

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавр
(назва освітнього ступеня)

на тему: Цех переробки риби

Виконав: студент IV курсу, групи МБ-41
спеціальності

192 “Будівництво та цивільна інженерія”

(шифр і назва спеціальності)

Студент Козаревський А. В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Колісник М. Б.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль Мещерякова О. М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Рецензент Качка О. І.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« » 20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр
(назва освітнього ступеня)
за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)
студенту Козаревському Андрію Володимировичу
(прізвище, ім'я, по батькові)
1. Тема роботи Цех переробки риби

Керівник роботи Колісник Микола Богданович, асистент кафедри БМ
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «22» січня 2026 року № 4/9-53.

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

Об'єкт проектування - цех переробки риби; у пояснювальній записці уточнено як цех глибокої переробки форелі у форелевому господарстві.

Вихідні умови - нове будівництво виробничої будівлі поблизу форелевого господарства; металева каркасна схема, сендвіч-панелі, сейсмічність 7 балів, II сніговий і III вітровий райони.

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Розробити генеральний план, функціональний процес, об'ємно-планувальні та архітектурно-будівельні рішення цеху переробки риби.

Передбачити технологічні дільниці приймання, сортування, миття, засолу, охолодження, заморожування, копчення, пакування і зберігання продукції.

Обґрунтувати конструктивну схему одноповерхової трипролітної будівлі з металевим каркасом та огорожувальними сендвіч-панелями.

Виконати теплотехнічні розрахунки огорожувальних конструкцій, розрахунок настилу, балки настилу, другорядної та головної балок.

Оцінити інженерно-геологічні умови, запроектувати фундаменти, розробити технологічні, екологічні та безпекові рішення.

Підготувати графічну частину і оформити пояснювальну записку відповідно до чинних методичних вимог.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

Креслення графічної частини - не менше 6 аркушів формату A1 (594 x 841 мм).

6. Консультанти розділів роботи

[illegible]

7. Дата видачі завдання 22.01.2026

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент _____
(підпис)

Керівник роботи _____
(підпис)

Козаревський А.В.
(прізвище та ініціали)

Колісник М.Б.
(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	8
1.1 Характеристика району та майданчика будівництва	8
1.2 Рішення генерального плану.....	9
1.3 Функціональний процес	11
1.4 Об'ємно-планувальне рішення.....	12
1.5 Конструктивні рішення	13
1.6 Теплотехнічний розрахунок.....	14
1.7 Зовнішнє та внутрішнє оздоблення.....	15
1.8 Протипожежні вимоги	15
РОЗДІЛ 2 КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	17
2.1 Розрахунок каркаса	17
2.1.1 Вихідні дані для розрахунку балки	17
2.1.2 Призначення матеріалу для конструкцій балкового майданчика	17
2.1.3 Розрахунок настилу.....	18
2.1.4 Розрахунок балки настилу.....	19
2.1.5 Розрахунок перерізу другорядної балки	23
2.1.6 Розрахунок головної балки	27
РОЗДІЛ 3 ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	36
3.1 Вихідні дані для розрахунку фундаменту	36
3.2 Оцінка інженерно-геологічних умов.....	36
3.3 Збір навантажень	37
3.4 Розрахунок стовпчастого фундаменту на природному ґрунті	39
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	43
4.1 Загальні положення безпеки умов праці в будівництві	43
4.2 Вимоги безпеки до облаштування та утримання будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць.....	43
4.3 Вимоги безпеки при складуванні матеріалів і конструкцій	44
4.4 Безпека транспортних та вантажно-розвантажувальних робіт	45

4.5 Безпека праці при виконанні земляних робіт.....	46
4.6 Техніка безпеки при електрозварювальних роботах	47
4.7 Забезпечення пожежної безпеки.....	47
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	48
БІБЛІОГРАФІЯ.....	51

ВСТУП

Рибопереробні підприємства є важливою ланкою харчового виробництва, оскільки забезпечують приймання сировини, її сортування, технологічну обробку, охолодження, заморожування, пакування та відвантаження готової продукції. Проектування таких будівель передбачає не лише створення виробничих площ, а й формування цілісної технологічної системи, у межах якої послідовно організовано рух сировини, напівфабрикатів, готової продукції, персоналу, тари та відходів.

Актуальність бакалаврської кваліфікаційної роботи на тему «Цех переробки риби» визначається необхідністю створення виробничої будівлі, придатної для глибокої переробки рибної сировини та випуску продукції різного асортименту. Для такого об'єкта важливими є раціональна організація технологічних ділянок, дотримання санітарно-гігієнічних вимог, забезпечення необхідного температурно-вологісного режиму, надійність несучих конструкцій, енергоефективність огорожувальних елементів і безпечні умови праці.

Об'єктом проектування є цех переробки риби, призначений для глибокої переробки форелі. У межах виробництва передбачено виготовлення охолодженої та замороженої продукції, філе, риби холодного й гарячого копчення, в'яленої та сушеної риби, слабосоленої продукції у вакуумній упаковці, напівфабрикатів, пресервів і консервів.

Функціональна схема цеху побудована відповідно до технологічної послідовності виробництва. До складу будівлі входять дільниці приймання та сортування сировини, засолу, копчення, виготовлення напівфабрикатів, консервів і пресервів, вакуумного пакування, холодильного зберігання, складування сировини, інвентарю та готової продукції. Таке планування дає змогу організувати виробничий процес без необґрунтованого перетину потоків сировини й готових виробів.

Будівля цеху запроєктована одноповерховою, трипролітною, прямокутною в плані. Два основні прольоти мають ширину 12 м, додатковий — 6 м; крок колон

прийнято 6 м. Для виробничого обслуговування передбачено окремі в'їзди для вилкових навантажувачів у зони приймання сировини, зберігання та вакуумного пакування. Евакуація працівників забезпечується через чотири виходи, частина яких обладнана тамбурами.

Конструктивну систему будівлі прийнято сталевую каркасною. Основними елементами є колони складеного перерізу, головні та другорядні балки, балки настилу, а також система покриття й огорожувальні конструкції. Стіни виконуються зі стінових сендвіч-панелей із мінераловатним утеплювачем, а покрівля — з утеплених покрівельних сендвіч-панелей. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою сталевого каркаса, вертикальних і горизонтальних зв'язків та жорстким закріпленням колон у фундаментах.

Метою бакалаврської кваліфікаційної роботи є розроблення архітектурно-будівельних, конструктивних і фундаментних рішень цеху переробки риби з урахуванням технологічного призначення об'єкта, вимог до організації виробничого процесу, надійності металевого каркаса, теплозахисту огорожувальних конструкцій, пожежної безпеки та охорони праці.

Для досягнення поставленої мети у роботі вирішено такі завдання:

1. Проаналізовано природно-кліматичні умови району будівництва, снігові, вітрові та сейсмічні впливи.
2. Розроблено рішення генерального плану з урахуванням розміщення виробничого цеху, адміністративно-побутового корпусу, складу, контрольно-пропускних пунктів, автостоянок, внутрішніх проїздів та зон благоустрою.
3. Обґрунтовано функціональну схему глибокої переробки форелі та визначено склад основних виробничих, складських, холодильних, лабораторних і санітарно-побутових приміщень.
4. Прийнято об'ємно-планувальне рішення одноповерхової трипролітної будівлі зі сталевим каркасом і сендвіч-панелями зовнішніх стін та покриття.
5. Виконано теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій для визначення необхідних теплозахисних характеристик стін, покрівлі, вікон і дверей.

6. Передбачено комплекс протипожежних заходів, що включає евакуаційні виходи, пожежну сигналізацію, системи оповіщення, протипожежне водопостачання та застосування негорючих конструктивних матеріалів.

7. Виконано збір навантажень на сталевий балковий майданчик і розрахунок сталевих настилу, балки настилу, другорядної та головної балок.

8. Проведено підбір перерізів сталевих елементів з перевіркою їх міцності, жорсткості та стійкості за граничними станами.

9. Оцінено інженерно-геологічні умови майданчика та виконано розрахунок стовпчастого фундаменту на природній основі.

10. Розглянуто вимоги безпеки життєдіяльності під час облаштування будівельного майданчика, виконання земляних, вантажно-розвантажувальних та електрозварювальних робіт.

Вихідними даними для проєктування є виробниче призначення будівлі, необхідність глибокої переробки форелі, одноповерхова трипролітна структура цеху, застосування сталевих каркасів, сендвіч-панелей, балкового майданчика, холодильних і технологічних приміщень, а також потреба у проєктуванні фундаментів для несучих колон.

Методи виконання роботи включають аналіз технологічних і функціональних вимог до рибопереробного підприємства, визначення навантажень на металеві конструкції, статичний розрахунок сталевих балок, перевірку елементів за міцністю, жорсткістю та стійкістю, теплотехнічне обґрунтування огорожувальних конструкцій і розрахунок фундаменту.

Практичне значення роботи полягає у розробленні проєктного рішення цеху переробки риби, яке забезпечує логічну організацію виробництва, можливість випуску різних видів продукції з форелі, належні умови праці персоналу, надійну роботу сталевих каркасів та безпечну експлуатацію будівлі.

Ключові слова: ЦЕХ ПЕРЕРОБКИ РИБИ, ФОРЕЛЬ, СТАЛЕВИЙ КАРКАС, БАЛКОВИЙ МАЙДАНЧИК, СТОВПЧАСТИЙ ФУНДАМЕНТ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Характеристика району та майданчика будівництва

Ділянка будівництва знаходиться в с. Вільшани. Площа ділянки забудови становить 13903 м². Розташування ділянки на карті представлено на рисунку 1.1



Рисунок 1.1 – Розташування майданчика будівництва

Географічне положення: район селища Вільшани розташований на лівому березі річки Теребля, в гірській зоні.

Клімат: помірний з холодною зимою, теплим літом і помірною зміною температур протягом доби. Атмосферні опади в середньому становлять 288 мм, з

50-60% яких випадають у теплу пору року. Переважний напрямок вітрів — південно-західний. Середньомісячна температура повітря у січні-лютому — $-19,1^{\circ}\text{C}$, у липні — $+18,8^{\circ}\text{C}$ [3].

Характеристика будівлі:

Ступінь довговічності — до 50 років [2];

Ступінь вогнестійкості — III [17].

Будівництво ведеться в першому кліматичному районі, підрайоні IV. Зона вологості суха. Кліматичні параметри:

– температура найхолоднішої п'ятиденки з забезпеченістю 0,92 становить $t_5 = -29^{\circ}\text{C}$ [3];

– середня температура опалювального періоду при середній добовій температурі повітря $\leq 8^{\circ}\text{C}$ приймається рівною $t_{\text{оп}} = -7,9^{\circ}\text{C}$ [3];

– тривалість опалювального періоду становить $z_{\text{оп}} = 221$ добу [3];

– сейсмічність району з 10% ступенем сейсмічної небезпеки протягом 50 років — 7 балів;

– сніговий район — II [3];

– вітровий район — III [3].

1.2 Рішення генерального плану

Структура та розташування забудови генерального плану виконані відповідно до [19].

Ділянка об'єкта будівництва складної форми, загальною площею 13903 м^2 . Головний в'їзд на територію заводу здійснюється з південно-західного напрямку, з боку автодороги регіонального призначення.

На території ділянки розташовані:

- цех глибокої переробки форелі;
- фірмовий магазин форелевого господарства;
- адміністративно-побутовий корпус;
- 2 КПП;

- 2 парковки для легкових автомобілів, загальною площею 420 м² ;
- оглядова вежа;
- склад.

Ширина автомобільних доріг становить 7 м для головних і 5,5 м для другорядних.

Техніко-економічні показники наведено в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Техніко-економічні показники генерального плану

Номер	Назва	Площа, м ²
1	Площа ділянки	13903
2	Площа забудови	2818
3	Площа озеленення	4062
4	Площа асфальтованого покриття	7023
5	Щільність забудови	21%

Для визначення напрямку переважаючих вітрів та правильної орієнтації будівлі на ділянці було використано розу вітрів.

Дані щодо напрямку вітрів наведено в таблицях 1.2 та 1.3.

Таблиця 1.2 – Характеристика напрямку, швидкості та повторюваності за січень

Напрямок	Пн	Пн-Сх	Сх	Пд-Сх	Пд	Пд-Зх	Зх	Пн-Зх
Повторюваність і швидкість вітру у % співвідношенні	19	1	1	7	15	36	11	10

Таблиця 1.3 – Характеристика напрямку, швидкості та періодичності вітру за липень

Напрямок	Пн	Пн-Сх	Сх	Пд-Сх	Пд	Пд-Зх	Зх	Пн-Зх
Повторюваність і швидкість вітру у % співвідношенні	29	8	6	8	15	17	10	7

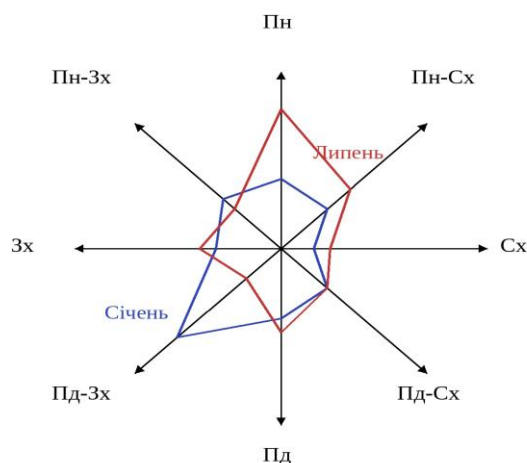


Рисунок 1.2 – Роза вітрів

Побудована роза вітрів (рисунок 1.2) для даного району будівництва показує, що переважаючим напрямком вітру є південно-західний у січні та північний у липні.

1.3 Функціональний процес

Цех призначений для глибокої переробки форелі з отриманням таких продуктів:

- форель охолоджена;
- форель заморожена;
- філе форелі охолоджене;
- форель холодного/гарячого копчення;
- форель в'ялена та сушена (ціла та слайси);
- форель слабосолена у вакуумній упаковці;
- форель пряного соління;
- напівфабрикати (фарш з форелі, стейк з форелі, філе);
- рибні консерви;
- рибні пресерви.

Схема функціонального процесу цеху глибокої переробки форелі представлена на рисунку 1.3

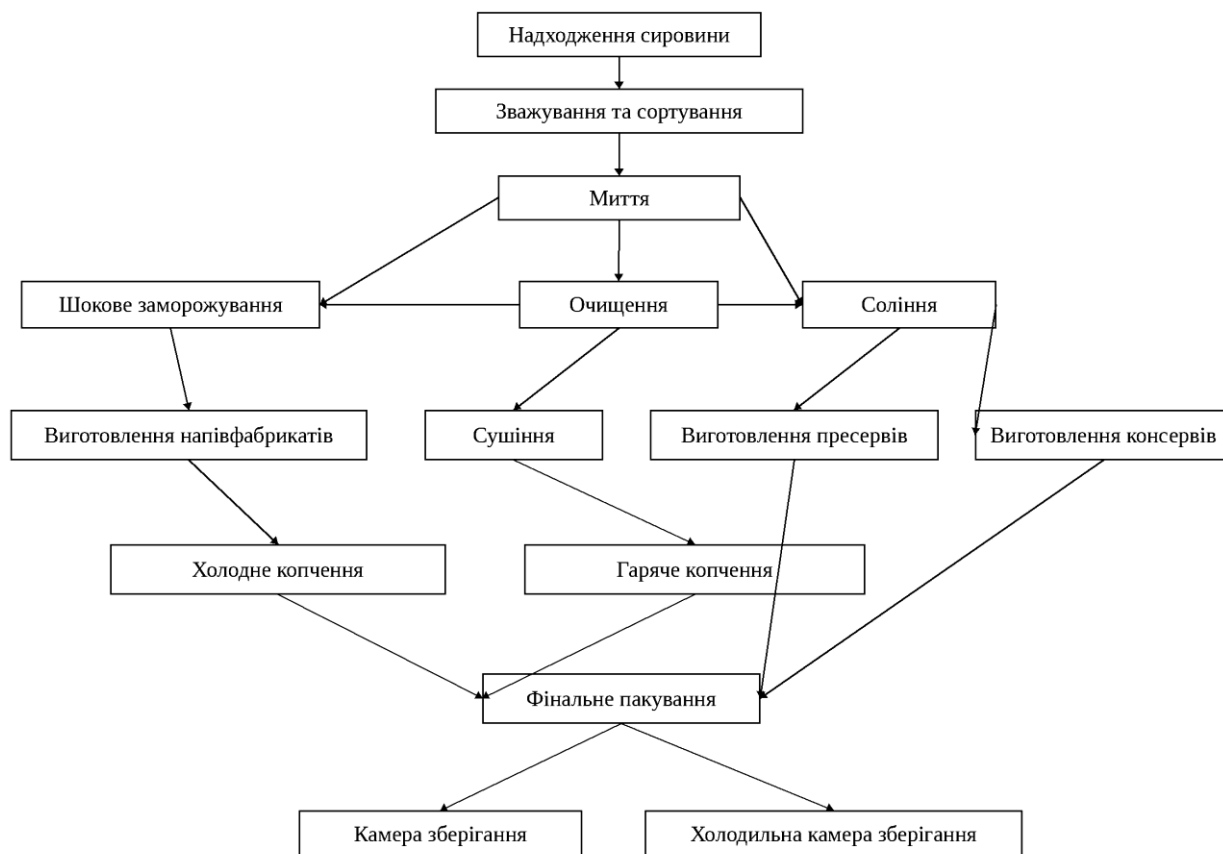


Рисунок 1.3 – Схема функціонального процесу цеху

1.4 Об'ємно-планувальне рішення

Цех переробки форелі має просту прямокутну форму в плані. Будівля одноповерхова, трипролітна, з металевого каркаса з огорожувальними конструкціями з сендвіч-панелей. Два прольоти шириною 12 м, а один — 6 м, крок колон 6 м.

Розміри будівлі в плані 30×54 м. Висота будівлі 8,78 м. Антисейсмічні шви допускається не влаштовувати, оскільки будівля простої форми, одноповерхова, сейсмічність району будівництва 7 балів [14].

Група основних виробничих процесів за санітарними характеристиками — Ів.

У проєктованому цеху передбачені такі приміщення: дільниця приймання та сортування сировини; дільниця засолу; холодильна камера зберігання готової

продукції; технологічна дільниця; відділення вакуумного пакування; холодильне відділення; відділення напівфабрикатів; відділення пресервів; відділення консервів; коптільне відділення; склад сировини; склад інвентарю; дільниця пакування; дільниця зберігання замороженої риби; дільниця зберігання охолодженої риби; лабораторія; чоловічі та жіночі санвузли.

Основний вхід до будівлі заводу здійснюється через теплий перехід, пов'язаний з АБК. Для евакуації по будівлі заводу розміщено чотири виходи, два з яких обладнані тамбурами. Для вилкових навантажувачів передбачено 3 в'їзди/виїзди: на дільниці приймання сировини, зберігання та вакуумної упаковки.

Характеристика будівлі:

Ступінь довговічності — II (до 50 років) [2];

Ступінь вогнестійкості — III [17].

1.5 Конструктивні рішення

Проектована будівля цеху глибокої переробки форелі має каркасну конструктивну схему, виконану з металоконструкцій. Будівля має два прольоти по 12 м і один 6 м, крок колон становить 6 м.

Конструктивні елементи будівлі: колони сталеві, складеного перерізу; балки сталеві, головна балка складеного перерізу, другорядна балка та балка настилу 40 Б2 і 18 Б2 відповідно.

Огородження стінові виконані з сендвіч-панелей товщиною 150 мм, огороження покрівельні виконані з сендвіч-панелей товщиною 200 мм;

Вікна з ПВХ-профілів з подвійним склопакетом

Ворота передбачені розміром 4,0×4,0 м.

Зовнішні та внутрішні двері з ПВХ-профілів розміром 900×2100 зі сталевих профілів 1500 х 2100 відповідно до вимог [7], [8] та [11].

1.6 Теплотехнічний розрахунок

Основна мета теплотехнічного розрахунку — визначення товщини стін і перекриттів виходячи з умови збереження теплової енергії.

Необхідний тепловий опір визначається за формулою (табл. 3 [3]):

$$R_0 = a \cdot \text{ГДОП} + b,$$

де ГДОП — градусо-доби опалювального періоду, °С·доб/рік, для конкретного пункту;

a, b — коефіцієнти, значення яких слід приймати за даними табл. 3[3] для відповідних груп будівель (a=0,0002; b=1).

$$\text{ГДОП} = (t_B - t_{\text{оп}}) \cdot Z_{\text{оп}},$$

де t_B — розрахункова температура внутрішнього повітря будівлі, °С, що приймається при розрахунку огорожувальних конструкцій груп будівель, зазначених у [3]. Приймаємо рівним $t_B = +18^\circ \text{C}$.

Знайдемо необхідну товщину утеплювача, розв'язавши рівняння

$$R_0 = \frac{1}{a_n} + \frac{1}{a_b} + \sum R_i \quad (1.3)$$

де a_b — коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, Вт/(м² · °С), що приймається за [3], $a_b = 8.7$;

a_n — коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції, Вт/(м² · °С), що береться за [3], $a_n = 23$;

R_i — термічний опір окремого i-го шару огорожувальної конструкції, м²·°С/Вт, що визначається за формулою 6.6 [3]:

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_i} \quad (1.4)$$

де δ_i — товщина i-го шару конструкції, м;

λ_i — розрахункова теплопровідність матеріалу i -го шару конструкції, Вт/(м² °С), що приймається за [3].

За результатами теплотехнічного розрахунку товщина вогнестійкого мінераловатного утеплювача для стіни склала 150 мм, для покрівлі — 200 мм.

1.7 Зовнішнє та внутрішнє оздоблення

Зовнішні та внутрішні стіни виконані з сендвіч-панелей відтінків: RAL 2000, RAL 7036, RAL 7047, RAL 7040, RAL 502 відповідно, перегородки з сендвіч-панелей для забезпечення кращої гідро- та звукоізоляції між різними ділянками виробництва.

Підлога бетонна на ґрунті, у цехах конструкція доповнюється наливною підлогою на полімерцементній основі, у санвузлах — керамогранітною плиткою з неслизьким покриттям.

Двері з алюмінієвого профілю заводського забарвлення. Ворота металеві заводського фарбування RAL 2000.

Вікна та тамбури виконані з ПВХ-профілю, алюмінієві з подвійним склопакетом.

1.8 Протипожежні вимоги

Метою створення системи забезпечення пожежної безпеки об'єкта захисту є запобігання пожежі, забезпечення безпеки людей та захист майна під час пожежі.

В якості системи пожежної безпеки цеху застосовується [10]:

- об'ємно-планувальні рішення та засоби, що обмежують поширення пожежі за межі осередку (стіни, перегородки, двері тощо);
- облаштування евакуаційних шляхів (у будівлі передбачено чотири евакуаційні виходи);
- облаштування систем виявлення пожежі (застосування пожежної сигналізації), систем оповіщення та управління евакуацією людей під час пожежі;

- застосування основних будівельних конструкцій з негорючих матеріалів з нульовою межею поширення вогню;
- на території виробництва встановлено 2 пожежні гідранти, призначені для гасіння пожежі, у разі її поширення по всьому комплексу або території об'єкта;

РОЗДІЛ 2

КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахунок каркаса

2.1.1 Вихідні дані для розрахунку балки

Матеріал — С255 [4];

Відмітка верхньої частини настилу, м-7,688 ;

Корисне навантаження на настил, кН/м²-13.8 ;

Кількість прольотів — 3;

Проліт головної балки, м — 12 і 6;

Крок колон, м — 6;

Кількість кроків колон — 10;

Щільність захисного шару, кг/м³ – 1200;

Товщина захисного шару, мм — 209.

2.1.2 Призначення матеріалу для конструкцій балкового майданчика

Призначення матеріалу для балок:

Згідно з [4] балки настилу, головні та другорядні балки відносяться до 2 групи конструкцій.

За розрахункову температуру в районі будівництва слід приймати температуру зовнішнього повітря найхолоднішої доби з імовірністю 0,98, визначену згідно [2].

Ударна в'язкість сталі з $R_{yn} < 290 \text{ Н/кв.мм}$ для розрахункової температури мінус 41°С і вище та для груп конструкцій 1,2,3 нормується тільки для температури +20°С і становить 34 Дж/кв.см [5].

Вимоги до хімічного складу для сталі з $R_{yn} < 290 \text{ Н/мм}^2$: С не більше 0.22%, Р не більше 0.040%, S не більше 0.025% [5].

З урахуванням даних [12] призначаю сталь для балки настилу та другорядної С245 товщиною від 2 до 20 мм [12].

Для сталі С245 [5]:

$$R_{yn}=245 \text{ Н/кв.мм};$$

$$R_{un}=370 \text{ Н/кв.мм};$$

$$R_y=240 \text{ Н/кв.мм};$$

$$R_u=360 \text{ Н/кв.мм}.$$

$$R_s=0.58 \times R_y=0.58 \times 240=139.2 \text{ Н/кв.мм [5].}$$

З урахуванням даних [12] призначаю сталь для головної балки С255 товщиною від 20 до 40 мм [12].

Для сталі С255 [5]:

$$R_{yn}=235 \text{ Н/кв.мм}; R_{un}=370 \text{ Н/кв.мм}; R_y=225 \text{ Н/кв.мм}; R_u=350 \text{ Н/кв.мм}$$

$$R_s=0.58 \times R_y=0.58 \times 225=130.5 \text{ Н/кв.мм [5].)}$$

2.1.3 Розрахунок настилу

2.1.3.1 Сума навантаження на настил, визначення розрахункової схеми та визначення товщини настилу

Для розрахунку настилу необхідно зібрати навантаження на 1 м^2 и настилу, попередньо прийнявши його товщину рівною 6 мм.

Таблиця 2.1 — Сума навантаження на на 1 м^2 у настилу

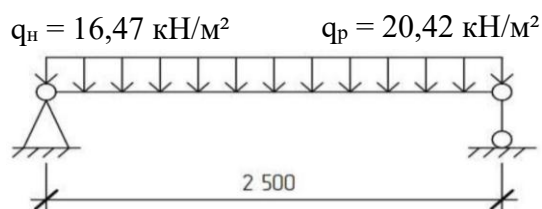
Найменування	Нормативне навантаження $q^H, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження $q^p, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1. Корисне навантаження	13,8	1,3 (табл. 7.1 [20])	17,94
2. Захисний шар $\rho_{з.с} = 1200 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ $t = 140 \text{ мм} = 0.14 \text{ м}$	$168 \frac{\text{кг}}{\text{м}^2}$ $1.68 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	1,3 (табл. 7.1 [20])	1,82
3. Власна вага настилу $\rho = 7850 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ $t = 6 \text{ мм} = 0.006 \text{ м}$	$47.1 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$ $0.471 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	1,05 (табл. 7.1 [20])	0,495
Разом:	$\Sigma 15.67$		$\Sigma 20.25$

Виходячи з величини розрахункового навантаження, що дорівнює 22.6 кН/м^2 , призначаємо товщину настилу 8 мм.

Таблиця 2.2 — Розрахунок навантаження на 1 м² настилу товщиною 8 мм

Найменування	Нормативне навантаження $q^H, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коефіцієнт надійності навантаження γ_f	Розрахункове навантаження $q^P, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1. Корисне навантаження	13,8	1,3 (табл. 7.1 [20])	17,94
2. Захисний шар $\rho_{з.с}=1200 \text{ кг/м}^3$ $t=140\text{мм}=0.14\text{м}$	1.68	1,3	1,82
3. Власна вага настилу $\rho=7850 \text{ кг/м}^3$ $t=8\text{мм}=0.008\text{м}$	0.628	1,05	0,659
Разом:	$\Sigma 14.83$		$\Sigma 20.42$

Для подальшого розрахунку призначаю розрахункову схему умовної балки настилу шириною 1 м (рис. 2.1).



q^H — нормативне навантаження, q^P — розрахункове навантаження.

Рисунок 2.1 — Розрахункова схема умовної балки настилу

Розрахункова схема умовної балки настилу являє собою статично визначену безконсольну шарнірно оперту розрізну балку з рівномірно розподіленим навантаженням.

2.1.4 Розрахунок балки настилу

2.1.4.1 Сума навантаження на балку настилу, визначення розрахункової схеми та статичний розрахунок

Для розрахунку балки настилу необхідно зібрати навантаження від вищерозташованих конструкцій і призначити розрахункову схему.

Збір навантаження на балку настилу без урахування її власної ваги:

$$q_{BH}^H = \Sigma q^H \cdot a \cdot \gamma_n = 16.47 \cdot 1 \cdot 1 = 16.47 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 0.165 \frac{\text{кН}}{\text{см}}$$

$$q_{\text{БН}}^{\text{p}} = \sum q^{\text{p}} \cdot a \cdot \gamma_{\text{n}} = 20.42 \cdot 1 \cdot 1 = 20.42 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 0.204 \frac{\text{кН}}{\text{см}}$$

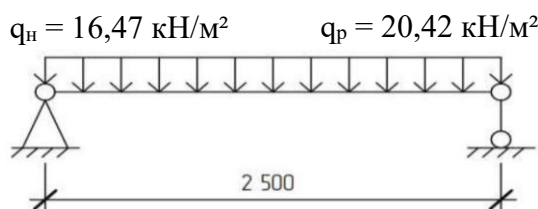
де $q_{\text{БН}}^{\text{H}}$, $q_{\text{БН}}^{\text{p}}$ — нормативне та розрахункове навантаження на балку настилу без урахування її власної ваги, кН/м;

q^{H} , q^{p} — нормативне та розрахункове навантаження на 1 м^2 настилу, кН/м²;

$a = 1$ — ширина вантажної площі балки настилу (крок балки настилу), м;

$\gamma_{\text{n}} = 1$ — коефіцієнт надійності за відповідальністю [9].

Розрахункова схема балки настилу являє собою статично визначену безконсольну шарнірно оперту розрізну балку з рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 2.2).



q^{H} — нормативне навантаження, q^{p} — розрахункове навантаження.

Рисунок 2.2 — Розрахункова схема умовної балки настилу

Для подальшого розрахунку необхідно визначити максимальний розрахунковий згинальний момент $M_{\text{max}}^{\text{p}}$ та поперечну силу $Q_{\text{max}}^{\text{p}}$.

Статичний розрахунок:

$$M_{\text{max}}^{\text{p}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0.204 \cdot 260^2}{8} = 1732.3 \text{ кНсм};$$

$$Q_{\text{max}}^{\text{p}} = \frac{ql}{2} = \frac{0.215 \cdot 260}{2} = 26.65 \text{ кН}.$$

Де $q = q_{\text{БН}}^{\text{p}}$ — розрахункове навантаження на балку настилу без урахування її власної ваги, кН/см;

l — проліт балки настилу (крок другорядних балок), см.

Попереднє визначення перерізу балки настилу здійснюється виходячи з умови забезпечення міцності [5].

$$\frac{M_{\max}^p}{c_1 \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.1)$$

де $M_{\max}^p$ — максимальний розрахунковий згинальний момент, кНсм;

W_x — момент опору перерізу, см³;

$R_y = \frac{24.5}{1.05} = 23.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ — розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисканню, згину за межею плинності [5];

$c_1 = 1.1$ — коефіцієнт для розрахунку з урахуванням розвитку пластичних деформацій при згині.

$\gamma_c = 1$ — коефіцієнт умов роботи.

Визначення величини необхідного моменту опору перерізу балки настилу:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\max}^p}{R_y c_1 \cdot \gamma_c} = \frac{1732.3}{23.5 \cdot 1.1 \cdot 1} = 81.1 \text{ см}^3$$

Необхідний момент опору перерізу балки настилу 81.1 см³. Приймаю двотавр №18, з моментом опору 143 см³ [13].

2.1.4.2 Призначення перерізу балки настилу

Профіль №18 (рис. 2.3) за даними сортаменту [14] має такі характеристики:

$$h = 180 \text{ мм} \quad i_x = 7.42 \text{ см} \quad r = 3.5 \text{ мм}$$

$$t_w(s) = 5.1 \text{ мм} \quad S_x = 81.4 \text{ см}^3 \quad R = 9 \text{ мм}$$

$$t_f(t) = 8.1 \text{ мм} \quad W_x = 143 \text{ см}^3 \quad m = 18.4 \text{ К}$$

$$b_f(b) = 90 \text{ мм} \quad I_x = 1290 \text{ см}^4$$

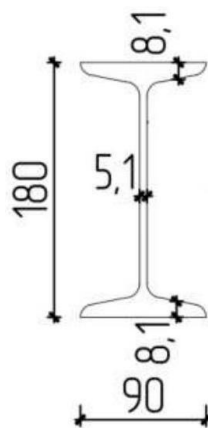


Рисунок 2.3 – Переріз профілю № 18

Попередньо призначено двотаврову балку №18.

Визначення навантаження від власної ваги балки настилу:

$$q_{CB}^H = m \cdot g = 18.4 \cdot 10 = 184 \frac{\text{Н}}{\text{м}} = 0.184 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_{CB}^P = q_{CB}^H \cdot \gamma_f = 0.184 \cdot 1.05 = 0.193 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Де q_{CB}^H — нормативна власна вага профілю балки настилу, кН/м;

q_{CB}^P — розрахункова власна вага профілю балки настилу, кН/м;

$g = 10 \text{ м/с}^2$ — прискорення вільного падіння;

m — маса профілю за сортаментом, кг.

$\gamma_f = 1.05$ — коефіцієнт надійності за навантаженням для металевих конструкцій [2].

Для виконання перевірок необхідно скоригувати статичний розрахунок з урахуванням власної ваги балки настилу.

Сума навантаження на балку настилу з урахуванням її власної ваги:

$$q_{\delta H + \text{вВ}}^H = q_{\delta H}^H + q_{\text{вВ}}^H = 16.47 + 0.306 = 16.65 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_{\delta H + \text{вВ}}^P = q_{\delta H}^P + q_{\text{вВ}}^P = 20.42 + 0.193 = 20.6 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

де $q_{\text{вВ}}^H$ і $q_{\text{вВ}}^P$ — нормативна та розрахункова власна вага профілю балки настилу, кН/м;

$q_{\delta H + \text{CB}}^H$ та $q_{\delta H + \text{вВ}}^P$ — нормативне та розрахункове навантаження на балку настилу з урахуванням її власної ваги, кН/м.

Статичний розрахунок балки настилу з урахуванням її власної ваги:

$$M_{\max}^p = \frac{q_{BH+BB}^p \cdot l^2}{8} = \frac{20.6 \cdot 2.6^2}{8} = 17.4 \text{ кН} \cdot \text{М} = 1738 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$Q_{\max}^p = \frac{q_{SH+CB}^p \cdot l}{2} = \frac{20.6 \cdot 2.6}{2} = 26.8 \text{ кН}$$

Визначення необхідного моменту опору перерізу балки настилу з урахуванням власної ваги підібраного профілю:

$$W_{tr} = \frac{1738}{20.6 \cdot 1 \cdot 1.1} = 76.7 \text{ см}^3$$

Необхідний момент опору з урахуванням власної ваги не перевищує момент опору обраного профілю (№18). Згідно з виконаними перевірками (представлені в додатку Б пояснювальної записки), балка настилу відповідає умовам міцності балки настилу при згині, міцності в опорному перерізі, стійкості та жорсткості.

2.1.5 Розрахунок перерізу другорядної балки

2.1.5.1 Сума навантаження на другорядну балку, призначення розрахункової схеми та статичний розрахунок

Для розрахунку балки настилу необхідно зібрати навантаження від вищерозташованих конструкцій і призначити розрахункову схему.

Збір навантаження на другорядну балку без урахування її власної ваги:

$$q_{Bb}^H = \frac{q_{SH+BB}^H}{a} \cdot b \cdot \gamma_n = \frac{16.65}{1} \cdot 2.6 \cdot 1 = 43.29 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 0.433 \frac{\text{кН}}{\text{см}}$$

$$q_{BE}^p = \frac{q_{BH+BB}^p}{a} \cdot b \cdot \gamma_n = \frac{20.6}{1} \cdot 2.6 \cdot 1 = 53.73 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 0.537 \frac{\text{кН}}{\text{см}}$$

Де q_{BE}^H, q_{BE}^p — нормативне та розрахункове навантаження на другорядну балку без урахування її власної ваги, кН/м;

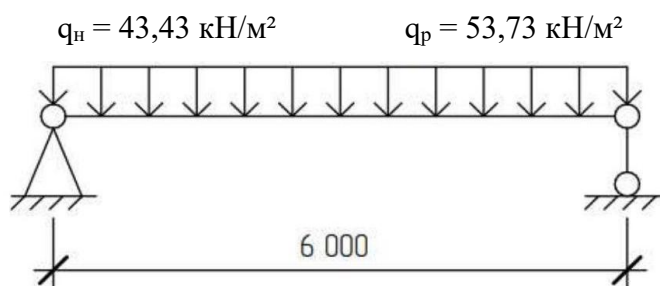
q_{BH+BB}^H та q_{BH+BB}^p — нормативне та розрахункове навантаження на балку настилу з урахуванням її власної ваги, кН/м;

$a = 1$ — ширина вантажної площі балки настилу (крок балки настилу), м;

$b = 2.6$ — ширина вантажної площі другорядної балки (крок другорядної балки), м;

$\gamma_n = 1$ — коефіцієнт надійності за відповідальністю [2].

Розрахункова схема другорядної балки являє собою статично визначену безконсольну шарнірно оперту розрізну балку з рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 2.4)



q_n — нормативне навантаження, q_p — розрахункове навантаження.

Рисунок 2.4 — Розрахункова схема другорядної балки

Для подальшого розрахунку необхідно визначити максимальний розрахунковий згинальний момент $M_{\max}^p$ та поперечну силу $Q_{\max}^p$.

Статичний розрахунок:

$$M_{\max}^p = \frac{ql^2}{8} = \frac{0.537 \cdot 600^2}{8} = 16781.25 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$Q_{\max}^p = \frac{ql}{2} = \frac{0.537 \cdot 600}{2} = 134.25 \text{ кН}$$

де $q = q_{\text{ВБ}}^p$ — розрахункове навантаження на другорядну балку без урахування її власної ваги, кН/см;

l — проліт другорядної балки (крок колон у цифровому напрямку), 600 см.

Попереднє визначення перерізу другорядної балки здійснюється виходячи з умови забезпечення міцності [2].

$$\frac{M_{\max}^p}{c_1 \cdot W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.2)$$

де $M_{\max}^p$ — максимальний розрахунковий згинальний момент, кНсм

W_x — момент опору перерізу, см^3 ;

$R_y = \frac{24.5}{1.05} = 23.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ — розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисканню, згину за межею плинності [2];

$c_1 = 1.1$ — коефіцієнт для розрахунку з урахуванням розвитку пластичних деформацій при згині.

$\gamma_c = 1$ — коефіцієнт умов роботи.

Визначення величини необхідного моменту опору перерізу другорядної балки:

$$W_{\text{тр}} = \frac{16781.25}{23.5 \cdot 1 \cdot 1.1} = 649.18 \text{ см}^3$$

Висновок: необхідний момент опору 650 см^3 . Приймаю двотавр №40 (моментом опору 953 см^3) [13].

2.1.5.2 Підбір перерізу другорядної балки з урахуванням власної ваги

Профіль №40 (рис. 2.5) за даними сортаменту [4] має такі характеристики:

$h = 400\text{мм}$	$i_x = 16.2 \text{ см}$	$r = 6\text{мм}$
$t_w(s) = 8.3\text{мм}$	$S_x = 545\text{см}^3$	$R = 15\text{мм}$
$t_f(t) = 13\text{мм}$	$W_x = 953\text{см}^3$	$m = 57\text{к}$
$b_f(b) = 155\text{мм}$	$I_x = 19062\text{см}^4$	

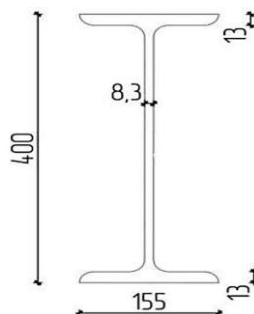


Рисунок 2.5 – переріз профілю № 40

Попередньо призначено двотавр №40.

Після призначення перерізу для другорядної балки необхідно врахувати власну вагу.

$$q_{\text{BB}}^{\text{H}} = m \cdot g = 57 \cdot 10 = 570 \frac{\text{H}}{\text{м}} = 0.570 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_{\text{BB}}^{\text{p}} = q_{\text{BB}}^{\text{H}} \cdot \gamma_{\text{f}} = 0.570 \cdot 1.05 = 0.598 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Де q_{BB}^{H} — нормативна власна вага профілю другорядної балки, кН/м;

q_{BB}^{p} — розрахункова власна вага профілю другорядної балки, кН/м;

$g = 10 \text{ м/с}^2$ — прискорення вільного падіння;

m — маса профілю за сортаментом, кг.

$\gamma_{\text{f}} = 1.05$ — коефіцієнт надійності за навантаженням для металевих конструкцій [2].

Для виконання перевірок необхідно скоригувати статичний розрахунок з урахуванням власної ваги другорядної балки.

$$q_{\text{Bb+BB}}^{\text{H}} = q_{\text{Bb}}^{\text{H}} + q_{\text{BB}}^{\text{H}} = 43.4 + 0.570 = 44 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_{\text{Bb+BB}}^{\text{p}} = q_{\text{Bb}}^{\text{p}} + q_{\text{BB}}^{\text{p}} = 53.73 + 0.598 = 54.33 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

де q_{BB}^{H} і q_{BB}^{p} — нормативна та розрахункова власна вага профілю другорядної балки, кН/м;

$q_{\text{Bb+BB}}^{\text{H}}$ та $q_{\text{Bb+BB}}^{\text{p}}$ — нормативне та розрахункове навантаження на другорядну балку з урахуванням її власної ваги, кН/м.

Статичний розрахунок другорядної балки з урахуванням її власної ваги:

$$M_{\text{max}}^{\text{p}} = \frac{q_{\text{BE+BB}}^{\text{p}} \cdot l^2}{8} = \frac{54.33 \cdot 5^2}{8} = 169.77 \text{ кН} \cdot \text{м} = 16977 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$Q_{\text{max}}^{\text{p}} = \frac{q_{\text{BE+BB}}^{\text{p}} \cdot l}{2} = \frac{54.33 \cdot 5}{2} = 135.82 \text{ кН}$$

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_{\text{y}} \cdot \gamma_{\text{c}}} = \frac{16977}{23.5 \cdot 1 \cdot 1.1} = 657 \text{ см}^3$$

Необхідний момент опору з урахуванням власної ваги не перевищує момент опору обраного профілю (№40), відповідає умовам міцності, стійкості та жорсткості, отже, приймаю його для подальших розрахунків.

2.1.6 Розрахунок головної балки

2.1.6.1 Сума навантаження на головну балку, визначення розрахункової схеми головної балки та статичний розрахунок

Для розрахунку головної балки необхідно зібрати навантаження від вищерозташованих конструкцій і призначити розрахункову схему.

$$q_{ГБ}^H = (1.03 \div 1.05) \cdot (q_{CB_{БН}}^H + q_{BB_{BB}}^H + q_{Наст}^H) \cdot B \cdot \gamma_n = 1.04 \cdot (0.234 + 0.57 + 14.83) \cdot 5 \cdot 1 \\ = 81.29 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Де $q_{ГБ}^H$ — нормативне навантаження на головну балку з урахуванням її власної ваги, кН/м;

$q_{BB_{БН}}^H = \frac{q_{БН}^H}{a} = \frac{0.234}{1} = 0.234 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ — нормативне навантаження від власної ваги балки настилу;

$q_{BB}^H = \frac{q_{BE}^H}{b} = \frac{0.2850}{5} = 0.57 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ — нормативне навантаження від власної ваги другорядної балки;

$q_{Наст}^H = 14.83 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ нормативне навантаження на настил;

B — крок головних балок (крок колон у цифрових осях);

$\gamma_n = 1$ — коефіцієнт надійності за відповідальністю.

$$q_{ГБ}^P = (1.03 \div 1.05) \cdot (q_{BB}^P + q_{BB_{БН}}^P + q_{Наст}^P) \cdot B \cdot \gamma_n = 1.04 \cdot (0.246 + 0.598 + 20.42) \cdot 5 \cdot 1 \\ = 110.57 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

де $q_{ГБ}^P$ — розрахункове навантаження на головну балку з урахуванням її власної ваги, кН/м;

$q_{BB_{БН}}^P = \frac{q_{БН}^P}{a} = \frac{0.246}{1} = 0.246 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ — розрахункове навантаження від власної ваги балки настилу;

$q_{BB_{BE}}^P = \frac{q_{BE}^P}{b} = \frac{0.2990}{5} = 0.598 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ — розрахункове навантаження від власної ваги другорядної балки;

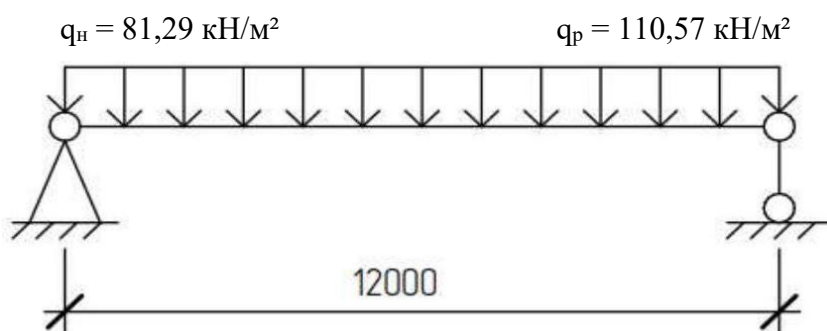
$q_{Наст}^P = 20.42 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ — розрахункове навантаження на настил;

B — крок головних балок (крок колон у цифрових осях);

$\gamma_n = 1$ — коефіцієнт надійності за відповідальністю [20];

$\gamma_f = 1.05$ — коефіцієнт надійності за навантаженням для металевих конструкцій [2].

Розрахункова схема головної балки являє собою консольну шарнірно оперту розрізну балку з рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 2.6).



q^H — нормативне навантаження, q^P — розрахункове навантаження, a — консоль, l — проліт.

Рисунок 2.6 — Розрахункова схема головної балки

Для подальшого розрахунку необхідно визначити максимальний розрахунковий згинальний момент $M_{\max}^P$ та поперечну силу $Q_{\max}^P$.

$$M_{\max}^P = \frac{q \cdot (l^2 - a^2)^2}{8 \cdot l^2} = \frac{110.57 \cdot (12^2 - 2^2)^2}{8 \cdot 12^2} = 1563.63 \text{ кНм} = 156363 \text{ кНсм}$$

$$Q_{\max}^P = q \cdot a + \frac{q \cdot (l^2 + a^2)}{2 \cdot l} = 110.57 \cdot 1 + \frac{110.57 \cdot (12^2 + 2^2)}{2 \cdot 12} = 738.8 \text{ кН}$$

де $q = q_{\Gamma H}^P$ — розрахункове навантаження на головну балку з урахуванням її власної ваги, кН/м;

l — проліт головної балки (крок колон по літерних осях), м;

a — консоль, м.

Визначення величини необхідного моменту опору перерізу балки настилу:

$$W_{Tr} = \frac{M_{\max}^P}{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{156363}{1.1 \cdot 22.5 \cdot 1} = 6317 \text{ см}^3$$

Де $M_{\max}^P$ — максимальний розрахунковий згинальний момент, кНсм

$R_y = \frac{23.5}{1.05} = 22.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ — розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисканню, згину за межею плинності [2];

$c_1 = 1.1$ — коефіцієнт для розрахунку з урахуванням розвитку пластичних деформацій при згині.

$\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи

2.1.6.2 Підбір перерізу головної балки з урахуванням власної ваги

При розрахунку висоти стінки головної балки враховуватиму умови, коли:

$$h_{\max} > h_{\text{opt}} > h_{\min} \quad (2.3)$$

де $h_{\min}$ — мінімальна висота перерізу головної балки,

h_{opt} — оптимальна висота перерізу головної балки,

$h_{\max}$ — максимальна висота перерізу головної балки.

При виконанні цієї умови в якості основної висоти слід прийняти оптимальну (h_{opt}).

Якщо виконується наступна умова 2.4:

$$h_{\text{opt}} < h_{\min} < h_{\max} \quad (2.4)$$

то в цьому випадку в якості основної висоти прийняти мінімальну висоту ($h_{\min}$).

Визначення висоти перерізу головної балки.

$$h_{\max} = \frac{1}{10} \cdot l = \frac{1}{10} \cdot 12 = 1.2 \text{ м}$$

$$h_{\text{опт}} = k \cdot \sqrt{\frac{W_{\text{птр}}}{t_w}} = 1.2 \cdot \sqrt{\frac{6317}{2.0}} = 0.68 \text{ м}$$

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{c_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c \cdot l \cdot n_0}{E} \cdot \frac{q_{\Gamma b}^H}{q_{\Gamma L}^P} = \frac{5}{24} \cdot \frac{1.1 \cdot 22.5 \cdot 1 \cdot 1200 \cdot 183}{20600} \cdot \frac{0.8929}{1.1057} = 0.37 \text{ м}$$

де l — проліт головної балки (крок колон по літерних осях), м;

k — катет зварного шва;

$W_{\text{итр}}$ — необхідний момент опору, см^3 ;

t_w — товщина стінки головної балки;

$c_1 = 1.1$ — коефіцієнт для розрахунку з урахуванням розвитку пластичних деформацій при згині.

$R_y = \frac{23.5}{1.05} = 22.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ — розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисканню, згину за межею плинності [4];

$\gamma_c = 1$ — коефіцієнт умов роботи.

$q_{\Gamma Б}^H$ та $q_{\Gamma Б}^P$ — відповідно нормативне та розрахункове навантаження на головну балку з урахуванням її власної ваги, кН/см ;

$E = 2.06 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2 = 20600 \text{ кН/см}^2$ — модуль пружності прокатної сталі [4];

$n_0 = \frac{l_{(a)}}{f_u}$ — відношення прольоту настилу до граничного прогину;

$l_{(a)} = 1100 \text{ см}$ — проліт головної балки;

$f_u = \frac{l}{183}$ граничний прогин, оскільки крок головних балок дорівнює 5 м, значення 214 визначено інтерполяцією між 150 і 200 для прольотів 3 і 6 м (табл. Д1 [20]);

$h_{\text{max}} > h_{\text{опт}} > h_{\text{min}}$ приймаю висоту перерізу головної балки за $h_{\text{опт}}$, кратно 100 мм у меншу сторону $-600 \text{ мм} = 0.6 \text{ м}$.

Визначення товщини стінки головної балки.

З умови міцності на зріз:

$$t_w = k_1 \cdot \frac{Q_{\text{max}}^P}{h \cdot R_s \cdot \gamma_c} = 1.2 \cdot \frac{738.8}{60 \cdot 14.21 \cdot 1} = 0.13 \text{ см} = 1.2 \text{ см}$$

де k_1 -коефіцієнт, що враховує роботу стінки;

Q_{max}^P — максимальне розрахункове значення поперечної сили, кН ;

h — висота стінки, см ;

$R_s = 0.58 \cdot R_y = 0.58 \cdot 22.5 = 13.05 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ розрахунковий опір сталі зсуву [4];

$R_y = \frac{23.5}{1.05} = 22.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ — розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисканню, згину за межею плинності [4];

$\gamma_c = 1$ — коефіцієнт умов роботи.

З умови забезпечення стійкості за умови встановлення поперечних ребер жорсткості:

$$t_{w1 \min} = \left(\frac{h}{5.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \left(\frac{60}{5.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{22.5}{20600}} = 4 \text{ мм}$$

$$t_w = 7 + \frac{3 \cdot h}{1000} = 7 + \frac{3 \cdot 600}{1000} = 8.8 \text{ мм}$$

де h — висота стінки, см;

$R_y = \frac{23.5}{1.05} = 22.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ — розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисканню, згинанню за межею плинності [4];

$E = 2.06 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2 = 20600 \text{ кН/см}^2$ — модуль пружності прокатної сталі [4];

Призначаю товщину стінки з урахуванням сортаменту листової сталі ($t_w = 1.2 \text{ см}$) [4].

Визначення товщини поясу.

Товщина полиці не повинна перевищувати 3 товщини стінки і одночасно не повинна бути більше 4 см.

$$t_f = 3 \cdot t_w = 3 \cdot 1.2 = 3.6 \text{ см}$$

Визначення ширини полиці.

Ширина полиці визначається з урахуванням забезпечення стійкості виступу полиці.

Розрахункова висота стінки h_w визначається як різниця між висотою стінки h та подвоєним добутком товщини пояса t_f :

$$h_w = h - 2 \cdot t_f = 60 - 2 \cdot 3.6 = 52.8 \text{ см}$$

Необхідний момент інерції перерізу $I_{\text{птр}}$ обчислюється як добуток необхідного моменту $W_{\text{птр}}$ опору та половини висоти перерізу h :

$$I_{\text{тр}} = W_{\text{тр}} \cdot \frac{h}{2} = 6050 \cdot \frac{60}{2} = 181510 \text{ см}^4$$

$$I_w = \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} = \frac{1.2 \cdot 52.2^3}{12} = 14719 \text{ см}^4$$

де I_w — момент інерції стінки, см^4 ;

t_w — товщина стінки головної балки, см;

h_w — розрахункова висота стінки, см.

Для визначення необхідного моменту інерції пояса $I_{\text{птр}f}$ необхідно від необхідного моменту інерції всього перерізу $I_{\text{птр}}$ відняти момент інерції стінки I_w :

$$I_{\text{Тр}f} = I_{\text{тр}} - I_w = 181500 - 14719 = 174791 \text{ см}^4$$

Необхідна площа перерізу поясу $A_{\text{птр}f}$ визначається за формулою:

$$A_{\text{пТр}f} = \frac{2 \cdot I_{\text{пТр}f}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 174791}{56.4^2} = 109.9 \text{ см}^2$$

де $I_{\text{птр}}$ — необхідний момент інерції пояса, см^4 ;

$h_0 = h - t_f = 60 - 3.6 = 56.4$ — висота стінки між центрами ваги поясів, см.

Необхідна ширина пояса визначається як відношення необхідної площі перерізу пояса $A_{\text{тр}1f}$ до товщини пояса t_f :

$$b_{\text{Тр}f} = \frac{A_{\text{Тр}f}}{t_f} = \frac{109.9}{3.6} = 30.7 \text{ см}$$

Висновок: призначаю ширину пояса 36 см

Перетин головної балки представлено на рис. 2.7

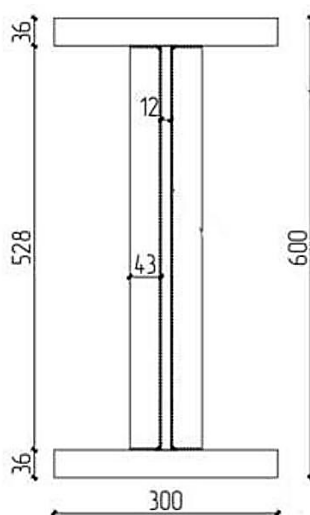


Рисунок 2.7 – Переріз головної балки

Визначення геометричних характеристик перерізу головної балки. Момент інерції всього перерізу головної балки:

$$I_x = \frac{b_f \cdot h^3 - 2 \cdot b_{ef} \cdot h_w^3}{12} = \frac{36 \cdot 60^3 - 2 \cdot 14.4 \cdot 52.8^3}{12} = 186724.91 \text{ см}^4$$

Момент опору всього перерізу головної балки:

$$W_x = \frac{b_f \cdot h^3 - 2 \cdot b_{ef} \cdot h_w^3}{(6 \cdot h)} = \frac{36 \cdot 60 - 2 \cdot 13.6 \cdot 52.8^3}{6 \cdot 60} = 7370 \text{ см}^3$$

де $b_{ef} = \frac{b_f - t_w}{2}$ — розрахункова ширина поясу головної балки, см;

h_w — розрахункова висота стінки, см;

h — висота стінки, см;

b_f — ширина поясу, см.

$$b_{ef} = \frac{36 - 8.8}{2} = 13.6 \text{ см}$$

Головна балка належить до конструкцій 1 класу, підібраний переріз забезпечує міцність, стійкість і жорсткість. Перевірки умов наведено в додатку Б до пояснювальної записки.

2.1.6.3 Розрахунок ребер жорсткості головної балки

Відповідно до [4] стінки балок слід зміцнювати поперечними ребрами жорсткості. Для балок, що належать до 1 класу, ребра жорсткості встановлюються при будь-яких значеннях умовної гнучкості стінки на ділянках довжини балки, де враховуються пластичні деформації, а на інших ділянках — як у балках 1-го класу, тобто, якщо значення умовної гнучкості стінки перевищує 3,2 — за відсутності рухомого навантаження на поясі балки або 2,2 — за наявності такого навантаження.

Ребра жорсткості слід розташовувати з постійним кроком по довжині балки. Відстань між основними поперечними ребрами жорсткості не повинна перевищувати $2 h_{ef}$. При умовній гнучкості $\overline{\lambda}_w \geq 3.2$ і $2.5 h_{ef}$ При $\overline{\lambda}_w < 3.2$.

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{52.8}{1.2} \cdot \sqrt{\frac{22.5}{2.06 \cdot 10^4}} = 1.454 [5]$$

де $h_{ef} = h - 2 \cdot t_f$ — розрахункова висота стінки, визначена відповідно [4], см;

t_w — товщина стінки елемента, що перевіряється, см;

$R_y = \frac{23.5}{1.05} = 22.5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$ — розрахунковий опір сталі розтягуванню, стисканню, згинанню за межею плинності [4];

h — висота перерізу профілю, см;

E — модуль пружності сталі ($E = 2.06 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2 = 20600 \text{ кН/см}^2$ -модуль пружності прокатної сталі [4];

$$h_{ef} = 60 - 2 \cdot 3.6 = 52.8 \text{ см}$$

Оскільки умовна гнучкість $\overline{\lambda}_w < 3.2$, то максимальний крок ребер жорсткості ($2.5 h_{ef} = 2.5 \cdot 52.2 = 130.5$) $s_{\max} = 130$ см, що менше кроку другорядних балок (400 см), тому необхідно встановити додаткові ребра з кроком $s_1 = 1.1$, оскільки $s_1 < s_{\max}$, то перевстановлення ребер непотрібне.

Ребра жорсткості встановлюються симетрично з двох боків і мають такі значення: висота відповідає розрахунковій висоті стінки — 52,2 см, а ширина b_p визначається за формулою:

$$b_p = \frac{h_w}{30} + 25 = \frac{528}{30} + 25 = 42.6 \text{ мм} = 4.26 \text{ см}$$

де $h_w = h_{ef} = h - 2 \cdot t_f$ — розрахункова висота стінки, визначена відповідно до [4], мм;

При цьому товщина ребра t_p повинна бути не менше добутку подвоєної ширини ребра на підкорене вираження відношення розрахункового опору сталі розтягуванню, стисканню, згину за межею плинності та модуля пружності сталі:

$$t_p = 2b_p \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 4.26 \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{22.5}{2.06 \cdot 10^4}} = 0.3 \text{ см} = 3 \text{ мм}$$

Таким чином призначено перерізи: балки настилу — двотавр № 18, другорядної балки — двотавр № 40, головної балки — двотавр складеного перерізу з паралельними полицями (загальна площа $A = 279,36 \text{ см}^2$, висота стінки—52,8 см, товщина стінки—1,2 см, ширина полиць 30 см, товщина полиць—3,6 см).

Перевірки забезпечення умов міцності, жорсткості та умов профілів наведено в додатку Б до пояснювальної записки.

РОЗДІЛ 3

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1 Вихідні дані для розрахунку фундаменту

Район будівництва — с. Вільшани;

Абсолютна відм. -330 м ;

Конструктивне рішення — каркасне;

Висота будівлі - 8,4 м ;

Розмір будівлі в плані - 30×54 м ;

Фундамент — монолітний стовпчастий;

Зовнішні стіни — стінові сендвіч-панелі;

Покриття — покрівельні сендвіч-панелі;

Дах — плоский.

3.2 Оцінка інженерно-геологічних умов

Геолого-літологічний розріз майданчика на досліджену глибину 3,5 м представлений алювіальними відкладами: ґрунтово-рослинним шаром товщиною 0,2м та гальковим ґрунтом товщиною понад 5м .

Таблиця 3.1 – Ґрунтові умови

Назва ґрунту	Товщина шару, м	Характеристики ґрунту				
		W	W _L	W _P	ρ, т/м ³	ρ _s , т/м ³
Ґрунтово-рослинний шар	0,2	0,19	0,27	0,18	1,81	2,71
Гальковий ґрунт	>5	0,07	-	-	2,5	2,69

Щільність гальковика в сухому стані [5]:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + 0.01\omega} \quad (3.1)$$

де ω — природна вологість ґрунту (0,07%);

ρ — щільність ґрунту (2,5 т/м²);

$$\rho_d = \frac{2,5}{1 + 0.01 \times 0,07} = 2,49$$

Пористість гальковика:

$$n = 1 - \rho_d / \rho_s, [5]$$

де ρ_s — щільність мінеральних частинок (2,5 т/м²); ρ_d — щільність сухого ґрунту (2,08 т/м²); $n = 1 - 2,08/2,5 = 0,17$ — непористий [5].

Коефіцієнт пористості гальковика:

$$e = \rho_s - \frac{\rho_d}{\rho_d} \quad (3.2)$$

де ρ_s — щільність мінеральних частинок (2,69 т/м²); ρ_d — щільність сухого ґрунту (2,08 т/м²); $e = (2,69 - 2,08)/2,08 = 0,29$.

Повна вологоємність галькового ґрунту:

$$\omega_0 = e * \frac{\rho_\omega}{\rho_s} \quad (3.3)$$

де ρ_s — щільність мінеральних частинок (2,69 т/м²);

ρ_ω — щільність води (1 г/см²) [4];

e — коефіцієнт пористості (0,29) .

$$\omega_0 = 0,29 * 1/2,69 = 0,11.$$

3.3 Збір навантажень

Виконуємо збір навантажень на фундамент під позацентрово стиснуту колону заводу. Збір навантажень представлений у таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 – Збір навантажень на 54 м² вантажної площі колони

Вид навантаження	Нормативне навантаження $q^H, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коефіцієнт надійності навантаження γ_f	Розрахункове навантаження $q^p, \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1 Постійне навантаження			
Покрівельні сендвіч-панелі Вага 1 м ² = 15,6 кгт = 200 мм = 0,2 мм _{заг} = 6 м × 15,6 = 93,6 × 12 = 1,1232 т.	1,1232	1,2	1,35
Двотавр 18 Вага 1 м = 18,4 кг м _{заг} = 0,23 м ² × 18,4 = 0,828 т.	0,828	1,05	0,87
Двотавр 40 Вага 1 м = 57 кг м _{заг} = 0,84 м ² × 57 = 4,232 = 0,0,0043 т.	1,202	1,05	1,26
Колона Двотавр 30К7 Вага 1 м ² = 165,6 кг м _{заг} = 165,6 × 6,5 = 0,845	0,845	1,05	0,887
Стінові сендвіч-панелі Вага 1 м ² = 12,5 кг t = 150 мм = 0,15 м м _{заг} = 12 м × 12,5 = 150 кг 150 × 9 = 1,05 т.	1,05	1,2	1,26
Разом постійна	4,55		5,03
2 Тимчасове навантаження			
Снігове навантаження	Навантаження на 1 м ² = 100 кг 100 × 54 = 540 кг = 0,54 т	1,4	0,76
Разом	5,09		5,79

На рисунку 3.1 зображено вантажну площу колони

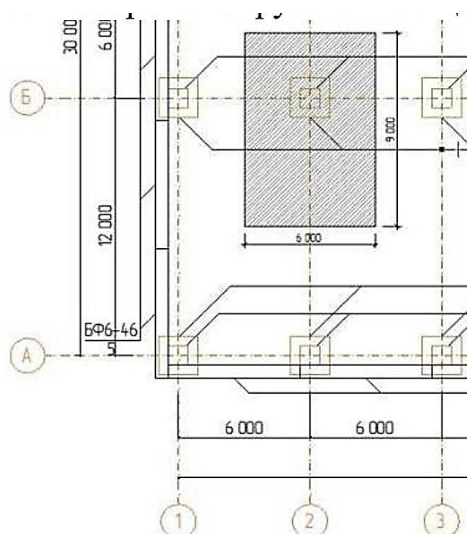


Рисунок 3.1 – Вантажна площа колони

Перерахунок навантаження в кН:

$$N = q_p \cdot g$$

$$N = 5,79 \cdot 10 = 57,9 \text{ кН.}$$

3.4 Розрахунок стовпчастого фундаменту на природному ґрунті

Обґрунтування глибини закладення фундаменту.

Для заводу приймаємо незаглиблений фундамент, оскільки не передбачається влаштування підвалу. Цей варіант може забезпечити ефективну роботу самої конструкції, а також зменшити витрату матеріалів на влаштування фундаменту. Дрібнозаглиблений фундамент укладається на глибину до 3,40 м.

Визначаємо попередньо площу основи фундаменту.

Попередні розміри фундаменту визначаємо за формулою 3.3.

$$A = \frac{F_v}{R_0 - \gamma \cdot d} \quad (3.3)$$

де: F_v — розрахункове навантаження, що передається на фундамент, т/м²;

R_0 — умовний розрахунковий опір ґрунту під подошвою фундаменту [25];

γ — усереднена питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його обрізах (2 т/м³);

d — глибина закладення подошви фундаменту від рівня планування, м.

$$A = \frac{57,9}{140 - 20 \cdot 1,5} = 0,526 \text{ м}^2$$

Оскільки фундамент є позакентрово стиснутим, то отримане значення площі множимо на 1,20, тоді $A=0,526 \times 1,2=0,63$, приймаємо фундамент монолітного типу і призначаємо ширину подушки, рівну 1 × 1 м (рисунок 3.2, 3.3).

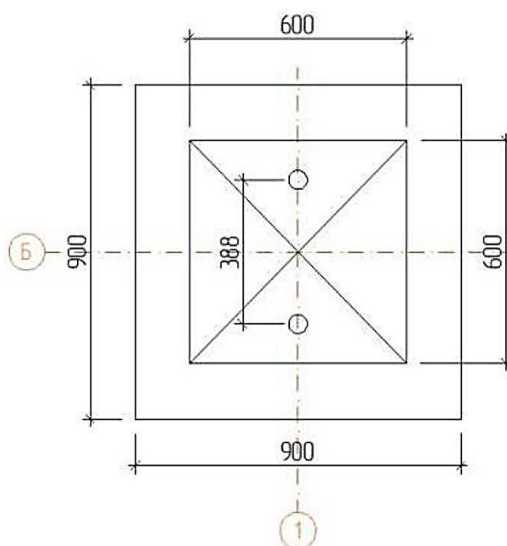


Рисунок 3.2 – Геометричні параметри стовпчастого фундаменту

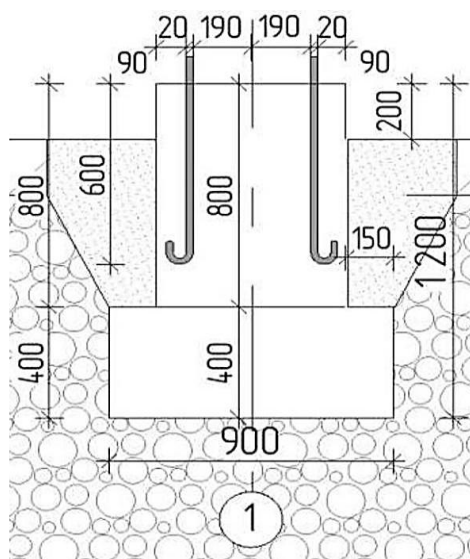


Рисунок 3.3 – Геометричні параметри стовпчастого фундаменту

Визначення розрахункового опору ґрунту основи за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_n + M_q d'_1 \gamma'_n + (M_q - 1) \cdot d'_b \gamma'_n + M_c c_n] \quad (3.4)$$

де γ_{c1} та γ_{c2} — коефіцієнти умов роботи [25];

k — коефіцієнт, що приймається рівним одиниці, якщо характеристики міцності ґрунту (φ_n та c_n) визначені безпосередніми випробуваннями, та $k = 1,1$, якщо вони прийняті за [25];

M_γ, M_q, M_c — коефіцієнти, що приймаються за [25];

k_z — коефіцієнт, що приймається рівним одиниці при $b < 10$ м;

b — ширина підшви фундаменту, м (при бетонній або щебеневій підготовці товщиною h_n допускається збільшувати b на $2 h_n$);

γ_n — усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту (за наявності підземних вод визначається з урахуванням зважувальної дії води), кН/м^3 , [25];

γ'_n — те саме, для ґрунтів, що залягають вище підшви фундаменту, кН/м^3 ;

c_n — розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту [25]), кПа ;

d_1 , — глибина закладення фундаментів, м.

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf}\gamma_{cf}}{\gamma'_n} \quad (3.5)$$

тут h_s — товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту з боку підвалу, м;

h_{cf} — товщина конструкції підлоги підвалу, м;

γ_{cf} — розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м^3 ;

d'_1 — те саме, що d_1 ,

d_b — глибина підвалу, відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд з підвалом шириною $B \leq 20$ м і глибиною понад 2 м приймають $d_b = 2$ м, при ширині підвалу $B > 20$ м приймається $d_b < 0$)

d'_b — те саме, що d_b , після реконструкції

$$R = \frac{1.4 \cdot 1.4}{1.1} [1.44 \cdot 1.1 \cdot 1 \cdot 21 + 6.76 \cdot 1.2 \cdot 23.1 + (6.76 - 1) \cdot 0 \cdot 0 + 8.88 \cdot 2] = 2167 \text{ кПа}$$

Виконаємо перевірку умови:

$$\sigma \leq R \quad (3.6)$$

де: σ — сумарне напруження, т/м^2 ;

R — розрахунковий опір ґрунту, т/м^2 .

Знайдемо сумарне напруження за [25]:

$$A = \frac{F_v \cdot F_{\text{ф.г}}}{A} \quad (3.7)$$

де: F_v - навантаження від будівлі, т/м^2 ;

$F_{\text{ф.г}}$ — вага фундаменту та ґрунту, т/м^2 ;

A — площа підшви фундаменту, м^2 ;

Визначаємо об'єм підшви фундаменту:

$$V = a \cdot b \cdot h = 1 \cdot 1 \cdot 0,3 = 0,4 \text{ м}^3$$

Визначаємо вагу фундаментної подушки:

$$F = V \cdot \rho \cdot 10 = 0,4 \cdot 2 \cdot 10 = 0,8 \text{ кН}$$

Визначаємо об'єм підколонника:

$$V = a \cdot b \cdot h = 0,6 \cdot 0,6 \cdot 0,8 = 0,288$$

Визначаємо вагу стакана:

$$F = V \cdot \rho = 0,288 \cdot 2 = 0,576$$

$$\sigma = \frac{0,8+0,576+57,9}{1} = 195,5 \text{ кПа}$$

$195,5 \text{ кПа} \leq 216,7 \text{ кПа} \Rightarrow$ умова виконується, отже, обраний розмір підшви фундаменту підходить. Висновок: приймаємо розміри підшви фундаменту 1×1

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Загальні положення безпеки умов праці в будівництві

Перед початком будівельно-монтажних робіт виділяють небезпечні для людей зони, в яких постійно діють або можуть діяти небезпечні фактори, пов'язані або не пов'язані з характером виконуваних робіт

До зон постійно діючих небезпечних виробничих факторів належать:

- місця поблизу неізольованих струмопровідних частин електроустановок;
- місця поблизу негороджених перепадів висоти 1,3 м і більше;
- місця, де можливе перевищення гранично допустимих концентрацій шкідливих речовин у повітрі робочої зони.

До зон потенційно небезпечних виробничих факторів належать:

- ділянки території поблизу об'єкта капітального будівництва, що споруджується;
- зони переміщення машин, обладнання або їх частин, робочих органів;
- місця, над якими відбувається переміщення вантажів кранами.

Місця тимчасового або постійного перебування працівників розташовуються за межами небезпечних зон.

На межі зон, що постійно діють небезпечних виробничих факторів необхідно встановити захисні огорожі, а в зоні потенційно небезпечних виробничих факторів — сигнальні огорожі та знаки безпеки.

4.2 Вимоги безпеки до облаштування та утримання будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць

Територія та ділянки робіт на території організації будівельно-монтажних робіт з метою уникнення доступу сторонніх осіб повинні бути огорожені.

Вимоги до конструкцій захисних огорож:

- висота огорожі виробничих територій — 1,6 м, а ділянок робіт — 1,2 м;

-висота огорожі, що примикає до місць масового проходу людей, — 2 м, і вона обладнана суцільним захисним козирком;

-козирок влаштований так, що витримує дію снігового навантаження, а також навантаження від падіння поодиноких дрібних предметів;

-огорожа не має отворів, крім воріт і хвіртки, що контролюються протягом робочого часу та замикаються після його закінчення.

Місця проходу людей у межах небезпечних зон мають захисні огорожі. Входи до об'єкта (споруди), що будується, захищені зверху козирком шириною 2 м від стіни будівлі.

Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби освітлені відповідно до вимог

державних стандартів. Освітлення закритих приміщень відповідає вимогам будівельних норм і правил.

Робочі місця та проходи до них, розташовані на перекриттях, покриттях на висоті понад 1,3 м і на відстані менше 2 м від межі перепаду висот, огорожені захисними або страхувальними огорожами, а при відстані понад 2 м - сигнальними огорожами.

Проходи на робочих місцях та до робочих місць відповідають таким вимогам:

-ширина одиночних проходів до робочих місць і на робочих місцях 0,6м, а висота таких проходів у світлі -1,8 м.

При виконанні робіт на висоті, внизу, під місцем робіт необхідно виділити небезпечні зони.

4.3 Вимоги безпеки при складуванні матеріалів і конструкцій

Складські майданчики спроектовані захищеними від поверхневих вод. Забороняється здійснювати складування матеріалів, виробів на насипних неущільнених ґрунтах.

Матеріали, вироби, конструкції та обладнання при складуванні на будівельному майданчику та робочих місцях укладаються наступним чином:

- ригелі — у штабель висотою 2 м на підкладках і з прокладками;
- пиломатеріали — у штабель, висота якого при рядовому укладанні становить не більше половини ширини штабеля, а при укладанні в клітки — не більше ширини штабеля;
- дрібносортний метал — у стелаж висотою 1,5 м ;

Між штабелями (стеляжами) на складах передбачені проходи шириною 1 м та проїзди, ширина яких залежить від габаритів транспортних засобів та вантажно-розвантажувальних механізмів, що обслуговують склад.

Притуляти (опирати) матеріали та вироби до огорож, дерев та елементів тимчасових і капітальних споруд не допускається.

4.4 Безпека транспортних та вантажно-розвантажувальних робіт

Майданчики для вантажно-розвантажувальних робіт сплановані та мають ухил 5°, а їхні розміри та покриття відповідають проекту виконання робіт. У відповідних місцях встановлено написи: «В'їзд», «Виїзд», «Розворот» тощо.

Рух автомобілів на виробничій території, вантажно-розвантажувальних майданчиках та під'їзних шляхах до них регулюється загальноприйнятими дорожніми знаками та покажчиками. При розміщенні автомобілів на вантажно-розвантажувальних майданчиках між об'єктом і заднім бортом автомобіля (або задньою точкою вантажу, що звисає) повинен дотримуватися інтервал 0,5 м.

Відстань між автомобілем і штабелем вантажу повинна бути не менше 1 м.

Переносити матеріали на ношах по горизонтальному шляху дозволяється тільки у виняткових випадках і на відстань не більше 50 м.

Освітленість приміщень і майданчиків, де проводяться вантажно-розвантажувальні роботи, відповідає вимогам відповідних будівельних правил.

Вантажно-розвантажувальні роботи виконуються механізованим способом за допомогою підйомно-транспортного обладнання та під керівництвом особи,

призначеної наказом керівника організації, відповідальної за безпечне виконання робіт кранами.

Відповідальний за виконання вантажно-розвантажувальних робіт зобов'язаний перевірити справність вантажопідйомних механізмів, такелажу, пристосувань, підмостків та іншого вантажно-розвантажувального інвентарю, а також роз'яснити працівникам їхні обов'язки, послідовність виконання операцій, значення поданих сигналів та властивості матеріалу, поданого до навантаження (розвантаження).

Механізований спосіб вантажно-розвантажувальних робіт є обов'язковим для вантажів вагою понад 50 кг, а також при підйомі вантажів на висоту понад 2м.

У місцях виконання вантажно-розвантажувальних робіт та в зоні роботи вантажопідйомних машин забороняється перебування осіб, які не мають безпосереднього відношення до цих робіт.

Присутність людей та пересування транспортних засобів у зонах можливого обвалення та падіння вантажів забороняються.

Вантажно-розвантажувальні операції з сипучими, пилоподібними та небезпечними матеріалами виконуються із застосуванням засобів механізації та використанням засобів індивідуального захисту, що відповідають характеру виконуваних робіт.

4.5 Безпека праці при виконанні земляних робіт

Під час виконання земляних та інших робіт, пов'язаних із розміщенням робочих місць у виїмках і траншеях, необхідно передбачати заходи щодо запобігання впливу на працівників таких небезпечних і шкідливих виробничих факторів, пов'язаних із характером роботи: обвалення гірських порід (грунтів); предмети, що падають (шматки породи); рухомі машини та їхні робочі органи, а також предмети, що переміщуються ними; розташування робочого місця поблизу перепаду висоти 1,3 м і більше.

Безпека земляних робіт повинна бути забезпечена на основі виконання організаційно-технологічної документації та рішень з охорони праці (п. 5.1 [31]).

4.6 Техніка безпеки при електрозварювальних роботах

При прокладанні або переміщенні зварювальних проводів вжито заходів проти пошкодження їх ізоляції та контакту з водою, маслом, сталевими

канатами та гарячими трубопроводами. Відстань від зварювальних проводів до гарячих трубопроводів та балонів з киснем 0,5 м, а з горючими газами — 1 м.

При зварюванні на відкритому повітрі передбачені огорожі на випадок одночасної роботи декількох зварювальників поблизу один від одного та на ділянках інтенсивного руху людей.

Зварювальні роботи на відкритому повітрі під час дощу, снігопаду повинні бути припинені.

Місця виконання зварювальних робіт поза постійними зварювальними постами визначені письмовим дозволом керівника або фахівця, відповідального за пожежну безпеку.

У місцях виконання зварювальних робіт передбачені засоби пожежогасіння.

Електрозварювальні апарати та джерела їх живлення, елементи, що знаходяться під напругою, закриті огорожувальними пристроями.

4.7 Забезпечення пожежної безпеки

Будівельний майданчик обладнаний засобами пожежогасіння. У місцях, що містять горючі або легкозаймисті матеріали, куріння заборонено, а користування відкритим вогнем допускається тільки в радіусі понад 50 м.

Протипожежне обладнання утримується в справному, роботоздатному стані. Проходи до протипожежного обладнання завжди вільні та позначені відповідними знаками.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У бакалаврській кваліфікаційній роботі на тему «Цех переробки риби» розроблено проєктне рішення виробничої будівлі для глибокої переробки рибної сировини. Проєкт передбачає створення функціонального цеху, у якому забезпечено послідовне виконання операцій із приймання, сортування, охолодження, заморожування, соління, копчення, виготовлення напівфабрикатів, пакування та зберігання готової продукції.

Основою технологічного вирішення є переробка форелі з можливістю виготовлення охолодженої й замороженої риби, філе, продукції холодного та гарячого копчення, в'яленої й сушеної риби, слабосоленої продукції у вакуумній упаковці, напівфабрикатів, консервів і пресервів. Передбачене функціональне зонування дає змогу розмежувати потоки сировини, готової продукції, тари, інвентарю, персоналу та відходів, що є необхідною умовою належної санітарної організації виробництва.

На території виробничого комплексу передбачено розміщення основного цеху, адміністративно-побутового корпусу, складських приміщень, контрольно-пропускних пунктів, автостоянок, внутрішніх проїздів, оглядової вежі та озелених ділянок. Площа земельної ділянки становить 13 903 м², площа забудови — 2818 м², площа озеленення — 4062 м², а площа асфальтованого покриття — 7023 м². Прийняте планування забезпечує транспортне, господарське й протипожежне обслуговування об'єкта.

Будівлю цеху запроєктовано одноповерховою, трипролітною, прямокутною в плані. Два основні прольоти прийнято шириною 12 м, додатковий проліт — 6 м, крок колон становить 6 м. У складі виробничої будівлі передбачено ділянки приймання та сортування сировини, засолу, копчення, виготовлення напівфабрикатів, консервів і пресервів, вакуумного пакування, холодильного зберігання, складування сировини, інвентарю та готової продукції. Для переміщення вантажів передбачено окремі в'їзди для вилкових навантажувачів, а для евакуації працівників — чотири виходи.

Архітектурно-будівельні рішення спрямовані на створення виробничого середовища, придатного для харчового підприємства. Зовнішні стіни виконано зі стінових сендвіч-панелей з мінераловатним утеплювачем завтовшки 150 мм, а покриття — з утеплених покрівельних сендвіч-панелей завтовшки 200 мм. У виробничих приміщеннях передбачено бетонні підлоги з полімерцементним покриттям, у санітарних вузлах — неслизьке керамогранітне облицювання. Застосовані матеріали відповідають вимогам гігієнічності, вологостійкості, очищуваності та довговічності.

Теплотехнічне обґрунтування огорожувальних конструкцій підтвердило доцільність застосування утеплених сендвіч-панелей для зовнішніх стін і покриття. Прийняті рішення забезпечують необхідні теплозахисні характеристики, сприяють підтриманню нормативного температурно-вологісного режиму виробничих і холодильних зон та зменшують втрати теплової енергії в період експлуатації будівлі.

Несуча система цеху прийнята сталевую каркасною. До її складу входять сталеві колони складеного перерізу, головні та другорядні балки, балки настилу, елементи покриття і система вертикальних та горизонтальних зв'язків. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою рам, зв'язків і жорстким закріпленням колон у фундаментах. Така конструктивна схема дозволяє сформувати вільний виробничий простір, необхідний для розміщення технологічного обладнання та організації внутрішнього транспортування продукції.

У конструктивному розділі виконано розрахунок сталевих балкового майданчика. Визначено навантаження на настил, балки настилу, другорядні та головні балки, після чого здійснено підбір їхніх перерізів і перевірку за умовами міцності, жорсткості та стійкості. Для балки настилу прийнято двотавровий профіль № 18, а для другорядної балки — двотавр № 40. Розрахункові перевірки підтвердили працездатність прийнятих елементів у межах заданих навантажень.

У розділі основ і фундаментів проаналізовано інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та виконано розрахунок стовпчастого фундаменту на

природній основі. Визначено навантаження від колони, необхідні параметри підшви, розрахунковий опір ґрунту та умови роботи фундаментної конструкції. Прийняте рішення забезпечує передавання навантажень від металевого каркаса на ґрунтову основу та відповідає конструктивній схемі виробничої будівлі.

У проєкті опрацьовано комплекс протипожежних рішень: передбачено евакуаційні виходи, пожежну сигналізацію, системи оповіщення, протипожежне водопостачання, пожежні гідранти на території та застосування негорючих конструктивних матеріалів. Розглянуті заходи спрямовані на своєчасне виявлення пожежі, обмеження її поширення та забезпечення безпечної евакуації працівників.

Окремий розділ присвячено безпеці життєдіяльності. У ньому визначено вимоги до облаштування будівельного майданчика, безпечного складування матеріалів, виконання транспортних, вантажно-розвантажувальних, земляних та електрозварювальних робіт. Передбачені заходи зменшують ризик виробничого травматизму та забезпечують належні умови праці під час будівництва.

Практичне значення роботи полягає у розробленні комплексного проєктного рішення цеху переробки риби, яке поєднує технологічну логіку виробництва, санітарну придатність приміщень, раціональне об'ємно-планувальне вирішення, надійність сталевого каркаса, обґрунтоване фундаментне рішення та вимоги безпечної експлуатації.

Таким чином, поставлену мету досягнуто. Сукупність прийнятих рішень відповідає офіційній темі бакалаврської кваліфікаційної роботи .

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Биків, Н. З. (2020). Застосування сплавів з пам’яттю форми для підвищення стійкості конструкцій при динамічних навантаженнях. Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 26-26.
9. Бодрова Л.Г., Ковальчук Я.О., Крамар Г.М. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів /Міжвузівський збірник «Наукові нотатки». /Категорія В/ Випуск №66, Луцьк, 2019. С.165-171.
10. ДСТУ 8802:2018 Вироби з тонколистової сталі із захисно-декоративним покриттям для будівництва. Загальні технічні умови
11. Конончук, О. П., Дідик, Н. Б., Кейса, М. В., & Копач, О. О. (3.4). Дослідження впливу різних видів навантаження на роботу каркасу будівлі методом скінчених елементів. Збірник тез доповідей X Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних

технологій», 1, 16-17.

12. Конончук, О. П., Лещук, М. Р., Винницький, М. В., Лещишена, О. В., Бариш, С. В., & Антоняк, Я. В. (3.5). Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 20-20.

13. Конончук, О. П., Хома, І. Б., & Чайковський, А. С. (3.6). Дослідження деформацій і зусиль в елементах каркасу будівлі від різного роду зовнішніх навантажень. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 9-10.

14. Закон України "Про пожежну безпеку". – Київ: Верховна Рада України, 1993.

15. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.

16. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.

17. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 96 с.

18. ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. – К.: Мінрегіон, 2021.

19. Hud, M., Grytseliak, R., & Meshcheryakova, O. (2024). Stress-strain state of reinforced concrete stiffening diaphragm in the presence of cross-reinforcement. *Procedia Structural Integrity*, 59, 697-701.

20. ДСТУ Б В.2.7-233:2010 Будівельні матеріали. Склопакети клеєні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 38 с.

21. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіон України, 2021 (чинний з 01.09.2022). – 23 с.

22. ДСТУ Б EN ISO 10077-1:2016 Теплотехнічні характеристики вікон, дверей та віконниць. Розрахунок коефіцієнта теплопередачі. Частина 1. Загальна методика. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 37 с.

23. ДСТУ Б EN 15251:2011 Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель з урахуванням якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN 15251:2007, IDT). – К.: Мінрегіон України, 2011. – 72 с.
24. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель
25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд / Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.
26. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.
27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.
28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 64 с.
29. V. Bobyk, H.Kramar Features of increasing the energy efficiency of buildings and transparent fencing structures / Scientific Journal of TNTU. — Tern.: TNTU, 2024. — Vol 115. — No 3. — P. 44–53.
30. Мещерякова, О. М., & Ідак, Ю. В. (2018). Методи дослідження міської рекреації.
31. Meshcheryakova, O. (2022). Виклики цифрової трансформації в архітектурно-будівельної галузі—BIM спеціалісти. *SWorldJournal*, (13-01), 43-47.
32. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. – 38 с.
33. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. – 50 с.