0.97	0-72.3	102.82	12.85	76 – 64	Монтажн. 4 р. – 1 3 р. – 1	1					
8	Е 2-1-34 №3 (б)	Зворотна засипка	100 м ³	26.06	0.43	0-45.6	11.21	1.37	11 – 88	Машин. 6 р. – 1	2	Бульд. Д-271				
9	Е 2-1-45	Ущільнення ґрунту віброкатком	100 м ²	11.46	0.16	0-14.6	1.83	0.23	1 – 67	Машин. 5 р. – 1	2	Каток Д-480				
10	Е 4-1-4 т.2 №3	Установка колон	шт.	56	$\frac{4.6}{0.92}$	$\frac{3-44}{0-97.5}$	$\frac{257.6}{51.52}$	$\frac{31.4}{6.28}$	$\frac{192-64}{54-6}$	Монтажн. 5 р. – 1 4 р. – 1 3 р. – 2 2 р. – 1 Машин. 6 р. – 1	2	Кран МКГ- 25БР	Колона Бетон		1 шт. 0.067 м ³	56 шт. 3.75 м ³
11	Е 5-1-6 т. 2	Установка ферм прольотом 30 м	шт.	24	$\frac{2.9}{0.58}$	$\frac{2-40}{0-61.5}$	$\frac{69.6}{13.92}$	$\frac{8.49}{1.7}$	$\frac{57-60}{14-76}$	Монтажн. 6 р. – 1 4 р. – 3 3 р. – 1 Машин. 6 р. – 1	2	Кран МКГ- 25БР	Ферма Електр.		1 шт. 0.41 кг	24 шт. 9.84 кг
12	Е 5-1-6 т. 2	Установка прогонів по фермах	шт.	275	$\frac{0.3}{0.1}$	$\frac{0-24}{0-10.6}$	$\frac{82.5}{27.5}$	$\frac{10.3}{3.35}$	$\frac{66-00}{29-15}$	Монтажн. 5 р. – 1 4 р. – 1 3 р. – 1 Машин. 6 р. – 1	2	Кран МКГ- 25БР	Прог. Елетр.		1 шт. 0.16 кг	275 44 кг
13	Е 5-1-20 т. 5, 9 Е 7-13 №1 Е 7-14 №10	Облаштування покрівлі : - монтаж листів профнастила - облаштування пароізоляції (1 шар пергаміну) - облаштування утеплювача (1 шар пенопол.)	100 м ² 100 м ² 100 м ²	41.4 41.4 41.4	$\frac{0.1}{0.03}$ 6.7 10	$\frac{0-07.5}{0-03.2}$ 4 – 49 6 – 7	$\frac{4.14}{1.242}$ 277.38 414	$\frac{0.52}{0.15}$ 34.67 51.75	$\frac{3-11}{1-32}$ 185 – 89 277 – 38	Монтажн. 4 р. – 2 3 р. – 2 Изолир. 4 р. – 1 3 р. – 1 2 р. – 1 Изолир. 4 р. – 1 3 р. – 1	2	Кран МКГ- 25БР	Рул. Мат. Мастика бит. Грунт. Бит. Плити		100 м ² 112.5 м ² 250 кг 80 кг 100 м ² 103 м ²	4140 м ² 4657.5 м ² 10350кг 3312 кг 4140 м ² 4264.2 м ²

	Е 7-15 № 8	- облаштування стягування	100 м ²	41.4	7.4	5-25	306.36	38.3	217-35	2 р. - 2 Изолир.			Розчин	100 м ² 3 м ³	4140 м ² 124.4 м ³
	Е 7-3 №2	- облаштування руберойдового килима (3 шари)	100 м ²	124.2	6.5	4-36	807.3	100.9	541-51	4 р. - 1 3 р. - 1 2 р. - 1 Кровел. 3 р. - 1 2 р. - 1			Рул. Мат. Маст. Бит. Грунт. Бит.	100 м ² 448 м ² 1070 кг 80 кг	12420 м ² 55642 м ² 132894 кг 9936 кг
14	Е 4-1-8 т.2	Установка панелей зовнішніх стін : а) панелі типу "Сендвіч"; б) стінні панелі S до 10 м2	шт. шт.	430 53	$\frac{4}{1}$ $\frac{3}{0.75}$	$\frac{3-04}{1-06}$ $\frac{2-28}{0-79.5}$	$\frac{1720}{430}$ $\frac{159}{39.75}$	$\frac{215}{52.4}$ $\frac{19.88}{4.85}$	$\frac{1307-20}{455-80}$ $\frac{120-84}{42-14}$	Монтажн. 5 р. - 1 4 р. - 1 3 р. - 1 2 р. - 1 Машин. 6 р. - 1	2	Кран МКГ- 25БР	Панель Утепл. Електр. Панель Роз. Електр.	1 шт. 0.17 м ² 0.91 кг 1 шт. 0.205 м ³ 0.71 кг	430 шт. 73.1 м ² 400 кг 53 шт. 10.9 м ³ 37.63 кг
15	Е 4-1-26	Зачеканка і розширення стінних панелей	100 м шва	3.82	18.5	13-78	70.67	8.83	52-64	Монтажн. 4 р. - 1 3 р. - 1	1		Розч.	1 м.шва 0.0018 м ³	382 м.шва 0.69 м ³
16	Е 3-3 т.3	Облаштування цегляної кладки зовнішніх стін	м ³	270	3.2	2-24	864	108	604-8	Каменщик 3 р. - 1	1		Цегла Розч.	1 м ³ кл. 400 шт. 0.221 м ³	270 м ³ 108 тис. 59.7 м ³
17	Е 19-38	Бетонна підготовка під полу б = 300 мм	100 м ²	41.4	13.5	9-05	558.9	69.86	374-67	Бетонщик 3 р. - 1 2 р. - 1	1		Бетон	1 м ³ 1.015 м ³	1242 м ³ 1260 м ³
18	Е 19-31	Облаштування бетонних підлог	100 м ²	41.4	9.6	6-86	397.44	49.68	284-01	Бетонщик 4 р. - 1 2 р. - 1	1		Бетон Розч.	1 м ² 0.1325 м ³ 0.00152 м ³	4140 м ² 549 м ³ 6.3 м ³
19	Е 6-13 т. 1	Заповнення віконних отворів	100 м ²	3.96	$\frac{11.4}{5.7}$	$\frac{8-15}{5-19}$	$\frac{45.15}{22.57}$	$\frac{5.64}{2.75}$	$\frac{32-27}{20-24}$	Плотник 4 р. - 1 2 р. - 1 Машинист 5р. - 1	1	Кран МКГ- 25БР	Блоки Пакля	1 м ² 0.96 кг	396 м ² 380.2 кг
20	Е 6-13 т. 1	Заповнення дверних отворів	100 м ²	0.063	$\frac{12.4}{6.2}$	$\frac{8-87}{5-64}$	$\frac{0.78}{0.39}$	$\frac{0.1}{0.05}$	$\frac{0-56}{0-36}$	Плотник 4 р. - 1 2 р. - 1 Машинист 5р. - 1	1	Кран МКГ- 25БР	Блоки Пакля	1 м ² 0.86 кг	6.3 м ² 5.42 кг
21	Е 6-13 т. 4	Навіс воріт	м ²	60.8	$\frac{0.24}{0.12}$	$\frac{0-17.2}{0-10.9}$	$\frac{14.59}{7.3}$	$\frac{1.82}{0.9}$	$\frac{10-46}{6-63}$	Плотник 4 р. - 1 2 р. - 1 Машинист 5 р. - 1	1	Кран МКГ- 25БР			

22	Е 8-1-5 т. 1	Обштукатурювання внутрішньої поверхні стінних панелей Обштукатурювання цегляної поверхні	м ²	381.6	0.23	0-16.1	87.77	10.97	61 – 44	Штукатур 3 р. – 1	1		Розч. Цем.-п.	1 м ² 0.006 м ³	381.6 м ² 2.3 м ³
23	Е 8-1-2 т. 1	Просте фарбування стелі	100 м ²	7	10.5	7-35	73.5	9.19	51 – 45	Штукатур 3 р. – 1	1		Розч. Изв. Цем.-изв.	1 м ² 0.016 м ³ 0.002 м ³	700 м ² 11.2 м ³ 1.4 м ³
24	Е 8-1-15 т. 4, 5	Вапняне забарвлення стін	100 м ²	41.4	2.39	1-80	98.95	12.37	74 – 52	Маляр 5 р. – 1 4 р. – 1 2 р. – 1	1		Изв.	100 м ² 30 кг	4140 м ² 1242 кг
25	Е 8-1-15 т. 4, 5	Обштукатурювання внутрішньої поверхні стінних панелей Обштукатурювання цегляної поверхні	100 м ²	28.5	1.95	1-47	55.58	6.95	41 – 9	Маляр 5 р. – 1 4 р. – 1 2 р. – 1	1		Изв.	100 м ² 30 кг	2850 м ² 855 кг
26	Е 19-39 Е 19-33	Облаштування отмостки : - облаштування підстилаючого шару щебеня б = 150 мм - покриття асфальтом	100 м ² 100 м ²	3.03 3.03	21 14	14-07 10-01	63.63 42.42	7.95 5.3	42 – 63 30 – 33	Бетонщик 3 р. – 1 2 р. – 1 Асфальтоб. 4 р. – 1 2 р. – 1	1		Щебень Асф. Суміш	1 м ² 0.15 м ³ 100 м ² 64.8 кг	303 м ² 45.5 м ³ 303 м ³ 197 кг
27	Е 8-1-18 т. 2, 3	Забарвлення фасаду силікатним складом	100 м ²	36.8	14.19	10-51	522.19	65.27	386 – 77	Маляр 5 р. – 1 4 р. – 1 2 р. – 1	1		Фарба илик.	100 м ² 43 кг	3680 м ² 1582.4 кг
		РАЗОМ:					<u>1009.54</u> 87.68		6462 – 84						
28		Підготовчі роботи					5% ∑ <u>50.48</u> 4.38								
29		Благоустрій					7% ∑ <u>70.67</u> 6.14								
30		Здача об'єкту					2% ∑ 20.19								
		РАЗОМ:					<u>1150.88</u> 98.2								

Таблиця 5.3

Будівельний об'єм будівлі, 1000 м ³	Вартість одиниць виміру по спецроботах	Стоимость спецработ, грн.	Вартість спецробіт, грн.	Трудоемк. спецробіт, чел-дн.	Трудомісткість по стадіях			Продовжить., дн.	Число робітників
					Введення, випуски 10 %	Внутрішніх мереж 80 %	Навішування 10 %		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Сантехнічні роботи									
48.024	900	43221.6	50	864	86	692	86	9 35 9	10 20 10
Електротехнічні роботи									
48.024	500	24012	40	600	60	480	60	6 24 6	10 20 10
Монтаж обладнання									
Монтаж			38					7	6
Пуск і наладка			15					4	4

5.6. Зведена відомість трудовозатрат

Таблиця 5.4

№ п/п	Найменування робіт	Сумарна трудомісткість, чел-дн.	Число змін	Тривалість робіт, дн.	Число робочих в змiну
1	Підготовчі роботи	50.48	1	10	5
2	Планування і зрізка ґрунту	0.93	2	1	1
3	Розробка ґрунту траншей	11.3	2	6	1
4	Зачистка дна вручну	41.9	1	6	8
5	Пристрій бетонного підстильного шару	4.13	1	2	2
6	пристрій фундаментів	59.11	1	7	9
7	Пристрій фундаментних балок	19.96	2	2	6
8	Пристрій сантехн. вводів	86	1	9	10
9	Пристрій електротехн. вводів	60	1	6	10
10	Зворотне засипання з трамбуванням	1.6	2	1	2
11	монтаж колон	31.4	2	3	6
12	монтаж ферм	8.49	2	1	6
13	Монтаж елементів покриття	236.44	2	10	13
14	Монтаж зовнішніх стінових панелей	234.88	2	24	5
15	Пристрій зовнішніх стін з цегли	108	1	18	6
16	заповнення прорізів	7.56	1	3	3
17	Внутрішні сантехн. роботи	692	1	35	20
18	Внутрішні електротехн. роботи	480	1	24	20
19	Підготовки під підлоги	69.86	1	12	6
20	Штукатурні малярні роботи	39.48	1	5	8
21	бетонні підлоги	49.68	1	9	6
22	устаткування	53	1	11	10
23	Навіс електричних прилад	60	1	6	10
24	Навіс сантехнічних приладів	86	1	9	10
25	Отмостка	13.25	1	4	4
26	Оздоблення фасадів	65.27	1	11	6
27	Благоустрій території	70.67	1	7	10
28	Здача об'єкту	20.19	1	2	10
	ВСЬОГО:	2661.58			

5.7. Обґрунтування об'єктного будженплану

Об'єктний будженплан на будівництво виробничого корпусу цегляного заводу розроблений згідно з вимогами [] ДБН А.3.1-5: 2016 "Організація будівельного виробництва" і [] ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві". Будженпланом забезпечена безпека для працюючих в період зведення несних конструкцій. Для цього показані осі проходок крану, під'їзди і шляхи руху автотранспорту, під'їзди до складів.

Для забезпечення працюючих санітарно-гігієнічними умовами праці передбачені тимчасові приміщення.

Для забезпечення протипожежної безпеки згідно [] ДБН В.2.5-13 "Пожежна автоматика будинків і споруд" передбачені два пожежні гідранти на відстані 2 м від дороги.

5.8. Тимчасові використовуванні дороги

В період будівництва на об'єкті використовується тимчасові дороги, які мають ширину 6 м, а в місцях розвантаження автомобілів 9 м.

Дороги покриті щебенем завтовшки 20 см . Радіуси закруглення доріг визначають виходячи з умови маневреності машин. Приймаємо мінімальний радіус закруглення доріг 12 м.

5.9. Тимчасові споруди

При розробці будженплану передбачається ряд тимчасових, допоміжних приміщень. Передбачається контора виконроба і майстрів будівельної організації, а також контора виконроба і майстрів субпідрядних організацій, якщо такі є. Окрім цього передбачаються приміщення для прийому їжі, душові, туалети, комори, вбиральні, червоний куточок.

До тимчасових приміщень відносяться також складські приміщення. т. е. склади для руберойду, навіси для бітуму, майданчика для розвантаження цеглини, металевих конструкцій, бетону, розчину. Розрахунок складських приміщень зведений в табличну форму. Усі тимчасові складські приміщення показані на будгенплані.

Число інженерно-технічних працівників (ИТР) приймається у розмірі 8 %, службовців 5 %, охорона 3 % від загального числа працівників.

Усі тимчасові приміщення на будгенплані пересувного або контейнерного типу. На будгенплані усі тимчасові споруди пронумеровані і прив'язані до будгенплану.

Також на будгенплані обов'язково показуються лінії тимчасового водопостачання і тимчасова електромережа, каналізація. Усі ці лінії також прив'язуються до генплану.

Розрахунок транспортних засобів робиться у вигляді таблиці.

5.9.1. Розрахунок тимчасових складських приміщень.

Таблиця 5.5 – Розрахунок площі складів

№ п/п	Найменування матеріалів	Одиниці виміру	Кількість	Тривалість розрахункового періоду, дн.	Норма запасу матеріалів на складі, дн.	Норма складування матеріалів	Запас матеріалу на складі	Коеф. Нерівномірності надходження матеріалу	Коеф. нерівномірності використання матеріалу	Коеф. Використання площі складу	Розрахункова площа складу	Принята площа складу	Розміри та тип складу
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	Рубероїд	рулон	621	10	10	15	1049.5	1.3	1.3	0.5	82.8	108	Неопал. и закр. 9×12×3 – 1 шт.
2	Профнастил	т	78	10	15	5	197.7	1.3	1.3	0.5	31.2	54	Склад. майдан. 6×9 – 1 шт.
3	Цегла в пакетах на піддоні	т. шт.	108	18	10	0.7	101.4	1.3	1.3	0.5	289.7	288	Склад. Майдан. 6×12 – 4 шт.
4	Металеві конструкції	т	303	14	8	0.7	292.6	1.3	1.3	0.5	836	864	Склад. майдан 9×12 – 8 шт.

5.9.2. Розрахунок тимчасових будівель та споруд.

На період будівництва згідно ДБН робітники мають бути забезпечені необхідними умовами т. е. санітарно-побутовими приміщеннями, розрахунок площ яких робиться по максимальному числу робітників N_{max} - 40 чоловік.
Число ИТР 8 % от N_{max} - 4 чол.

Число службовців 5 % від N_{max} - 2 чол.

Число охорони 3 % від N_{max} - 2 чол.

Загальне число працівників - $N_{общ.} = 40 + 4 + 2 + 2 = 48$ чол.

Кількість чоловіків - $N_{общ.} \times 0.6 = 48 \times 0.6 = 29$ чол.

Кількість жінок - $N_{общ.} \times 0.4 = 48 \times 0.4 = 19$ чол.

Таблиця 5.6

№	Найменування тимчасових споруд	Норма на 1 працівника	Число працівників	Розрахунок площі, м ²	Прийня. площа, м ²	Розміри в метрах
1	2	3	4	5	6	7
1	Кімната виконроба і майстрів	4	6	24	27	3х9х3
2	Диспетчерська	7	2	14	18	3х6х3
3	Кімната майстрів підрядних організацій	4	6	24	27	3х9х3
4	Приміщення для прийому їжі	0.25	48	12	18	3х6х3
5	Вбиральні з умивальником	0.5	29 19	14.5 9.5	18 18	3х6х3 3х6х3
6	Приміщення для обігріву робітників	0.1	48	4.8	18	3х6х3
7	Літні душові	0.8	29 19	26.4 15.2	23.2 18	3х9х3 3х6х3
8	Туалети: -жіночі; -чоловічі	0.07 0.14	29 19	2.03 2.66	9 9	3х3х3 3х3х3
9	Прохідні і сторожові приміщення	-	2	12	18	3х6х3

5.9.3. Тимчасове водопостачання об'єкту будівництва.

Проектування тимчасового водопостачання для потреб будівництва окремого об'єкту зводиться до наступного:

- визначувана сумарна розрахункова витрата води $Q_{\text{общ}}$, л/з;
- встановлюємо джерело води і його місцезнаходження;
- визначуваний діаметр труб на введенні на майданчик.

Сумарна розрахункова витрата води $Q_{\text{общ}}$ (л/с) :

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{пож}},$$

де: $Q_{\text{пр}}$, $Q_{\text{хоз}}$, $Q_{\text{пож}}$ – відповідно витрати води на виробничі, господарські, пожежні потреби.

Витрата води на виробничі потреби.

Найбільш напружені по споживанню води являється час виробництва робіт : підготовка під полу, бетонну полу, облаштування монолітних фундаментів.

Об'єм бетону - 2134 м³.

Тривалість робіт - 28 днів.

Витрата бетону в добу $\frac{2134}{28} = 76.2$ м³/доба

Норма витрати води по відходу за бетоном - 200 л/м³.

Витрата води в добу - $76.2 \times 200 = 15240$ л/добу.

$$Q_{\text{пр}} = 0.000065 \times 15240 = 0.99 \text{ л/с}$$

Витрата води на господарські потреби.

$$Q_{\text{хоз}} = \frac{N_p}{3600} \left(\frac{q_2 \times k_2}{8.2} + q_3 \times k_3 \right)$$

де: $N_p = 48$ чол. - число працівників на майданчику;

q_2 - норма споживання води на 1 людину в зміну (для майданчиків з каналізацією 25 л);

k_2 - годинний коефіцієнт нерівномірності споживання на господарські потреби (2.7);

q_3 - норма споживання води на прийом одного душу (30 л);

k_3 - коефіцієнт, що враховує долю працівників, що користуються душем в загальній чисельності $k_3 = 0.3.0.4$.

$$Q_{хоз} = \frac{48}{3600} \left(\frac{25 \times 2.7}{8.2} + 30 \times 0.4 \right) = 0.27 \text{ л/с}$$

На протипожежні потреби досить прийняти два струмені по 2.5 л/з на кожну, тобто.

$$Q_{пож} = 2.5 \times 2 = 5 \text{ л/с.}$$

$$Q_{общ} = Q_{пр} + Q_{хоз} + Q_{пож} = 0.99 + 0.27 + 5 = 6.26 \text{ л/с}$$

Згідно з проведеним розрахунком приймаємо наступний діаметр водопровідних труб на введенні:

$$d = 35.69 \sqrt{\frac{Q_{общ}}{V}} = 35.69 \sqrt{\frac{6.26}{1.5}} = 72.91 \text{ мм}$$

де: V - швидкість руху води в трубі ($V = 1.5.2$ м/с).

Приймаємо на введенні трубу діаметром 80 мм 5.9.4.

5.9.4 Тимчасове енергопостачання об'єкту будівництва.

Проектування тимчасового енергопостачання виконується в такому порядку:

- встановлюємо основних споживачів електроенергії;
- підраховуємо необхідну потужність по усіх споживачах;
- визначуємо джерело електроенергії;
- підбираємо знижувальний трансформатор;
- проектуємо тимчасову електромережу.

Необхідна потужність електростанції або трансформатора :

$$P = 1.1 \left(\sum \frac{P_c \times K_1}{\cos \varphi_1} + \sum \frac{P_T \times K_2}{\cos \varphi_2} + \sum P_{об} \times K_3 + P_{ОН} \right)$$

де: 1.1 - коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі;

P_c - потужність силових споживачів;

P_T - потужність для технологічних потреб;

$P_{об}$ - потужність облаштувань внутрішнього освітлення;

$P_{он}$ - потужність облаштувань зовнішнього освітлення;

K_1, K_2, K_3 - коефіцієнти попиту, залежні від числа споживачів;

1, 2 - коефіцієнти потужності для силових і технологічних навантажень.

Розрахунок ведемо в табличній формі.

Необхідна потужність трансформатора :

$$P = 1.1 \times (85.5 + 5.84 + 9.342) = 110.75 \text{ кВА}$$

Приймаємо трансформаторну підстанцію СКТП- 100-6 (10) (0.4) (0.23) потужністю 180 кВА; довжина 2.73 м і ширина 2.0 м. Закрита конструкція.

Таблиця 5.7

№ п/п	Найменування споживачів	Од. вим.	Кіл-ть	Потужність на од., кВт	Потужність всіх потреб., Р	Коефіц. попиту, k	Коефіц. потужності, cos α	Необх. потуж., кВА
1	2	3	4	5	6	7	8	9
	1. Силові споживачі							
1	Гусеничний кран	шт.	1	81	81	0.2	0.5	32.4
2	Зварювальний апарат	шт.	2	30	60	0.35	0.4	52.5
3	Штукатурно-затирочная машинка	шт.	1	0.1	0.1	0.15	0.5	0.03
4	Фарбоопульт	шт.	2	0.2	0.4	0.15	0.5	0.12
5	Верстат зачистки руберойду	шт.	1	1.5	1.5	0.15	0.5	0.45
	Всього:							85.5
	2. Внутрішнє освітлення							
1	Побутові приміщення	м ²	153	0.015	2.295	0.8	1	1.84
2	Контори, прохідні	м ²	90	0.015	1.35	0.8	1	1.08
3	Склади	м ²	135	0.015	2.025	0.8	1	1.62
4	Навіси	м ²	108	0.015	1.62	0.8	1	1.30
	Всього:							5.84
	3. Зовнішнє освітлення							
1	Охоронне освітлення	1 м.п.	588	0.0015	0.882	1	1	0.882
2	Освітлення будмайданчика	м ²	19400	0.0004	7.76	1	1	7.76
3	Освітлення дороги	1 м.п.	500	0.0014	0.7	1	1	0.7
	Всього:							9.342

6. ОХОРОНА ПРАЦІ В БУДІВНИЦТВІ

консультант : Файзуліна О.А.

дипломник : Чернобай Ю.С.

6.1. Охорона праці

Найважливішими частинами проектної документації по організації будівництва є вибір і встановлення безпечних методів робіт.

Крім забезпечення високої продуктивності праці ці методи повинні сприяти безпечного виконання робіт. Заходи по техніки безпеки та охорони праці поділяються на три групи: організаційні, загально-майданчикові і технологічні.

Організаційні заходи розробляються в календарному плані виконання робіт , де пов'язуються і поєднуються будівельні процеси, що значно спрощує завдання по техніці безпеки і охорони праці.

Загально-майданчикові заходи розробляються при проектуванні будівельного генерального плану об'єкта.

Технологічні заходи розробляються в технологічній карті на окремі види робіт.

Особливо велике значення при проектуванні безпечних методів виконання робіт мають перевірочні статистичні роботи, що забезпечують стійкість і міцність конструкцій, машин і механізмів для монтажу, а також будівельних лісів.

В даному дипломному проекті опрацьовані такі основні положення:

1.Забезпечення безпечних методів виконання будівельно-монтажних процесів, виконання яких в тій чи іншій мірі пов'язано з можливістю виробничого травматизму.

2.Раціональне положення на будівельному майданчику будівельних механізмів, рейкових шляхів, баштових кранів, забезпечення їх безпечної експлуатації.

3.Організація санітарно-гігієнічного, побутового і культурного обслуговування робітників на будівельному майданчику.

4.Розробка безпечних способів виконання вантажно-розвантажувальних робіт, вибір такелажні пристрої тощо

5. Визначення розмірів небезпечних зон на будівельному майданчику і способів охорони цих зон або тимчасового огороження.

6. Вибір і розрахункове обґрунтування системи освітлення будівельного майданчика в цілому і окремих ділянок і робочих місць.

7. Забезпечення безпеки при одночасному виконанні різних процесів в різних рівнях по висоті.

8. Організаційні та інженерні рішення по профілактиці електричного травматизму на об'єкті і в особливості виробництва електрозварювальних робіт: заземлення, огороження небезпечних зон.

9. Виконання робіт по влаштуванню блискавки та захисту об'єкта.

10. Перевірка технологічних конструкцій, яка полягає в розгляді монтується з точки зору зручності і безпеки її монтажу і можливості застосування необхідних засобів механізації.

З метою подальшого поліпшення охорони праці вдосконалюється і впроваджується Система стандартів безпеки праці (ССБТ).

Стандарти мають силу закону, всі діючі на підприємстві інструкції з техніки безпеки, інструктажі, навчання та вказівки повинні бути приведені у сувору відповідність до вимог ССБТ.

Практичний досвід будівельно-монтажних організацій показує, що застосування методу трьоступеневого контролю за станом охорони праці сприяє зниженню травматизму.

Об'єктом перевірки першого ступеня є бригада, другого ступеня - ділянку, третій - всі об'єкти будівельної організації, підприємства.

Загальне керівництво по організації роботи трьоступеневого контролю, коли виявляються і усуваються порушення правил, норм, стандартів з техніки безпеки праці, недоліки при забезпеченні безпечних і здорових умов праці на робочих місцях і в цілому на будівельному майданчику.

6.2. Заходи з охорони праці та техніки безпеки

При експлуатації будівельного майданчика та виконання і будівельних і монтажних робіт слід керуватися вимогами ДБН А.3.2-2-2009 « Охорона праці и промислова безпека у будівництві» .

Здійснення робіт без проекту виконання робіт, що містить рішення з безпеки праці, не допускається (ДБН А.3.2-2-2009).

Робітники і службовці зобов'язані суворо дотримуватися інструкції з охорони праці, що встановлюють правила виконання робіт і поведінки на будівельному майданчику.

Генеральний підрядник зобов'язаний за участю субпідрядних організацій розробити і затвердити заходи з техніки безпеки і виробничої санітарії, обов'язкові для всіх організацій, що беруть участь в будівництві.

Розташування постійних і тимчасових транспортних шляхів, мереж електропостачання, кранів, механізованих установок, складських майданчиків і інших пристроїв має строго відповідати зазначеному в проекті. На території будівництва повинні бути встановлені покажчик проїздів і проходів. Небезпечні зони слід огороджувати, або виставляти на їхніх кордонах попереджувальні написи і сигнали видимі в денний і нічний час.

Металеві частини машин і механізмів з електроприводом повинні бути заземлені. Робота і переміщення будівельних машин і механізмів поблизу електрокабелів і електропередач повинні проводитися під безпосереднім керівництвом інженерно-технічного працівника.

Установлення стрілових кранів повинно здійснюватися так щоб під час роботи відстань між поворотною частиною крана при будь-якому його положенні та будівлями, штабелями вантажів та іншими предметами була не менше 1 м . У зв'язку з суміщенням робіт і одночасною роботою декількох монтажних механізмів, розташованих в безпосередній близькості один від одного, слід приділяти особливу увагу роботі цих механізмів в щоб уникнути зіткнення їх стріл. Всі заходи, що стосуються роботи монтажних механізмів,

в кожному конкретному випадку, повинні бути узгоджені з усіма учасниками будівництва, службами техніки безпеки, а також інспекцією Держнаглядохоронпраці і вказані в ППР.

Швидкість руху автотранспорту у будівельних об'єктів не повинна перевищувати 10 км / год, а на поворотах і в робочих зонах крана - 5км / ч.

Складування будівельних конструкцій виробів по висоті не повинно перевищувати норм, передбачених главою ДБН А.3.2-2-2009 « Охорона праці и промислова безпека у будівництві».

6.3. Земляні роботи

Земляні роботи необхідні, але проводити відповідно до [] ДСТУ-Н Б В.2.1-28 : 2013 «Настанова відносно проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів».

До початку виконання земляних робіт на ділянці будівництва необхідно досліджувати ґрунти з тим, щоб встановити їх вид, склад, наявність ґрунтових вод, вибрати шар ґрунту, придатний для природного підстави під фундаменти, розробити заходи (при необхідності) щодо відведення ґрунтових вод, посилення або закріпленню шарів ґрунту, наступного підставою фундаментів. Необхідно отримати дозвіл на право виконання робіт - земельних робіт в місцях проходження ліній електропостачання, газопроводу з організаціями, які експлуатують ці лінії.

Виробляти роботи тільки в присутності виконроба будівельної організації та представниками організації, яка експлуатує ці лінії.

Біля діючих комунікацій дозволяється працювати тільки ручними лопатами. Використовувати екскаватори, пневматичні і ударні інструменти категорично забороняється.

На вулицях і в інших місцях пересування людей і транспорту, ділянки земляних робіт повинні мати огорожу з попереджувальними написами, в нічний час котловани і траншеї забезпечуються спеціальним освітленням.

Для переходу через траншеї забезпечуються містки шириною не менше 0.8 м з ви сотої поручнів 1.5 м. Для спуску в котлован необхідно на відстані не менше 0.5 м від бровки з одного боку котловану.

Конструкція кріплення і розпірок для траншей і котлованів залежать від глибини виїмки, виду ґрунту, його вологості і повинна забезпечувати повну безпеку робітників.

Види кріплення стінок котлованів і траншей наступні:

- горизонтальні з зазорами через 1 ряд для виїмок глибиною до 3 м в ґрунтах з нормальною вологістю за винятком сипучих;
- суцільні вертикальні або горизонтальні в ґрунтах підвищеної вологості і сипучих до 3 м;
- ґрунтові - для всіх ґрунтів в межах горизонту ґрунтових вод на глибину не менше 0.75 м в водонепроникний ґрунт.

6.4. Бетонні роботи

Опалубку, яка застосовується для зведення монолітних залізобетонних конструкцій, необхідно виготовляти і застосовувати відповідно до проекту виконання робіт, затвердженим в установленому порядку.

Розміщення на опалубці устаткування і матеріалів, не передбачених проектом виробництва робіт, а також перебування людей, безпосередньо не беруть участь у виробництві робіт на настилі опалубки не допускається.

Розбирання опалубки повинна проводитися (після досягнення бетоном заданої міцності) з дозволу виконавця робіт, а особливо відповідальних конструкцій (за переліком, встановленим проектом) - з дозволу головного інженера.

При виготовленні бетонної суміші з використанням хімічних добавок необхідно вжити заходів до попередження опіків шкіри та пошкодження очей працюючих.

Бункери (бадді) для бетонної суміші повинні задовольняти [] ДСТУ Б Д.2.2-3:2008 «Бетоні та залізобетонні конструкції монолітні. Бетоні роботи (збірник 6)».

7. Переміщення завантаженого або порожнього бункера дозволяється тільки при закритому затворі.

6.5. Монтажні роботи

На ділянці (захватці), де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і перебування сторонніх осіб.

При зведенні будинків і споруд забороняється виконувати роботи, пов'язані з перебуванням людей в одній секції, над якими проводиться переміщення, установка і тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій або обладнання.

Забороняється підйом збірних залізобетонних конструкцій, які не мають монтажних петель або міток, що забезпечують їх правильне стропування і монтаж.

Очищення підлягають монтажу елементів конструкції від бруду і полою слід проводити до їх підйому.

Елементи конструкцій, що монтуються або обладнання під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій та обладнання під час їх підйому або переміщення.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій та обладнання на вазі.

6.6. Покрівельні роботи

Допуск робочих до виконання покрівельних робіт дозволяється після огляду виконробом або майстром спільно з бригадиром справності несучих конструкцій даху та огорожень.

При виробництві покрівельних робіт необхідно виконувати вимоги [] ДСТУ Б А.3.2-11:2009 «Роботи покрівельні та гідроізоляційні».

Розміщувати на даху матеріали допускається тільки в місцях, передбачених проектом виконання робіт із застосуванням заходів проти падіння, в тому числі від впливу вітру.

Під час перерв у роботі технологічні пристосування, інструмент і матеріали повинні бути закріплені або прибрані з даху.

Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледі, туману, чинників, що виключають видимість в межах фронту робіт, грози і вітру швидкістю 15 м / с і більше.

При виконанні покрівельних робіт із застосуванням бітумних мастик приміщення для відпочинку, обігріву людей, зберігання і прийому їжі слід розміщувати не ближче 10 м від робочих місць.

6.7. Оздоблювальні роботи

Засоби підмощування, що застосовуються при штукатурних або малярських роботах в місцях, під якими ведуться інші роботи або є прохід повинні мати настил без зазорів. Малярські склади слід готувати, як правило, централізовано. При їх приготуванні на будівельному майданчику необхідно використовувати для цих цілей приміщення, обладнані вентиляцією, що не допускають перевищення гранично-допустимих концентрацій шкідливих речовин в повітрі робочої зони. Приміщення повинні бути забезпечені нешкідливими миючими засобами і теплою водою.

При виробництві малярних робіт необхідно виконувати вимогу [] ДСТУ Б Д.2.4-12:2012 «Малярні роботи (Збірник 12) ».

Не допускається приготування малярних складів, порушуючи вимоги інструкції заводу-виготовлювача фарби, а також застосовувати розчинники, на які немає сертифіката з зазначенням про характер шкідливих речовин.

При виконанні малярних робіт із застосуванням складів, що містять шкідливі речовини, слід дотримуватись санітарних правил при фарбувальних роботах із застосуванням ручних розпилювачів, затверджені Міністерством охорони здоров'я.

При виконанні малярних робіт малярам повинна видаватися спецодяг, респіратори тощо

6.8. Електробезпека

Необхідно передбачити можливість відключення всіх споживачів електроенергії в межах будмайданчика.

Вимикачі і рубильники, що встановлюються на будівельних механізмах, повинні бути в захисному виконанні і мати заземлення. Всі струмоведучі проводи повинні проходити у відкритих місцях, не перетинати шляхи руху внутрішньо-майданчикowego транспорту та руху робітників.

Для виробництва електрозварювальних робіт під'єднують електрозварювальний трансформатор до джерела живлення через рубильник і запобіжник, він заземлюється і встановлюється на відстань не менше 5 м від джерела живлення.

Місця проведення зварювальних робіт звільняються від легкозаймистих матеріалів в радіусі не менше 5 м , а від вибухонебезпечних матеріалів в радіусі не менше 10 м . Для підведення струму до електротримачі застосовують ізольовані, гнучкі, розраховані на надійну роботу при максимальних навантаженнях. З'єднання зварювальних кабелів необхідно проводити прессовкой, зварюванням або паянням з наступною ізоляцією. У місцях прокладання кабелів заборонено проводити роботи, щоб уникнути пошкодження ізоляції.

В електрозварювальних апаратах передбачаються надійні огороження елементів, що знаходяться під напругою і їх заземлення.

Виробництво електрозварювальних робіт на відкритих майданчиках заборонено під час дощу, снігопаду, сильного туману, на мокрому підставі. До виконання робіт допускаються особи не молодше 18 років, що пройшли медичне обстеження і отримали наряд - допуск.

Електрозварювальні роботи необхідно виконувати тільки в спеціальному взутті, захисній масці і в добре провітрюваному приміщенні або на відкритому майданчику.

6.9. Навантажувально-розвантажувальні роботи

Всі складські майданчики необхідно розміщувати в зоні дії крана.

Поверхня майданчика повинна бути спланована і мати ухил не більше 2%. Для підйому конструкцій застосовують тільки перевірені інвентарні стропи. Забороняється стропування нестійкий поставленого вантажу.

Складування конструкцій проводиться в штабелі в вертикальному положенні.

Місця складування сипучих матеріалів розміщуються в зручних для під'їзду автотранспорту місцях, поза зоною роботи крана.

6.10. Протипожежні заходи

На будгенпланом ділянки запроектовані зручні під'їзди до будь-якого місця виникнення пожежі, пожежні гідранти розташовані рівномірно на буд. майданчику в зручних для підключення місцях.

У місцях найбільшої пожежо-небезпечної обстановки (майданчик для розігріву бітуму, склади рулонних, столярних матеріалів), біля побутових приміщень робочих розміщуються інвентарні пожежні щити, забезпечені бочками з водою, піском, ломами, лопатами, відрами, вогнегасниками.

У цих місцях вивішуються інструкції і плакати з протипожежної безпеки.

У вагончику виконроба встановлюється телефонний зв'язок для швидкого виклику пожежної охорони.

Для куріння відводяться спеціальні місця.

6. ЕКОНОМІКА

Консультант: Жусь О.М.

Дипломник: Чернобай Ю.С.

(назва організації, що затверджує)

ЗатвердженоЗведений кошторисний розрахунок у сумі 60461,395 тис. грн.
В тому числі зворотних сум 197,312 тис. грн.

(посилання на документ про затвердження)

" " _____ 20 р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА №**Виробничий корпус**

Складений в поточних цінах станом на 23 грудня 2019 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
1	1-1	Глава 1. Підготовлення території будівництва підготовчі роботи	1236,290	-	-	1236,290
		Разом по главі 1:	1236,290	-	-	1236,290
2	2-1	Глава 2. Об'єкти основного призначення виробничий корпус	41209,741	-	-	41209,741
		Разом по главі 2:	41209,741	-	-	41209,741
3	7-1	Глава 7. Благоустрій та озеленення території роботи з благоустрою	2060,487	-	-	2060,487
		Разом по главі 7:	2060,487	-	-	2060,487

1	2	3	4	5	6	7
		Разом по главах 1-7:	44506,518	-	-	44506,518
4	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.11	Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених проектом (робочим проектом)	1315,415	-	-	1315,415
		Разом по главі 8:	1315,415	-	-	1315,415
		Разом по главах 1-8:	45821,933	-	-	45821,933
5	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 26	Глава 9. Кошти на інші роботи та витрати Додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (1,1X0,9)%	453,637	-	-	453,637
		Разом по главі 9:	453,637	-	-	453,637
		Разом по главах 1-9:	46275,570	-	-	46275,570
6	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 44	Глава 10. Утримання служби замовника Кошти на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	1156,889	1156,889
		Разом по главі 10:	-	-	1156,889	1156,889
7	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 49	Глава 12. Проектно-вишукувальні роботи та авторський нагляд Вартість проектних робіт	-	-	-	-
8	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 50	Вартість експертизи проектної документації (K=1,1)	-	-	47,452	47,452
9	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 51	Кошти на здійснення авторського нагляду	-	-	-	-
		Разом по главі 12:	-	-	47,452	47,452
		Разом по главах 1-12:	46275,570	-	1204,341	47479,911
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошторисний прибуток (П)	624,041	-	-	624,041

1	2	3	4	5	6	7
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ)	-	-	143,948	143,948
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	2082,401	-	54,195	2136,596
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-
		Разом	48982,012	-	1402,484	50384,496
		Разом крім ПДВ	48982,012	-	1402,484	50384,496
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	10076,899	10076,899
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	48982,012	-	11479,383	60461,395
		Зворотні суми	-	-	-	197,312
		у тому числі:				
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд(15 %)	-	-	-	197,312

ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : виробничий корпус

Кошторисна вартість об'єкта 41209,741 тис.грн.
 Кошторисна трудомісткість 74,814 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 15811,724 тис.грн.
 Вимірник одиничної вартості
 Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 23 грудня 2019 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Л. кошторис. 2-1-1	на електромонтажні роботи	4848,205	-	4848,205	-	4848,205	-
2	Л. кошторис. 2-1-2	на сантехнічні роботи	5386,894	-	5386,894	-	5386,894	-
3	Л. кошторис. 2-1-3	на невраховані роботи	4040,171	-	4040,171	-	4040,171	-
4	Л. кошторис. 2-1-4	на загальнобудівельні роботи	26934,471	-	26934,471	74,814	1536,454	-
		Всього:	41209,741	-	41209,741	74,814	15811,724	-

ВІДОМІСТЬ ТРУДОМІСТКОСТІ І ЗАРОБІТНОЇ ПЛАТИ
до об'єктного кошторису № 2-1

Номери локальних кошторисів	Найменування локальних кошторисів	Робітники-будівельники	Робітники-монтажники	Робітники, зайняті на керуванні та обслуговуванні машин	Роботи по перевезенню ґрунту і будівельного сміття	Пусконаладжувальний персонал	Разом прямі витрати	Загально-виробничі витрати	Разом кошторисні витрати									
										Трудоємність, тис. люд.-год.								
										Заробітна плата, тис. грн.								
1	2	3/4	5/6	7/8	9/10	11/12	13/14	15/16	17/18									
2-1-1	електромонтажні роботи	-	-	-	-	-	-	-	-									
		4848,205	-	-	-	-	4848,205	-	4848,205									
2-1-2	сантехнічні роботи	-	-	-	-	-	-	-	-									
		5386,894	-	-	-	-	5386,894	-	5386,894									
2-1-3	невраховані роботи	-	-	-	-	-	-	-	-									
		4040,171	-	-	-	-	4040,171	-	4040,171									
2-1-4	загальнобудівельні роботи	59,199	-	7,989	-	-	67,188	7,626	74,814									
		1132,789	-	157,115	-	-	1289,904	246,550	1536,454									
	Разом :	59,199	-	7,989	-	-	67,188	7,626	74,814									
		15408,059	-	157,115	-	-	15565,174	246,550	15811,724									

Склав _____

Перевірив _____

Виробничий корпус

**Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-5
на загальнобудівельні роботи
виробничий корпус**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 26934,471 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 74,814 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 1536,454 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,3 розряд

Складений в поточних цінах станом на "23 грудня" 2019 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.			
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин			
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати	тих, що обслуговують машини	
												на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
		<u>А. Підземна частина</u>											
1	E1-24-6	Розроблення ґрунту бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 2	1000м3	4,14	<u>1650,84</u> -	<u>1650,84</u> 332,69	6834	-	<u>6834</u> 1377	-	15,2856	-	63,28
2	E1-17-14	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 0,5 [0,5-0,63] м3, група ґрунтів 2	1000м3	28,06	<u>8864,48</u> 371,94	<u>8484,42</u> 1904,02	248737	10437	<u>238073</u> 53427	22,1	91,5654	620,13	2569,33
3	E1-163-3	Розробка ґрунту вручну в траншеях шириною понад 2 м і котлованах площею перерізу до 5 м2 з кріпленнями при глибині траншей і котлованів до 2 м, група ґрунтів 3	100м3	1,764	<u>10209,08</u> 10209,08	-	18009	18009	-	572,9	-	1010,6	-
4	E6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м3	4,4	<u>69945,46</u> 3294,47	<u>1898,95</u> 520,67	307760	14496	<u>8355</u> 2291	195,75	25,4989	861,3	112,2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	ЕД6-52-3	Збирання і розбирання деревометалевої щитової опалубки для улаштування фундаментів, масивів і підколонників, об'єм, м3 понад 25	100м3	7,3656	<u>2070,06</u> 1455,37	<u>137,96</u> 42,96	15247	10720	<u>1016</u> 316	<u>75,84</u> 2,295	<u>558,61</u> 16,9
6	ЕД6-61-13	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стінах вручну, маса елемента, кг понад 20 до 50	т	13,81	<u>20592,98</u> 359,97	<u>45,99</u> 14,32	284389	4971	<u>635</u> 198	<u>18,08</u> 0,765	<u>249,68</u> 10,56
7	ЕД6-65-5	Укладання бетонної суміші в конструкції кранами в баддях. Масиви, окремі фундаменти і плитні основи, об'єм конструкцій, м3 понад 25 до 30	100м3	2,761	<u>174853,92</u> 899,02	<u>1499,11</u> 466,83	482772	2482	<u>4139</u> 1289	<u>49,1</u> 24,939	<u>135,57</u> 68,86
8	Е6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м3	0,1603	<u>69945,46</u> 3294,47	<u>1898,95</u> 520,67	11212	528	<u>304</u> 83	<u>195,75</u> 25,4989	<u>31,38</u> 4,09
9	Е7-1-15	Укладання фундаментних балок	100шт	0,53	<u>332811,30</u> 11081,63	<u>6604,81</u> 2055,45	176390	5873	<u>3501</u> 1089	<u>543,75</u> 105,8823	<u>288,19</u> 56,12
10	Е1-28-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 96 кВт [130 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000м3	2,606	<u>1102,72</u> -	<u>1102,72</u> 188,57	2874	-	<u>2874</u> 491	<u>-</u> 8,7856	<u>-</u> 22,9
11	Е1-134-2	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 3, 4	100м3	26,06	<u>740,00</u> 405,27	<u>334,73</u> 99,75	19284	10561	<u>8723</u> 2599	<u>21,93</u> 6,118	<u>571,5</u> 159,44
Б. Надземна частина											
12	Е7-5-3	Установлення колон прямокутного перерізу у стакани фундаментів будівель при глибині закладення колон до 0,7 м, масі колон до 3 т	100шт	0,56	<u>877361,67</u> 17171,36	<u>17320,82</u> 5360,37	491323	9616	<u>9700</u> 3002	<u>852,6</u> 267,7527	<u>477,46</u> 149,94
13	Е9-19-1	Монтаж підкраново-підкровоквних ферм прогоном більше 30 м при поставці розсипом	т	24	<u>17456,62</u> 210,97	<u>933,73</u> 265,37	418959	5063	<u>22410</u> 6369	<u>10,72</u> 11,4322	<u>257,28</u> 274,37
14	Е9-48-1	Електродугове зварювання при монтажі каркасів одноповерхових виробничих будівель	т	10	<u>223,21</u> 127,08	<u>41,02</u> 1,75	2232	1271	<u>410</u> 18	<u>4,74</u> 0,103	<u>47,4</u> 1,03

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
15	E7-12-1	Установлення в одноповерхових будівлях кроквяних балок прогоном до 6 м, масою до 3 т, при довжині плит покриття до 6 м, при висоті будівель до 25 м	100шт	2,75	<u>185969,15</u> 19084,03	<u>19969,38</u> 5743,79	511415	52481	<u>54916</u> 15795	<u>862,75</u> 290,18	<u>2372,56</u> 798	
Відділ 1. Влаштування покрівлі												
16	E9-47-1	Облаштування профільованим листом	100м2	41,4	<u>40375,03</u> 918,05	<u>60,08</u> 17,67	1671526	38007	<u>2487</u> 732	<u>47,84</u> 1,0649	<u>1980,58</u> 44,09	
17	E12-20-3	Улаштування пароізоляції прокладної в один шар	100м2	41,4	<u>2258,44</u> 215,89	<u>25,63</u> 7,50	93499	8938	<u>1061</u> 311	<u>10,97</u> 0,4017	<u>454,16</u> 16,63	
18	E12-18-1	Утеплення покриттів плитами з пінопласту полістирольного на бітумній мастиці в один шар	100м2	41,4	<u>264765,28</u> 543,13	<u>127,82</u> 37,80	10961283	22486	<u>5292</u> 1565	<u>29,39</u> 1,9888	<u>1216,75</u> 82,34	
19	E12-22-1	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100м2	41,4	<u>4069,78</u> 641,11	<u>429,25</u> 122,59	168489	26542	<u>17771</u> 5075	<u>38,39</u> 6,4686	<u>1589,35</u> 267,8	
20	E12-2-2	Улаштування покрівель плоских тришарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній мастиці із захисним шаром гравію або дрібного щебеню на бітумній антисептованій мастиці	100м2	124,2	<u>14600,85</u> 846,79	<u>235,29</u> 69,54	1813426	105171	<u>29223</u> 8637	<u>41,55</u> 3,6582	<u>5160,51</u> 454,35	
Разом прямі витрати по відділу 1							14708223	201144	<u>55834</u> 16320		<u>10401,35</u> 865,21	
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							14708223	14451245	217464	175710	1287,19	41615
Всього по відділу 1							14883933					

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Відділ 2. Влаштування панелей зовнішніх стін									
21	E7-3-8	Встановлення стінових панелей площею до 8 м2 при найбільшій масі монтажних елементів до 5 т (сендвіч)	100шт	4,3	<u>108294,94</u> 12354,28	<u>19827,41</u> 5822,87	465668	53123	<u>85258</u> 25038	<u>598,85</u> 296,3241	<u>2575,06</u> 1274,19
22	E7-49-2	Установлення в будівлях стінових зовнішніх цокольних панелей площею до 20 м2 [для будівництва в районах із сейсмічністю до 6 балів]	100шт	0,53	<u>329658,32</u> 10374,72	<u>22250,19</u> 6927,36	174719	5499	<u>11793</u> 3672	<u>497,35</u> 383,1696	<u>263,6</u> 203,08
23	E9-18-2	Монтаж одиночних підкранових балок на відмітці до 25 м масою до 2 т	т	30	<u>25533,92</u> 340,07	<u>569,22</u> 166,73	766018	10202	<u>17077</u> 5002	<u>17,28</u> 8,2024	<u>518,4</u> 246,07
24	E9-49-2	Ставлення високотривких болтів	100шт	3,81	<u>39475,45</u> 537,35	<u>371,69</u> 110,89	150401	2047	<u>1416</u> 422	<u>25,76</u> 6,7969	<u>98,15</u> 25,9
25	E8-6-2	Мурування зовнішніх простих стін з цегли керамічної при висоті поверху понад 4 м	м3	700	<u>2459,01</u> 135,62	<u>59,16</u> 18,97	1721307	94934	<u>41412</u> 13279	<u>6,98</u> 1,0863	<u>4886</u> 760,41
26	EH11-2-9	Улаштування підстилаючих бетонних шарів	м3	4140	<u>780,04</u> 103,12	<u>0,81</u> 0,23	3229366	426917	<u>3353</u> 952	<u>5,58</u> 0,0139	<u>23101,2</u> 57,55
27	EH11-15-1	Улаштування покриттів бетонних товщиною 30 мм	100м2	41,4	<u>5369,14</u> 1067,22	<u>31,21</u> 26,74	222282	44183	<u>1292</u> 1107	<u>57,04</u> 1,554	<u>2361,46</u> 64,34
28	EH10-20-2	Заповнення віконних прорізів готовими блоками площею до 2 м2 з металопластику в кам'яних стінах житлових і громадських будівель	100м2	3,96	<u>258771,41</u> 3214,25	<u>193,87</u> 114,86	1024735	12728	<u>768</u> 455	<u>149,5</u> 6,4856	<u>592,02</u> 25,68
29	EH10-26-1	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м2	100м2	0,063	<u>313920,90</u> 2780,83	<u>1599,14</u> 497,42	19777	175	<u>101</u> 31	<u>139,67</u> 23,5338	<u>8,8</u> 1,48
30	E7-25-2	Улаштування воріт двостулкових з установленням металевих і бетонних стовпів	100шт	0,01	<u>5298046,</u> 65 37691,01	<u>37305,26</u> 9775,01	52980	377	<u>373</u> 98	<u>1827</u> 490,9718	<u>18,27</u> 4,91
31	EH15-46-5	Поліпшене штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стін механізованим способом	100м2	3,816	<u>4394,28</u> 1801,47	<u>108,17</u> 88,48	16769	6874	<u>413</u> 338	<u>86,36</u> 6,0883	<u>329,55</u> 23,23

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
32	EH15-151-1	Просте фарбування стін по штукатурці і бетону клейовим розчином з підготуванням поверхонь всередині приміщень	100м2	28,5	<u>1236,56</u> 185,58	<u>0,22</u> 0,19	35242	5289	<u>6</u> 5	<u>9,43</u> 0,0111	<u>268,76</u> 0,32
33	EH15-46-4	Просте штукатурення цементно-вапняним розчином по каменю і бетону стель вручну	100м2	7	<u>3621,58</u> 1773,33	<u>37,64</u> 30,79	25351	12413	<u>263</u> 216	<u>88,05</u> 2,1186	<u>616,35</u> 14,83
34	EH15-50-3	Суцільне вирівнювання бетонних поверхонь стель [одношарове штукатурення] цементно-вапняним розчином, товщина шару 5 мм	100м2	41,4	<u>1902,23</u> 1029,16	<u>17,71</u> 14,50	78752	42607	<u>733</u> 600	<u>53,63</u> 0,9955	<u>2220,28</u> 41,21
35	EH15-163-8	Просте фарбування стін колером олійним по штукатурці та збірних конструкціях, підготовлених під фарбування	100м2	45,2	<u>1269,41</u> 607,52	<u>0,22</u> 0,19	57377	27460	<u>10</u> 9	<u>30,87</u> 0,0111	<u>1395,32</u> 0,5
36	EH15-151-4	Фарбування вапняними розчинами по штукатурці стель всередині приміщень з підготуванням поверхонь	100м2	41,4	<u>441,47</u> 374,12	<u>0,22</u> 0,19	18277	15489	<u>9</u> 8	<u>19,01</u> 0,0111	<u>787,01</u> 0,46
37	EH11-2-4	Улаштування ущільнених трамбівками підстиляючих щебеневих шарів	м3	45,36	<u>504,42</u> 88,33	<u>80,65</u> 21,26	22880	4007	<u>3658</u> 964	<u>4,78</u> 1,3014	<u>216,82</u> 59,03
38	E12-22-3	Улаштування вирівнюючих стяжок асфальтобетонних товщиною 15 мм	100м2	3,024	<u>9779,39</u> 445,14	<u>238,23</u> 70,49	29573	1346	<u>720</u> 213	<u>22,91</u> 3,712	<u>69,28</u> 11,23
39	EH15-155-2	Силікатне фарбування фасадів з риштувань з підготуванням поверхні	100м2	36,8	<u>2079,67</u> 529,00	<u>1,34</u> 1,15	76532	19467	<u>49</u> 42	<u>26,88</u> 0,0666	<u>989,18</u> 2,45
Разом прямі витрати по відділу 2							8188006	785137	<u>168704</u> 52451		<u>41315,51</u> 2816,87
Разом будівельні роботи, грн.							8188006				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							7234165				
всього заробітна плата, грн.							837588				
Загальновиборничі витрати, грн.							682880				
трудомісткість в загальновиборничих витратах, люд.год.							5053,36				
заробітна плата в загальновиборничих витратах, грн.							163366				
Всього будівельні роботи, грн.							8870886				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

		Всього по відділу 2					8870886				
		Разом прямі витрати по надземній частині					24320158	1054712	<u>311974</u>		<u>54871,56</u>
		Разом будівельні роботи, грн.					24320158		93955		4905,42
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					22953472				
		всього заробітна плата, грн.					1148667				
		Загальновиробничі витрати, грн.					930946				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.					6847,36				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					221366				
		Всього будівельні роботи, грн.					25251104				

		Всього по надземній частині					25251104				
		Разом прямі витрати по кошторису					25893666	1132789	<u>586428</u>		<u>59198,52</u>
		Разом будівельні роботи, грн.					25893666		157115		7989,1
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					24174449				
		всього заробітна плата, грн.					1289904				
		Загальновиробничі витрати, грн.					1040805				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.					7626,26				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					246550				
		Всього будівельні роботи, грн.					26934471				

		Всього по кошторису					26934471				
		Кошторисна трудоємність, люд.год.					74814				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					1536454				

Будівництво розташоване на території м. Миколаїв.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2-2012);

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2 - 2012);

Вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Держбуду України.

Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатка Б до ДСТУ-Н Б Д.1.1-3-2013.

Основні техніко-економічні показники за розділом, а також розраховані на підставі кошторисних даних, оформлені в таблиці 1.

Основні техніко-економічні показники

Таблиця 1

Назва показника	Одиниця виміру	Кількість
Загальна вартість будівництва	тис.грн	60461,395
Будівельний об'єм	м3	16560
Площа	м2	4140
Вартість 1 м3	тис.грн	3,65
Вартість 1 м2	тис.грн	14,60

Література

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. – [чинні від 2007-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 77 с. (Державні будівельні норми України).
2. ДБН В.2.6-31:2006 «Будівельна кліматологія і геофізика» – [чинні від 2007-01-01], – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. (Державні будівельні норми України).
3. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 «Будівлі підприємств. Параметри.» (Державний стандарт України).
4. ДБН В.2.5-67:2013 «Опалення, вентиляція та кондиціонування». (Державні будівельні норми України).
5. ДБН В.2.5-74:2013 «Водопостачання. Основні положення проектування» (Державні будівельні норми України).
6. ДСТУ Б В.2.6-193:2013 «Захист металевих конструкцій від корозії. Вимоги до проектування» (Державний стандарт України).
5. ДБН В.2.6 – 198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 199 с. (Державні будівельні норми України).
6. Нілов О.О. «Металеві конструкції» / О.О. Нілов, В.О. Пермяков, О.В. Шимановський, С.І.Білик, І.Д. Белов, Л.І. Лавриненко, В.О. Володимирський / – К.: Сталь, 2010. – 869 с.
7. Купченко Ю.В. «Металеві конструкції» / Ю.В. Купченко, П.М. Сінгаївський / - О.: ОДАБА, 2018. – 228.
8. Методичні вказівки «Проектування сталевих ферм» – О.: ОДАБА, 2015.
9. ДСТУ «Прогини та переміщення». (Державний стандарт України)
10. ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення» – [чинні від 2018-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. (Державні будівельні норми України).
11. Методичні вказівки «Проектування фундаментів» – О.: ОДАБА, 2016.

12. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів» – [чинні від 2014-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. (Державний стандарт України).
13. ДСТУ Б В.2.6-170:2014 "Несучі та огорожувальні конструкції» – [чинні від 2015-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2015. (Державний стандарт України).
14. ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» – [чинні від 2016-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. (Державні будівельні норми України).
15. ДБН В.2.5-13 «Пожежна автоматика будинків і споруд» – (Державні будівельні норми України).
16. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» – [чинні від 2010-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. (Державні будівельні норми України).
17. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова відносно проведення земляних робіт» – (Державний стандарт України).
18. ДСТУ Б Д.2.2-3:2008 «Бетонні та залізобетонні конструкції монолітні. Бетонні роботи(збірник 6)» . (Державний стандарт України).
19. ДСТУ Б А.3.2-11:2009 «Роботи покрівельні та гідроізоляційні» . (Державний стандарт України).
20. ДСТУ Б Д.2.4-12:2012 «Малярні роботи (збірник 12)» . (Державний стандарт України).

