

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

ЦППО
(повна назва факультету)
Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему:

Цех виробництва молочної продукції в Луцьку
з дослідженням фундаментної плити

Виконав: студент _____ 2 курсу, групи МБд-2
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності)

_____	Нагорний М.В.
(підпис)	(прізвище та ініціали)
Керівник	Крамар Г.М.
_____	_____
(підпис)	(прізвище та ініціали)
Нормоконтроль	Данильченко С.М.
_____	_____
(підпис)	(прізвище та ініціали)
Завідувач кафедри	Ясній В.П.
_____	_____
(підпис)	(прізвище та ініціали)
Рецензент	_____
_____	_____
(підпис)	(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2021

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

Факультет ЦПО
(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 Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Нагорному Михайлу Васильовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Цех з виробництва молочної продукції в Луцьку з дослідженням фундаментної плити

Керівник роботи Крамар Галина Михайлівна, к.т.н., доц.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «28» жовтня 2021 року № 4/7-917

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

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

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
6-8 листів формату А1

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Охорона праці	Каспрук В.Б. доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С. ст. викладач		
Нормоконтроль	Данильченко С.М. ст. викладач		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурний розділ		
2.	Розрахунково-конструктивний розділ		
3.	Науково-дослідна частина		
4.	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях		
5.	Графічне оформлення креслень		

Студент _____
(підпис)

Нагорний М.В. _____
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____
(підпис)

Крамар Г.М. _____
(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

Вступ	6
РОЗДІЛ 1. Архітектурно-будівельний	8
1.1 Характеристика умов будівництва	8
1.1.1 Топографічні, геологічні та гідрогеологічні умови будівельного майданчика	8
1.1.2 Кліматичні умови району будівництва	8
1.1.3 Наявність транспортних шляхів, джерел енергопостачання, мереж інженерних комунікацій.....	8
1.2 Характеристика технологічного процесу.....	9
1.3 Планувальна організація земельної ділянки.....	10
1.4 Об'ємно-планувальні рішення.....	11
1.4.1 Загальна характеристика об'ємно-планувального рішення.....	11
1.4.5 Техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення.....	13
1.5 Конструктивні рішення.....	13
1.5.1 Конструктивна схема будівлі	13
1.5.2 Конструктивні елементи	14
1.6 Світлотехнічний розрахунок	21
1.6.1 Вихідні дані.....	21
1.6.1.1 Об'ємно-планувальні характеристики приміщень	21
1.6.1.2 Світлотехнічні характеристики приміщень	22
1.6.1.3 Конструктивні характеристики елементів приміщень	22
1.6.2 Визначення нормованого значення КЕО	22
1.6.3 Попередній розрахунок площі скління	22
1.6.4 Визначення розрахункового значення КЕО	24
1.6.5 Висновок.....	25
1.7 Системи водопроводу, каналізації, опалення, вентиляції, газопостачання, електропостачання та засобів пожежогасіння	26
Розділ 2. Розрахунково-конструктивний.....	29
2.1 Проектування плити покриття	29
2.1.1 Призначення розмірів та вибір матеріалів плити покриття	29
2.1.2 Розрахунок полиці панелі	30
2.1.3 Проектування поперечного ребра.....	32

2.1.4	Проектування поздовжніх ребр	36
2.2	Проектування кроквяної сегментної ферми	44
2.2.1	Вихідні дані для розрахунку	44
2.2.2	Матеріали	44
2.2.3	Статичний розрахунок	45
2.2.4	Розрахунок нижнього поясу	48
2.2.5	Розрахунок верхнього поясу	52
2.2.6	Розрахунок розкосів	55
2.2.7	Розрахунок стійок.....	59
2.2.8	Розрахунок вузлів	60
Розділ 3.	Науково-дослідний	64
3.1	Створення скінченно-елементної моделі фундаментної плити.....	64
3.2	Навантаження на фундаментну плиту.....	64
3.3	Результат розрахунку	65
3.4	Висновки по розділу.....	68
РОЗДІЛ 4.	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	69
4.1	Охорона праці	69
4.1.1	Загальні положення з охорони праці в будівництві.....	69
4.1.2	Заходи зниження травматизму під час виконання будівельних робіт	69
4.2	Безпека в надзвичайних ситуаціях	74
4.2.1	Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на промисловому об'єкті.....	74
4.2.2	Розроблення і реалізація заходів щодо захисту працівників та промисловому об'єкті.....	75
ВИСНОВКИ	77	
Список використаних джерел.....	78	

ВСТУП

Продукція, що випускається, широко відома не тільки в обласному центрі, а й далеко за його межами. У зв'язку із збільшенням попиту на продукцію підприємства потребується збільшення виробничої потужності. Тому виникла гостра необхідність будівництва нових виробничих корпусів.

Актуальність теми Будівництво нового цеху покликане задовольнити нерезалізований попит на вершкове масло, оновити виробничі фонди, а також розширити асортимент продукції за рахунок виробництва згущеного молока.

В кваліфікаційній роботі запропоновано ряд сучасних архітектурних та конструктивних рішень при розробці проекту.

Мета роботи: Розробка проекту цеху з виробництва молочної продукції в Луцьку з дослідженням фундаментної плити.

Об'єктом дослідження є поведінка фундаментної плити при дії експлуатаційних навантажень за умов складної інженерно-геологічної обстановки.

Предметом дослідження є деформації та зусилля у фундаментній плиті при дії експлуатаційних навантажень за умов складної інженерно-геологічної обстановки.

Доцільність проведення досліджень викликана тим, що отримані результати досліджень дадуть можливість підвищити стійкість та надійність окремих будівельних конструкцій при експлуатації.

Відповідно до поставленої мети потрібно вирішити такі **завдання**:

1. Розробити об'ємно-планувальні рішення будівництва відповідно до умов на відведеній ділянці у м. Луцьк.
2. Проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика
3. Розробити конструктивні рішення щодо несучих елементів конструкцій.
4. Розробити скінченно-елементу модель фундаментної плити.
5. Визначити деформації та зусилля у фундаментній плиті при дії експлуатаційних навантажень за умов складної інженерно-геологічної обстановки.
6. Проаналізувати отримані розрахунки та дати оцінку прийнятним конструктивним рішенням щодо фундаментної плити.

7. Розробити заходи з охорони праці, техніки безпеки.

Методи досліджень. При вирішенні поставлених завдань застосовуються методи чисельного моделювання, в тому числі моделювання методом скінченних елементів.

Наукова новизна. Вдосконалена методика моделювання залізобетонних фундаментної плити. Отримала подальший розвиток методика визначення власних частот та періодів коливань залізобетонних куполів.

Практичні результати роботи можуть використовуватися проектними організаціями при виконанні міцнісних розрахунків фундаментів. Результати порівняльного аналізу можуть застосовуватися для оцінки ефективності проектних рішень. Наведена в роботі методика моделювання може використовуватися в навчальному процесі при підготовці студентів за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія».

Апробація результатів магістерської роботи виконана роботи виконана на Х «Міжнародній науково-практичній конференції молодих учених та студентів» 24-25 листопада 2021 року

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: фундаментна плита, залізобетон, експлуатаційні навантаження.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Характеристика умов будівництва

1.1.1 Топографічні, геологічні та гідрогеологічні умови будівельного майданчика

Майданчик будівництва розташований у південно-західній частині м. Луцьк. На південний схід розташований населений пункт Городище. Найближчий водний об'єкт – річка Стир (протікає за 800 м на північний захід від майданчика будівництва). Рельєф поверхні майданчика рівний. Абсолютні позначки поверхні майданчика будівництва змінюються від 128,2 до 128,5 м-коду.

Майданчик будівництва представлений такими ґрунтами:

- суглинок м'якопластичний потужністю 2,4-2,5 м;
- глина тугопластична потужністю 3,1-3,2 м;

Ґрунтові води зустрінуті на глибині 1,8 м від поверхні землі, що відповідає абсолютним відміткам 126,4-126,7 м.

Район будівництва несейсмічний.

1.1.2 Кліматичні умови району будівництва

Середня місячна та річна температура повітря у Луцьку представлена у таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - Середня місячна та річна температура повітря, °С

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Рік
-12,6	-11,6	-5,9	2,3	9,6	14,9	16,8	15,0	9,1	2,5	-3,5	-8,9	2,3

Будівництво ведеться у:

- IV сніговому районі: нормативне значення ваги снігового покриву – 1,68 кН/м², розрахункове значення – 2,4 кН/м²;
- I вітровому районі: нормативне значення вітрового тиску – 0,23 кН/м², розрахункове значення – $0,23 * 1,4 = 0,322$ кН/м²;
- ІІУ кліматичному районі.

1.1.3 Наявність транспортних шляхів, джерел енергопостачання, мереж інженерних комунікацій

Доставка вантажів на будівельний майданчик здійснюється автотранспортом із шосе М19.

Електроенергія для забезпечення потреб будівництва підключається від розподільчого пункту за часовою схемою електропостачання.

Тимчасовий водопровід підключається від існуючої мережі водопроводу, що проходить поряд із майданчиком будівництва.

Стічні води стікають до існуючої найближчої криниці мережі каналізації.

1.2 Характеристика технологічного процесу

Цех з виробництва молокопродуктів розрахований на приймання 36 т незбираного молока на добу, переробку його на молоко нежирне згущене з цукром за ГОСТ 4771-60 «Консерви молочні. Нежирне молоко згущене з цукром. Технічні умови» та масло вершкове за ГОСТ Р 52969-2008 «Олія вершкове. Технічні умови».

Продуктивність цеху:

- по згущеному молоку з цукром – 10 т/зміну;
- по маслу вершковому – 1,5 т/зміну.

Технологічна схема виробництва зображено рис. 1.1.

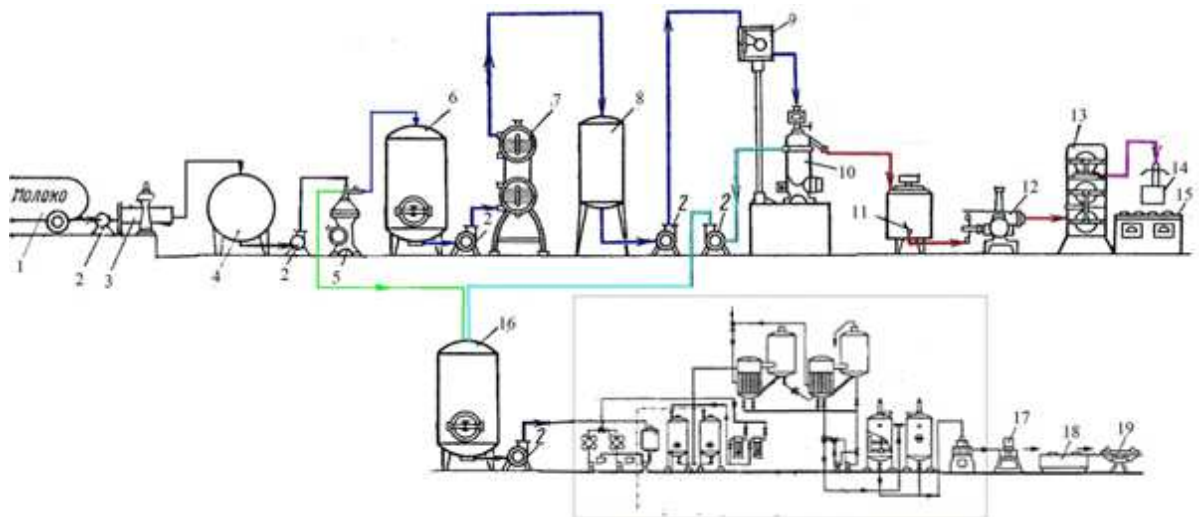


Рисунок 1.1 – Технологічна схема виробництва

1 - автомолцистерна; 2 - насос; 3 - станція обліку та приймання молока з фільтрацією; 4 - резервуар для зберігання молока; бачок, 10 - сепаратор високожирних вершків; 11 - ванна для нормалізації; 12 - насос-дозатор; -сушильний агрегат, 19 - етикетувальна машина.

Сировиною для виробництва служить молоко незбиране та цукор. Доставка цукру здійснюється автотранспортом, молока - в автомолцистернах відповідно до графіка технологічних процесів

- тривалість приймання молока - 3 години на зміну;
- тривалість зміни – 8 годин;
- режим роботи підприємства – однозмінний;
- кількість змін на рік - 250.

1.3 Планувальна організація земельної ділянки

Цех, що проектується, розташовується на території виробничого кооперативу «Волинський молочний комбінат» у м. Луцьк (виробнича ділянка №2). Майданчик будівництва розташований на південно-західній околиці міста Луцьк, на шосе М 19 в 500 м на південний захід від перетину М 19 з Окружним шосе.

Виробнича ділянка №2 включає існуючий цех з виробництва сиру та сиру - творогу та центральний склад продукції, проектуються: цех з виробництва вершкового масла та згущеного молока (1 черга будівництва), цех молока та кисломолочних продуктів «Вологжанка» (2 черга будівництва).

Рельєф поверхні майданчика рівний. Абсолютні позначки поверхні майданчика будівництва змінюються від 128,2 до 128,5 м. Будівля, що проектується, прив'язується по горизонталі до існуючих будівель, по вертикалі до рівня моря.

Відповідно до санітарної класифікації підприємств, виробництв та об'єктів для маслоробних та молочноконсервних комбінатів передбачено санітарно-захисну зону шириною 50 м.

Територія підприємства огорожується, передбачено 2 в'їзди через ворота шириною 9 м.

Територія свого функціонального використання ділитися на такі зони:

- передзаводську,
- виробничу,
- підсобно-складську.

У передзаводській зоні розміщуються будинки санітарно-побутових примі-

щень, контрольно-пропускний пункт, майданчик для стоянки особистого автотранспорту.

У виробничій зоні – виробничі будівлі.

У підсобно-складській - будівлі та споруди підсобного призначення (склад та трансформаторна підстанція).

Для збору сміття запроектовано металеві контейнери з кришками на асфальтованому майданчику. Металеві контейнери віддалені від виробничих та складських приміщень на відстань 30 м.

При в'їзді на територію підприємства передбачено майданчик, обладнаний спринкерною установкою для зовнішнього обмиву автомолцистерн з грязевідстійниками та бензомаслоуловлювачами.

Злилові стоки організовані ухилами до доріг та ухилами доріг 1,5% до приймальних ґрат зливної каналізації.

Організується озеленення території, що примикає. Основними елементами озеленення є листяні та хвойні дерева, чагарники вздовж тротуарів, а також передбачається організація газонів та клумб.

Техніко-економічні показники схеми планувальної організації земельної ділянки наведено у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Техніко-економічні показники схеми планувальної організації земельної ділянки

№ п/п	Найменування	Одиниця виміру	Кількість
1	Площа території	м ²	37240
2	Площа забудови	м ²	5456
3	Площа доріг, тротуарів, майданчиків	м ²	9320
4	Площа озеленення	м ²	22463
5	Коефіцієнт озеленення	-	0,60
6	Коефіцієнт забудови	-	0,15

Об'ємно-планувальні рішення

1.1 Загальна характеристика об'ємно-планувального рішення

Будівля, що проектується, має г-подібну форму в плані. У виробничій частині будівля закладена каркасною з розмірами в осях 3-11 - 48 м, А-Д - 24 м і має один

проліт 24 м з висотою до кроквяної конструкції 7,2 м, з вбудованою антресолюю і з прибудованим цегляним двоповерховим виробничо-побутовим корпусом з розмірами в осях 1-3 – 15 м, Б-Д – 18 м з висотою першого поверху 4,8 м, другого – 3,3 м.

При прийнятті об'ємно-планувальних рішень було враховано такі вимоги:

- оптимальне розміщення проектованої будівлі на відведеній території;
- забезпечення технологічного процесу;
- забезпечення природного освітлення;
- забезпечення зручностей для робочого персоналу.

Проектована будівля розміщена на відведеній території таким чином, що основні виробничі приміщення спрямовані на південний захід, що дозволяє найповніше використовувати природне освітлення.

Висота будівлі у виробничій частині обрана з умови розміщення технологічного обладнання, зокрема установка вакуум-випарна А2-00В-2 має висоту 6,5 м, з урахуванням зазору між конструкціями та вимогами уніфікації прийнята висота до низу кроквяної конструкції 7,2 м.

Побутове обслуговування працюючого персоналу передбачено у блоці санітарно-побутових приміщень, прибудованому до цеху, у складі якого: пральня; прасувальна; чоловічий та жіночий гардероби вуличного, домашнього та спеціального одягу; приміщення для сушіння одягу та взуття; комори чистого та брудного одягу; чоловічий та жіночий туалети; комора збирального інвентарю; душ і кімнати особистої гігієни жінки.

Основні виробничі приміщення: приймально-мийне відділення, цех з виробництва вершкового масла, склад пакувального матеріалу, холодильна камера, цех з виробництва згущеного молока, відділення централізованого миття, склад дезозасобів, склад цукру, склад готової продукції та приміщення для прийому тари.

Кімната майстра та головного інженера, хімічна лабораторія, кабінет завідувача виробництва розташовані на другому поверсі антресолі в каркасній частині будівлі.

Для сполучення між поверхами в будівлі запроектовано чотири сходи, одна

розташована в блоці санітарно-побутових приміщень, три інші у виробничих приміщеннях (цех з виробництва молока, що згущує, і цех з виробництва вершкового масла), також у каркасній частині будівлі передбачені сталеві пожежні сходи зовні будівлі.

Техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення

Загальна площа будівлі $P_0 = 1948 \text{ м}^2$

Площа зовнішніх стін $C = 1614 \text{ м}^2$

Будівельний об'єм будівлі $V_{\text{стр}} = 17982 \text{ м}^3$

Об'ємний коефіцієнт $K_2 = V_{\text{стр}}/P_0 = 9,23$

Коефіцієнт компактності будинку $K_3 = V_{\text{стр}}/C = 11,14$

Коефіцієнт економічності формК $K_4 = P_0/V_{\text{стр}} = 0,108$

Конструктивні рішення

.1 Конструктивна схема будівлі

Виробничий корпус запроєктований з жорсткими поперечними рамами, що складаються з збірних залізобетонних колон і кроквяних несучих конструкцій. Закладення колон у фундамент жорстке, а з'єднання кроквяних конструкцій і колон шарнірне. Жорсткість споруди забезпечується горизонтальним диском покриття та жорсткістю поперечної рами. У вбудованій антресолі по осі 4/1 в осях Г-Д і осі Г в осях 3/1-4/1 розташовані діафрагми жорсткості на першому поверсі і на позначці 4.800 розташовані в осях 4/1 - 9/1 зв'язкові плити. Крок колон 6 м, крок кроквяних конструкцій 6 м.

Схема розташування колон і кроквяних конструкцій зображена на рисунку 3.1, схема розташування ригелів та зв'язкових плит на відм. 4,800 – на рисунку 3.2.

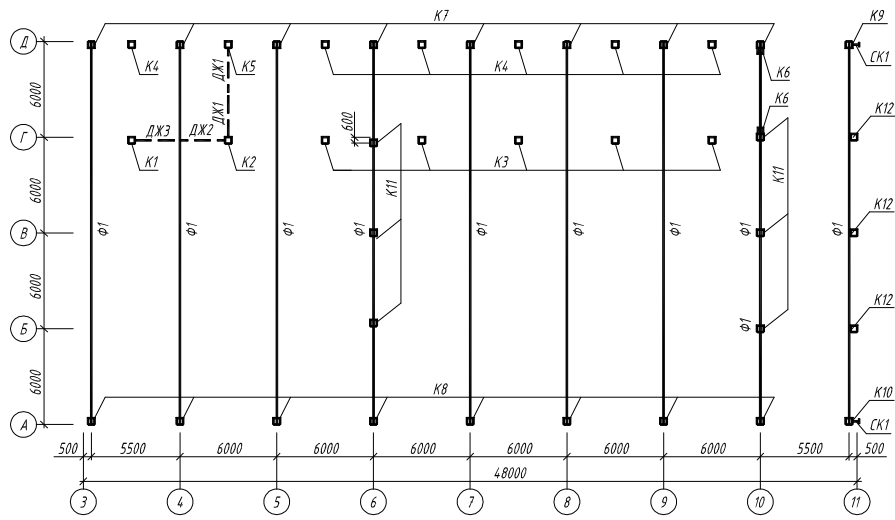


Рисунок 1.2 - Схема розташування колон та кроквяних конструкцій

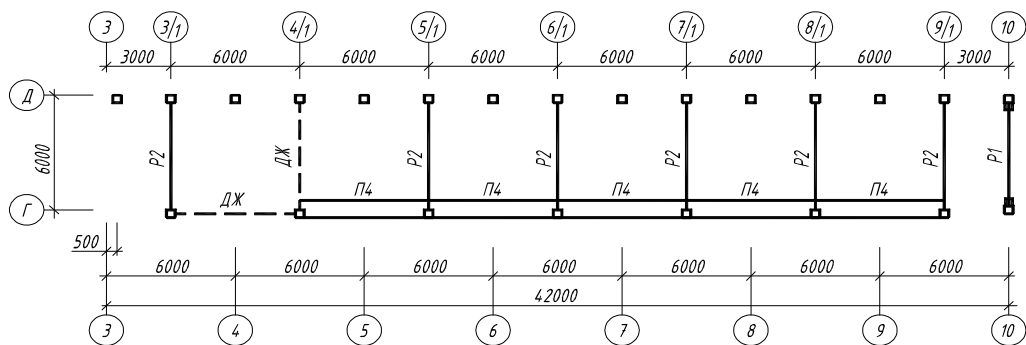


Рисунок 1.3 - Схема розташування ригелів та зв'язкових плит на відм. 4,800

У вбудованій антресолі крок колон 6 м зміщений на 3 м щодо колон каркасу будівлі.

Двоповерховий цегляний виробничо-побутовий корпус запроектований з поздовжніми несучими стінами, перекривається круглопустотними збірними залізо-бетонними плитами. В осях 1-2, Г-Д запроектована сходова клітка. Товщина зовнішніх несучих стін 490 мм, внутрішніх – 380 мм.

.2 Конструктивні елементи

Фундаменти.

Глибина закладення фундаментів призначена в результаті спільного розгляду інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов будівельного майданчика, сезонного промерзання та пучинисті ґрунтів, конструктивних та експлуатаційних особливостей будівлі, величини та характеру навантаження на основу. Позначка обрізу

фундаменту – 0,15 м.

У каркасній частині будівлі застосовуються монолітні залізобетонні фундаменти Фм1 та Фм3 – під колони перетином 400х400 мм та Фм2 – під фахверкові колони. Під колони антресолі та колони розташовані всередині будівлі застосовуються збірні фундаменти Ф1 марки Ф-18.9-1 з розмірами підошви 1800х1800 мм і висотою 0.9 м. Під діафрагму жорсткості виконується монолітний залізобетонний фундамент Фм4.

У цегляній частині будівлі використовуються стрічкові збірні залізобетонні фундаменти. Залізобетонні фундаментні блоки висотою 0,6 м, встановлюються у два ряди по висоті з перев'язкою на фундаментні плити завтовшки 0,3 м. Позначка низу підошви фундаментної плити – 1,650 м.

Схема розташування фундаментів представлена рисунку 3.3

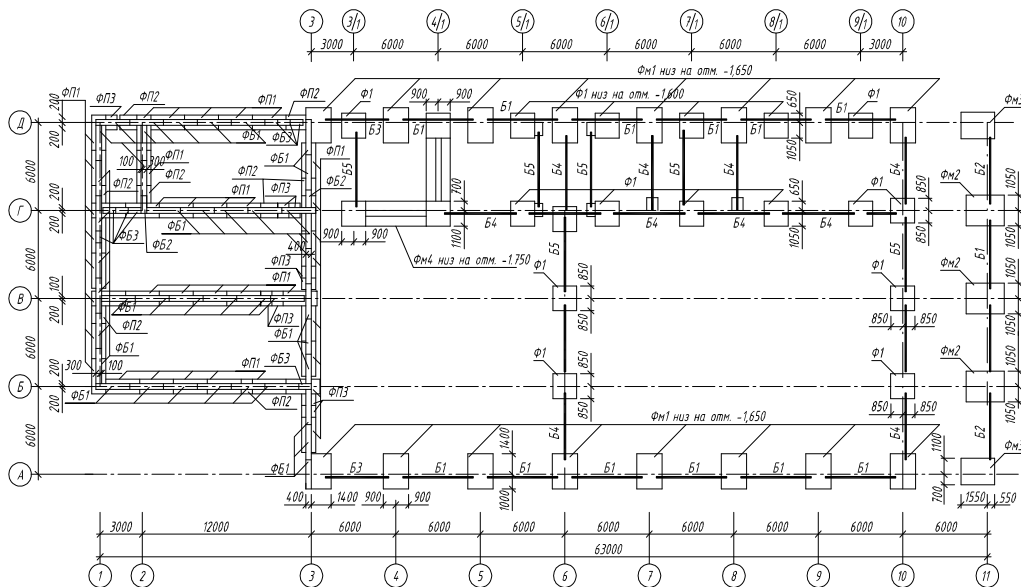


Рисунок 1.4 - Схема розташування фундаментів

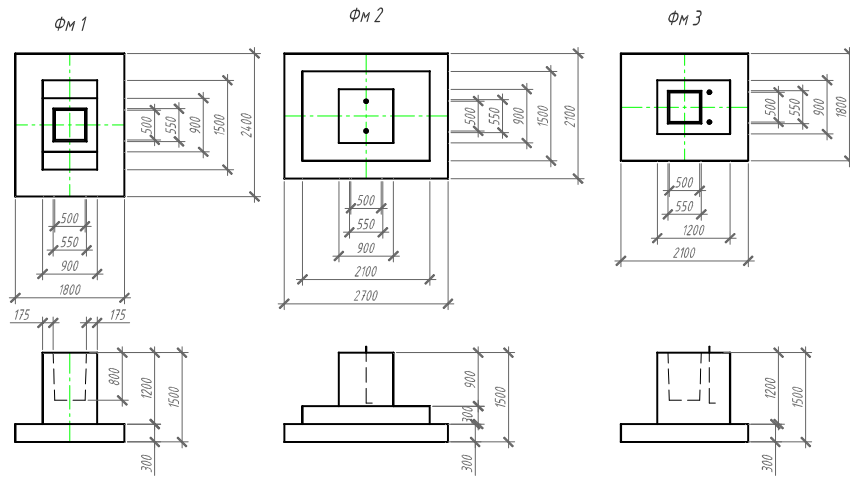


Рисунок 1.5 - Залізобетонні монолітні фундаменти

Для передачі ваги стінових панелей та внутрішніх перегородок на фундамент застосовуються фундаментні балки таврового перерізу заввишки 450 мм.

Фундаментні балки встановлюються на припливи фундаментів шаром розчину марки 100 товщиною 20 мм.

Колони.

У каркасній частині будівлі застосовані залізобетонні колони квадратного перерізу 400x400 мм завдовжки 8,1 м з кроком 6 м. Позначка оголовка колони 7,2 м. колон висотою 150 мм та вильотом 150 мм.

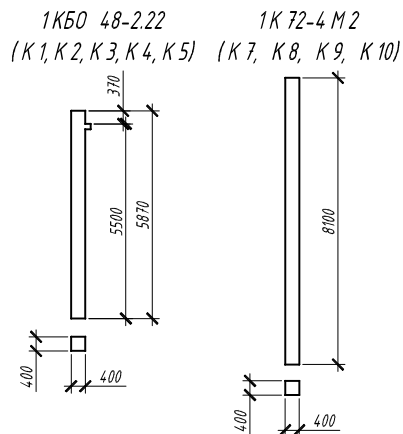


Рисунок 1.6 - Залізобетонні колони

Для кріплення сталевго ригеля Р-1 запроєктовані сталеві колони К6 перетином 140x180 мм, виготовлені з двох зварених швелерів.

Фахверкові колони призначені для кріплення торцевих стінових панелей. Фахверкові колони виконані залізобетонними, довжиною 8,5 м. Для кріплення торцевих стінових панелей з країв на розі застосовані сталеві стійки фахверку. Кроквяні конструкції та ригелі.

Для перекриття прольоту у виробничій частині будівлі, рівної 24 м, застосовані залізобетонні розкісні ферми марки 2ФС24-3К7 за серією 1.463.1-16 «Ферми кроквяні залізобетонні сегментні для покриттів одноповерхових виробничих будівель прольотами 18 і 24 м.

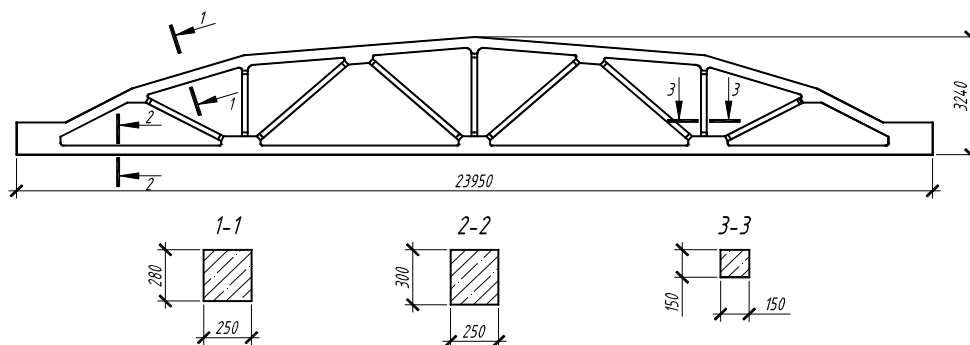


Рисунок 1.7 - Ферма кроквяна залізобетонна сегментна 2ФС24-3К7

Як ригель у вбудованій антресолі для спирання плит перекриття застосовані залізобетонні ригелі по серії 1.020 – 1/87. Також по осі 9 використовується сталевий ригель, виконаний з двотавра довжиною 5,38 м.

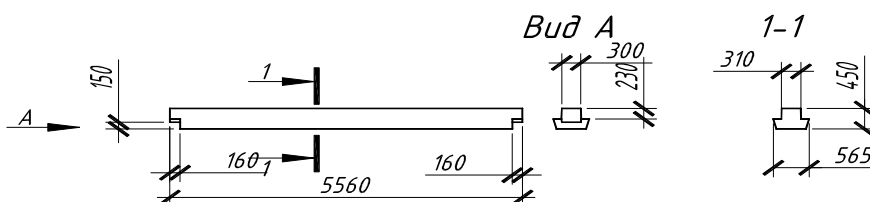


Рисунок 1.8 - Ригель РДП 4.56-90 АтV

Діафрагми жорсткості.

Діафрагми жорсткості проектуємо за серією 1.020-1/87.

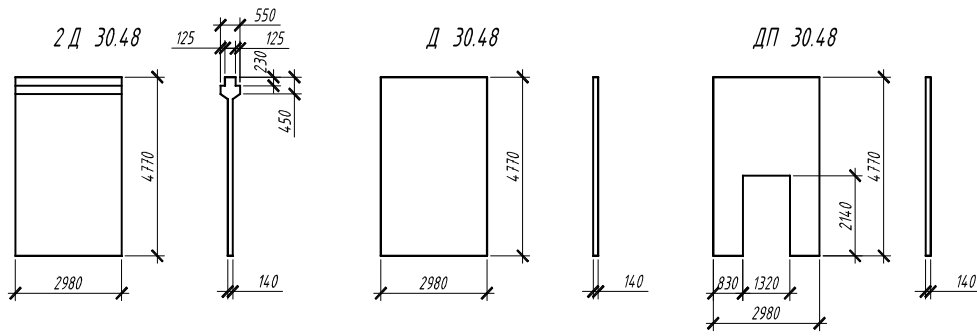


Рисунок 1.9 – Діафрагми жорсткості

Плити покриття та перекриття.

Несучими елементами огорожувальної частини покриття у каркасній частині будівлі є збірні залізобетонні ребристі плити 6х3 м. У місцях встановлення водоприймальних воронок та під вентиляційні короби запроектовані плити з отворами.

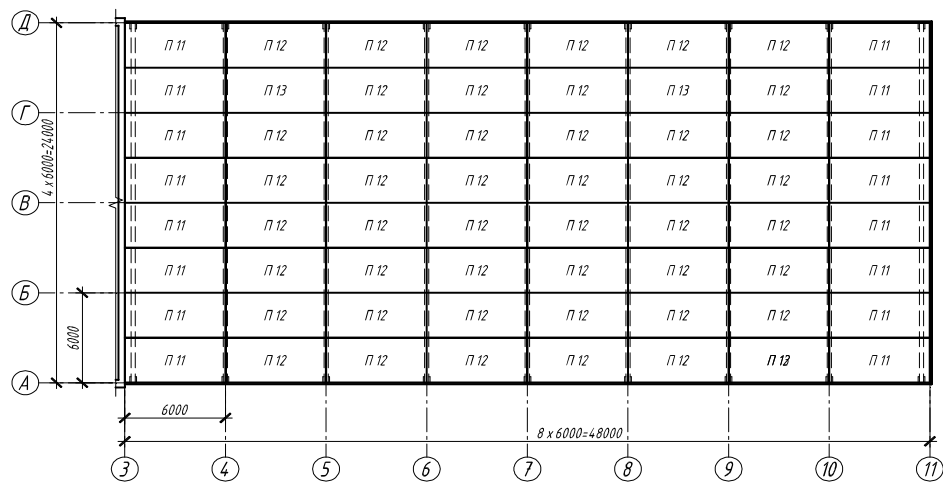


Рисунок 1.10 - Схема розташування плит перекриття на відм. +4,800

Для покриття та перекриття у виробничо-побутовому цегляному корпусі застосовуються збірні круглопустотні залізобетонні плити, довжиною 6 м, шириною. 1,5, 1,2 м та 1 м, висотою 220 мм.

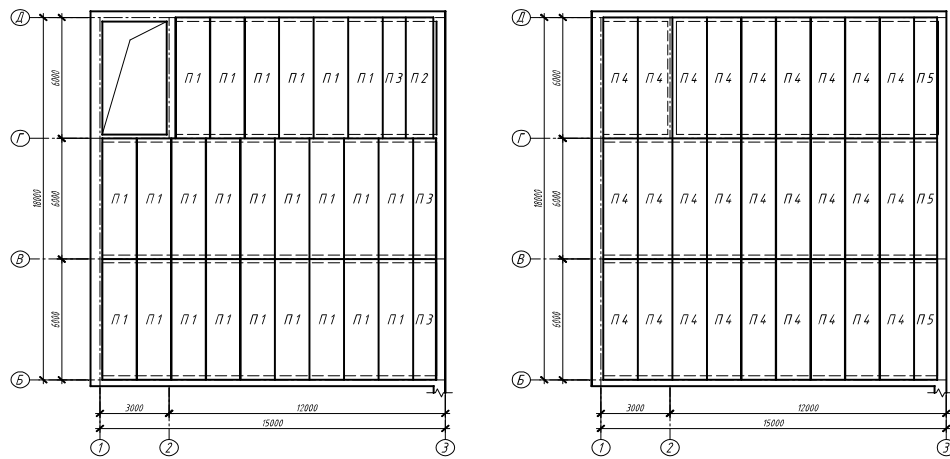


Рисунок 1.19 - Схеми розташування плит перекриття в осях 1-3 на відм. +4,550 та

Для перекриття антресолі застосовуються збірні круглопустотні залізобетонні плити завдовжки 6 м та 3 м, шириною 1,2 м та 1,5 м.

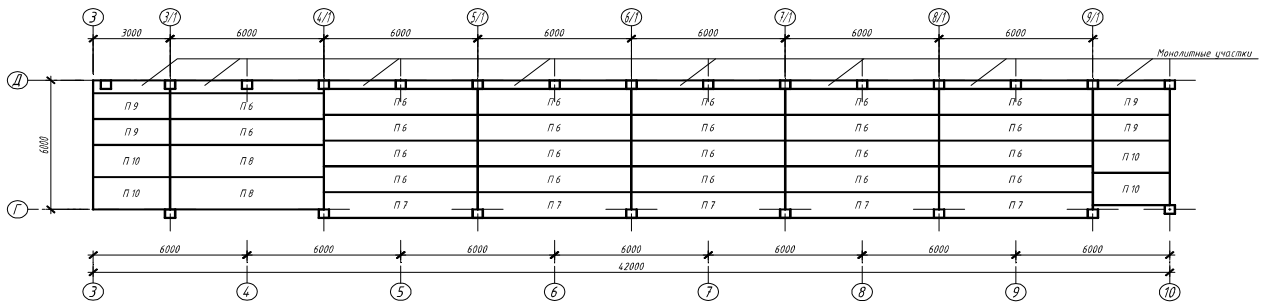


Рисунок 1.20 - Схеми розташування плит перекриття в осях 3-10 та Г-Д на відм.

Зовнішні стіни

Як зовнішні огорожувальні конструкції у виробничому корпусі застосовуються сендвіч панелі «Венталл-С3gg» товщиною 100 мм. Кріплення стін до колон здійснюється на дюбелях. Вертикальні стикові шви заповнюють мінеральною ватою та закривається металевими холодногнутими профілями.

У виробничо-побутовому корпусі зовнішні стіни цегляні двошарової конструкції завтовшки 490 мм. Несучий шар із цегли силікатної (380 мм), що утеплює з мінераловатних плит ROCKWOL ФАСАД БАТС (100 мм), оздоблювальний шар - декоративна штукатурка ROCKdecor по склосітці (10 мм).

Сходи

Для сполучення між поверхами в будівлі запроектовано чотири сходових клітки, одна розташована в блоці санітарно-побутових приміщень і виконана із залізобетонних майданчиків 1ЛПФ28.11-5 та маршів ЛМФ39.14.17-5, для підйому на другий поверх застосовано три марші з двома міжповерховими майданчиками м і 3,150 м. У виробничих приміщеннях (цех з виробництва згущеного молока та цех з виробництва вершкового масла) є три сталеві сходи з міжповерховими майданчиками на позначці 3,600 м, два з яких ведуть з приміщень цехів на другий поверх антресолі, одна - цехи з виробництва вершкового масла олії на другий поверх виробничо-побутового корпусу. Також передбачені сталеві сходи зовні будівлі, що ведуть на другий поверх і розташовані в каркасній частині будівлі.

Перемички

Над дверними та віконними отворами встановлюються залізобетонні перемички, закладені у масив кам'яної кладки.

Ворота, двері та вікна

Двоє воріт розміщено в каркасній частині будівлі в осях 10 – 11 для наскрізного проїзду автомобільного транспорту. Ворота в зовнішніх стінах розстібні розміром 3500x3600 мм. Для в'їзду та виїзду транспорту передбачені пандуси.

Відповідно до розмірів стінових панелей прийняті віконні панелі з подвійним склінням. Вікна у виробничому корпусі по осі А розміщуються в один ярус на позначці 1,2 м від рівня чистої підлоги і мають висоту 4,8 м. Для провітрювання застосовуються вікна, що повністю відкриваються.

Перегородки

Внутрішні перегородки виконані з глиняної та силікатної цегли товщиною 120 мм. У холодильній камері облицьовано додатково теплоізоляційним матеріалом. Перегородки у каркасній частині будівлі на першому поверсі спираються на фундаментні балки.

Покрівля

Покрівля, що наплавляється з гідроізоляцією з двох шарів лінокрому. Водостік внутрішній. Ухил покрівлі у виробничому корпусі утворений геометрією сегме-

нтної ферми, у виробничо-побутовому корпусі – 2.5%, утворений розухилкою з керамзитового гравію.

Конструкція покрівлі представлена на рисунках 2.1 а) та 2.1 в).

Підлоги

Відповідно до призначення виробничих ділянок в маслоцеху та цеху з виробництва згущеного молока проектується підлоги з асфальтобетону.

Оздоблення фасадів та приміщень

Оздоблення фасадів виробничо-побутового цегляного корпусу виконується з декоративної штукатурки ROCKdecor по склосітці.

Стінові сендвіч панелі фасадів виробничого корпусу мають готове захисно-декоративне покриття та не вимагають додаткового оздоблення.

Світлотехнічний розрахунок

.1 Вихідні дані

Розрахунок проводимо у приміщеннях:

- 1) цех із виробництва вершкового масла;
- 2) цех із виробництва згущеного молока.

Схему до світлотехнічного розрахунку зображено рисунку 3.12, розрахункові перерізи представлені рисунках 3.13, 3.14.

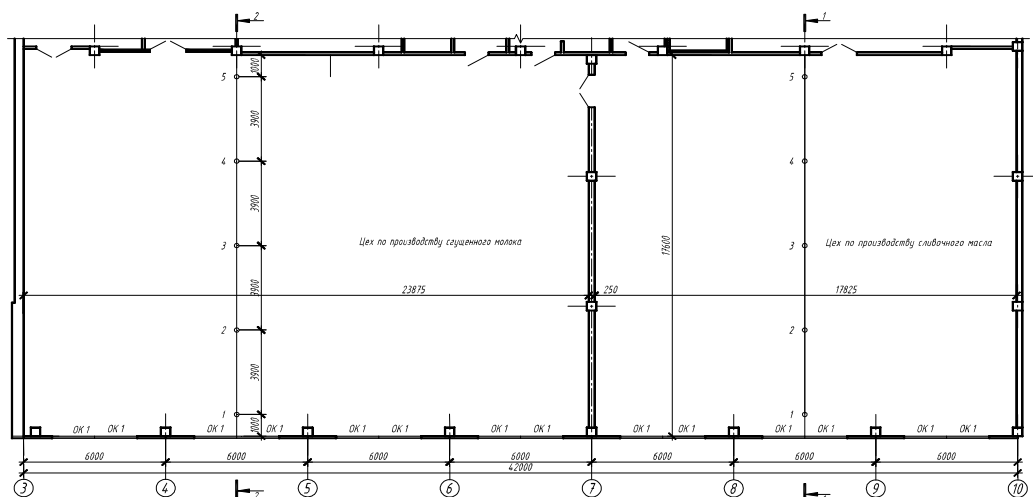


Рисунок 1.21 - Схема до світлотехнічного розрахунку

1.1 Об'ємно-планувальні характеристики приміщень

Об'ємно-планувальні характеристики приміщень представлені у таблиці 3.20.

Таблиця 1.20 – Об'ємно-планувальні характеристики приміщень

Характеристика приміщення	Позначення	Од. вим.	Цех з виробництва вершкового масла	Цех з виробництва згущеного молока
Довжина приміщення	$l_{\text{п}}$	м	17,8	23,8
Глибина приміщення	$B_{\text{п}}$	м	17,6	17,6
Площа підлоги	$S_{\text{п}} = l_{\text{п}} * B_{\text{п}}$	м ²	313,28	418,88
Висота умовної робочої поверхні (Додаток 5 ВСТП-6.01-92)	$h_{\text{во}}$	м	0,8	1,5
Позначка верху вікна	$h_{\text{о}}$	м	6	6
Висота від рівня робочої поверхні до верху вікна приміщення	$h_1 = h_{\text{о}} - h_{\text{во}}$	м	5,2	4,5

1.2 Світлотехнічні характеристики приміщень

1. Місце будівництва – м Луцьк
2. Розряд зорової та підрозряд зорової роботи в обох цехах - Vб.
3. Орієнтація світлових прорізів з обох боків горизонту - південний захід.
4. Середньозважений коефіцієнт відбиття підлоги, стін, стелі $\rho_{\text{ср}} = 0,4$.

1.3 Конструктивні характеристики елементів приміщень

1. Вікна дерев'яні з подвійним листовим склінням - ВДР24-18/Д2-Д-А-В-Д.
2. Несучі конструкції покриття – залізобетонні ферми прольотом 24 м.

2.2 Визначення нормованого значення КЕО

Відповідно до ДСТУ «Природне та штучне освітлення» нормоване значення КЕО дорівнює:

$$e_{\text{н}} = e_{\text{н}} * m_{\text{N}},$$

де $N = 3$ – номер групи забезпеченості природним світлом;

$e_{\text{н}} = 1\%$ - значення КЕО;

$m_{\text{N}} = 1$ – коефіцієнт світлового клімату.

$$e_{\text{н}} = 1 * 1 = 1\%.$$

3 Попередній розрахунок площі скління

Площа скління світлових прорізів при бічному освітленні:

$$S_o = S_{\text{п}} * K_3 * e_{\text{н}} * \eta_o * K_{\text{зд}} / (100 * \tau_o * r_1),$$

де розшифрування та значення показників представлені в таблиці 3.21, при цьому загальний коефіцієнт світлопропускання дорівнює:

$$\tau_o = \tau_1 * \tau_2 * \tau_3.$$

Площа засклення, що вийшла за розрахунком, розмістимо по фасаді приміщення. Точна площа скління для приміщення становить:

$$S_{\text{оф}} = S_{\text{вк}} * n,$$

де $S_{\text{вк}}$ - площа одного вікна, м:

$$S_{\text{вк}} = a * b$$

a – довжина вікна, м;

b – ширина вікна, м;

n - число вікон із площею $S_{\text{вк}}$.

Таблиця 1.21 – Попередній розрахунок площі скління

Показник	Позначення	Од. вим.	Цех з виробництва вершкового масла	Цех з виробництва зшущеного молока
Коефіцієнт запасу, що визначається	K_3		1,2	1,2
Відношення	$l_{\text{п}} / B_{\text{п}}$		1,0	1,4
Відношення	$B_{\text{п}} / h_1$		3,4	3,9
Світлова характеристика вікон	η_o		19,5	17
Коефіцієнт, що враховує затінення вікон протистоящими будинками	$K_{\text{зд}}$		1	1
Загальний коефіцієнт пропускання світла вікном	τ_1		0,6	0,6
Коефіцієнт, що враховує втрати світла в несучих конструкціях	τ_2		1	1
Коефіцієнт, що враховує втрати світла у сонцезахисних пристроях	τ_3		1	1
Загальний коефіцієнт світлопропускання	τ_o		0,6	0,6
Коефіцієнт, що враховує підвищення КЕО при бічному освітленні завдяки світлу, відбитому від поверхонь приміщення і шару, що підстилає, прилеглого до будівлі	r_1		3,7	4
Площа скління світлових прорізів при бічному	S_o	м ²	33,0	35,6

освітленні				
Довжина вікна	a	м	2,4	2,4
Ширина вікна	b	м	1,8	1,8
Площа одного вікна	S _{ок}	м ²	4,32	4,32
Число вікон із площею S _{вк}	n	шт	12	16
Точна площа скління для приміщення	S _{оф}	м ²	51,84	69,12

.4 Визначення розрахункового значення КЕО

Розрахункове значення КЕО при бічному освітленні за відсутності забудови навпроти світлових прорізів:

$$e_{рб} = \varepsilon_{б} * q * r_1 * \tau_0 / Kз;$$

де, $\varepsilon_{б}$ - геометричний коефіцієнт природного освітлення в даній точці, що враховує пряме світло неба, при бічному освітленні:

$$\varepsilon_{б} = 0,01 * n_1 * n_2,$$

n_1 - кількість променів, що проходять через отвори в розрахункову точку на розрізі приміщення;

n_2 - кількість променів, що проходять через отвори в розрахункову точку на плані приміщення;

q - коефіцієнт, що враховує нерівномірну яскравість піднебіння.

Результати розрахунку КЕО від бічного освітлення у цеху з виробництва вершкового масла зводяться до таблиці 1.22, графік КЕО зображено малюнку 3.13.

Таблиця 1.22 -Розрахунок КЕО в цеху з виробництва вершкового масла

№ п/п	q	r ₁	n ₁	n ₂	$\varepsilon_{б}$	$e_{рб}$
1	1,23	1,05	38	92	34,96	22,58
2	0,86	1,32	14	58	8,12	4,61
3	0,69	1,86	7	50	3,5	2,25
4	0,61	2,61	4	42	1,68	1,34
5	0,58	3,65	3	36	1,08	1,14

Результати розрахунку КЕО від бічного освітлення у цеху з виробництва згущеного молока зводяться до таблиці 1.23, графік КЕО зображено на рисунку 1.14.

Таблиця 1.23 -Розрахунок КЕО в цеху з виробництва згущеного молока

№ п/п	q	r ₁	n ₁	n ₂	$\varepsilon_{б}$	$e_{рб}$
1	1,18	1,04	38	92	34,96	21,45

2	0,76	1,32	13	59	7,67	3,85
3	0,63	1,87	6	52	3,12	1,84
4	0,58	2,65	3	47	1,41	1,08
5	0,53	3,95	2	45	0,9	0,94

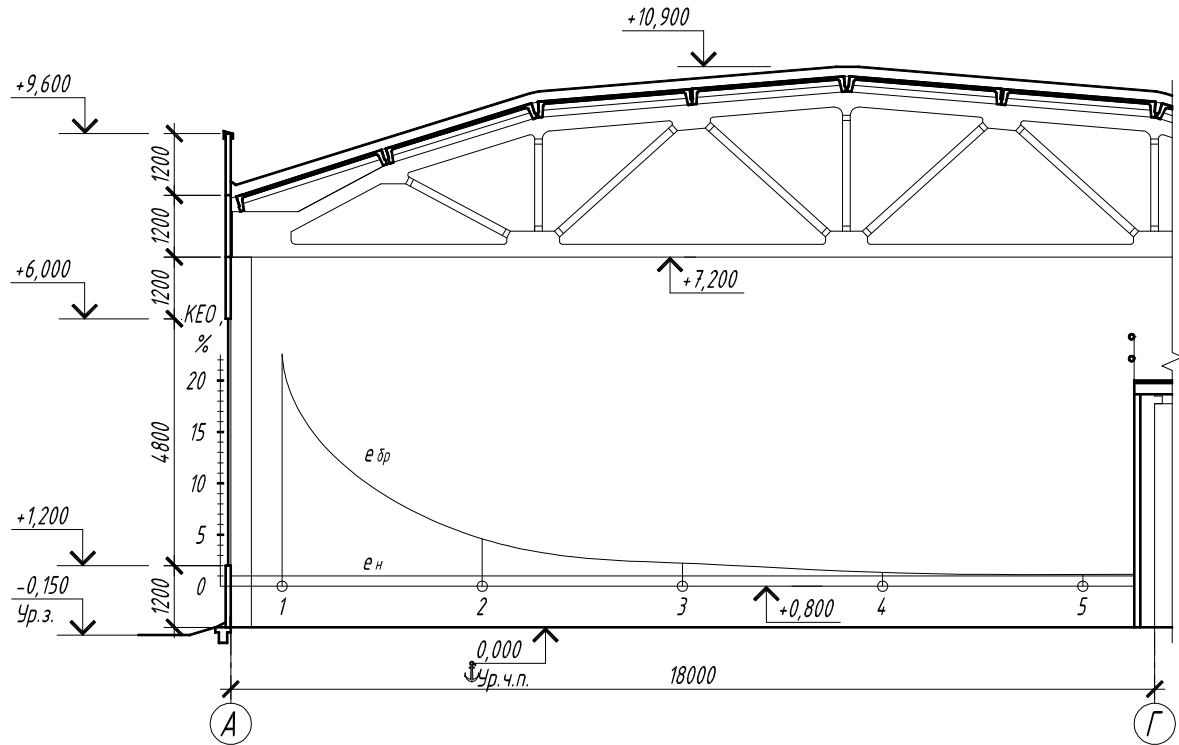


Рисунок 1.22 - Графік КЕО у цеху з виробництва вершкового масла

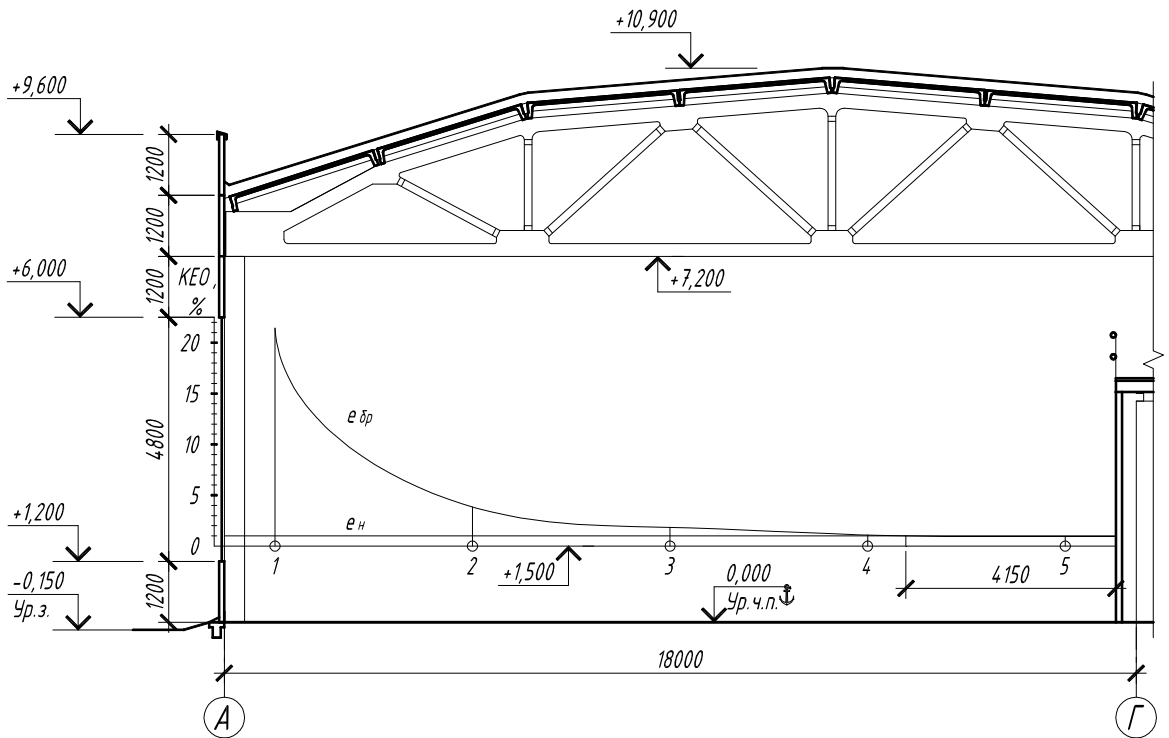


Рисунок 1.23 - Графік КЕО в цеху з виробництва згущеного молока

.5 Висновок

Відхилення найменшого розрахункового значення КЕО в цеху з виробництва молока, що згущує - e_p^6 (у точці 5) від нормованого e_n :

$$\Delta = (e_n - e_p^6) * 100 / e_n = (1 - 0,94) * 100 / 1 = 6 \%$$

Відхилення розрахункового значення КЕО - e_p^6 у найменш освітленій точці від нормованого він не перевищує 10%, що допускається ДСТУ "Природне та штучне освітлення".

Системи водопроводу, каналізації, опалення, вентиляції, газопостачання, електропостачання та засобів пожежогасіння

Водопостачання

Водопостачання передбачається від міської мережі водопроводу, що проходить вздовж шосе М19.

Проектом передбачено водопостачання будівлі для задоволення таких потреб у воді:

- господарсько-питних;
- виробничих;
- протипожежних.

Витрата води на внутрішньо пожежогасіння становить 10,4 л/с. Мінімальний вільний тиск на введенні водопроводу становить: на господарсько-питні та виробничі потреби – 25 м; під час пожежі – 34 м.

Для потреб холодопостачання передбачено систему зворотнього водопостачання для охолодження компресорів. Для подачі охолодженої води на компресори в системі встановлені 2 насоси, продуктивністю 45 м³/год та напором 30 м. Витрата води в системі оборотного водопостачання становить 187,5 м³/добу.

Каналізація

Передбачено побутову, виробничу та дощову системи каналізації.

Витрати стічних вод: побутових - 1,88 м³/добу, виробничих - 63,28 м³/добу, дощових - 8,2 м³/добу.

Відведення стічних вод передбачається в існуючі зовнішні мережі. Внутрішні мережі каналізації прокладаються із пластикових труб діаметром 50 – 150 мм.

Опалення

Теплоносій для систем опалення, теплопостачання калориферів – нагріта вода. Теплоносій для технологічного обладнання – пара під тиском $P = 0,8$ МПа та $P = 0,4$ МПа.

Система опалення двотрубна, з нижньою розводкою.

Видалення повітря із системи здійснюється через повітряні крани, встановлені у верхніх пробках нагрівальних приладів. Трубопроводи, прокладені в підпільних каналах, теплоізолюються.

Вентиляція

Система вентиляції цеху та допоміжних приміщень – припливно-витяжна з механічним та природним спонуканням. Видалення повітря із верхньої зони проводиться даховими вентиляторами.

В інших приміщеннях припливне повітря подається до верхньої зони приміщень. Видалення повітря із верхньої зони приміщень проводиться місцевими відсмоктувачами від обладнання.

Електропостачання

Електропостачання будівлі передбачається двома кабельними введеннями від існуючих зовнішніх мереж напругою 380/220 В.

Встановлена потужність усіх електроприймачів становить 331 кВт, розрахункова 247,6 кВт.

Протипожежні заходи

Для забезпечення пожежної безпеки у проекті передбачені такі заходи:

- автоматична пожежна сигналізація;
- передбачається автоматичне відключення вентсистеми при виникненні пожежі в приміщеннях;
- система оповіщення для людей та управління евакуацією, з подачею звукових сигналів про евакуацію;
- встановлення світлових оповіщувачів шляхів евакуації «Вихід»;
- забезпечення приміщень водою для пожежогасіння від пожежних кранів;
- зовнішнє пожежогасіння з подачею води від гідрантів;

- протидимний захист приміщень та шляхів евакуації;
- захист від статичної електрики;
- блискавкозахист будівлі відповідно до «Інструкції з влаштування блискавкозахисту будівель та споруд».

Конструктивні та об'ємно-планувальні рішення, що застосовуються оздоблювальні матеріали, забезпечують запобігання розповсюдженню пожежі.

Під час експлуатації будівлі всі приміщення мають бути забезпечені вогнегасниками та іншими первинними засобами пожежогасіння.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

.1 Проектування плити покриття

.1.1 Призначення розмірів та вибір матеріалів плити покриття

Розміри та матеріали плити покриття із попередньо напруженою арматурою призначаємо за серією 1.465.1-21.94 «Плити залізобетонні ребристі розміром 3*6 м для покриттів одноповерхових виробничих будівель» (рис. 2.1).

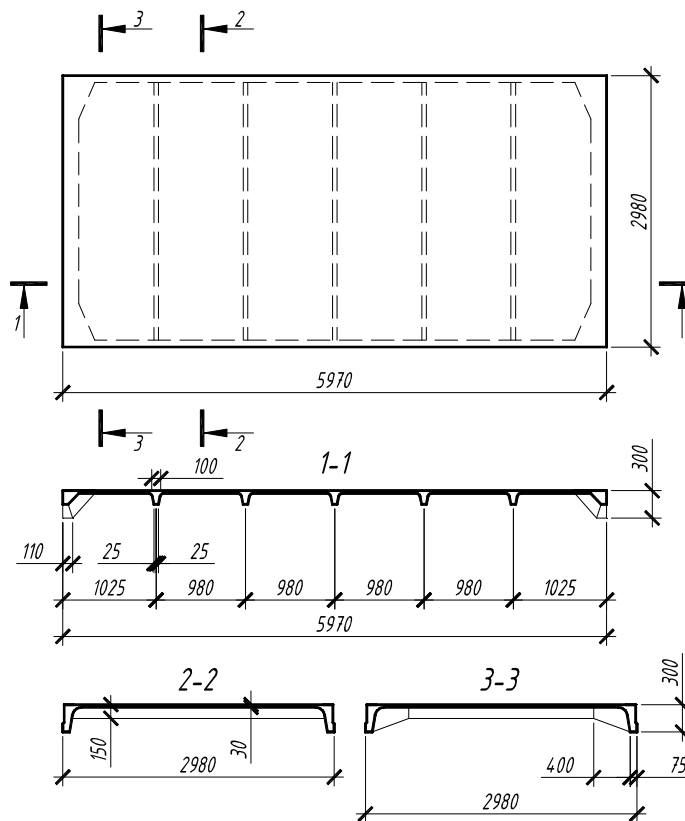


Рисунок 2.1 – Схема плити покриття

Розміри плити:

- довжина плити $l_{пл} = 5970$ мм;
- ширина плити $b_f = 2980$ мм;
- довжина майданчика спирання: $l_{оп} = 110$ мм;
- висота поздовжнього ребра – 300 мм;
- висота поперечного ребра - 150 мм;
- ширина поздовжнього ребра внизу – 75 мм;
- ширина поздовжнього ребра вгорі – 105 мм;

- ширина поперечних ребер унизу – 50 мм;
- ширина поперечних ребер угорі – 100 мм;
- товщина полиці $h_f' = 30$ мм.

Матеріали плити:

- важкий бетон класу В20; $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа, $R_{b, ser} = 15$ МПа, $R_{bt, ser} = 1,35$ МПа, $E_b = 27500$ МПа;
- напружена арматура класу А600: $R_s = 510$ МПа, $R_{s, ser} = 590$ МПа, $E_s = 190000$ МПа;
- ненапружена арматура класів А400: $R_s = R_{sc} = 355$ МПа, $R_{s, ser} = 390$ МПа, $E_s = E_{sc} = 200000$ МПа; Вр500, $R_{sw} = 260$ МПа, $R_{s, ser} = 395$ МПа, $E_s = 170000$ МПа.

.1.2 Розрахунок полиці панелі

Визначаємо розрахунковий випадок (рис.2.2).

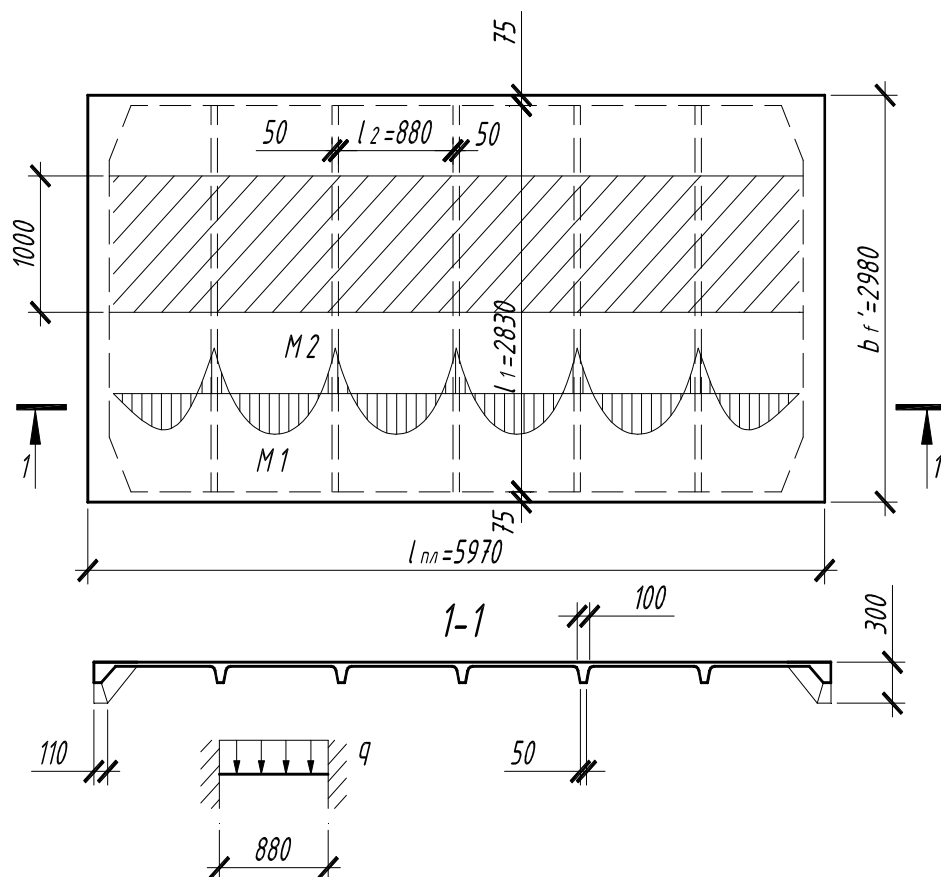


Рисунок 2.2 - Схема до визначення розрахункового випадку та розрахункова схема полиці

$$l_1 = bf' - 2 * 75 = 2980 - 2 * 75 = 2830 \text{ мм};$$

$$l_2 = 880 \text{ мм};$$

$l_1/l_2=2830/880=3,216>2$; => полиця працює як багатопрогонова балкова плита (або однопрогонова защемлена по обидва боки плита - рисунок 2.2).

Приймаємо стрижні сітки з арматури класу Вр500: $R_s = 360$ МПа, $R_{s,ser} = 260$ МПа, $E_s = 170000$ МПа.

Обчислення навантажень на полицю плити покриття наведено у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 - Обчислення навантажень на полицю плити покриття

№ п/п	Найменування навантажень	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню, f	Розрахункове навантаження кН/м ²
	Постійні навантаження			
1	Шар лінокрому ТКП ТУ 5774-002013157915-98 4 кг/м ² , $4*9,81/1000 = 0,04$	0,04	1,3	0,05
2	Шар лінокрому ТПП ТУ 5774-002013157915-98 3 кг/м ² , $3*9,81/1000 = 0,03$	0,03	1,3	0,04
3	Цементно-піщана стяжка 1800 кг/м ³ , 20 мм $1800*0,02*9,81/1000=0,35$	0,35	1,3	0,45
4	Мінераловатні плити 135 кг/м ³ , 150 мм, $135*0,15*9,81/1000 = 0,2$	0,2	1,2	0,24
5	Шар руберойду	0,05	1,3	0,07
6	Цементно-піщана стяжка 1800 кг/м ³ , 20 мм $1800*0,02*9,81/1000=0,35$	0,35	1,3	0,45
7	Власна вага полиці = 2500 кг/м ³ ; $\delta = 30$ мм $2500*0,03*9,81*0,95/1000 = 0,69$	0,69	1,1	0,76
	Усього	1,71		2,06
	Тимчасові навантаження			
10	Снігова	1,68	1,4	2,4
	Разом	3,39		4,46

Розрахункове навантаження на смугу шириною 1 м:

$$q = d_{пок} * 1 = 4,46 * 1 = 4,46 \text{ кН/м.}$$

Згинальні моменти в полиці:

$$M1 = q * l22/24 = 4,46 * 0,882/24 = 0,144 \text{ кН * м.}$$

$$M2 = q * l22/11 = 4,46 * 0,882/11 = 0,314 \text{ кН * м.}$$

Робоча висота перерізу:

$$h0 = h - as = 0,03 - 0,015 = 0,015 \text{ м.}$$

Визначимо значення α_m :

$$\alpha_m = M2 / (Rb * b * h0^2) = 0,314 / (11500 * 1 * 0,015^2) = 0,121 < \alpha R = 0,376, \Rightarrow \text{стиснута арматура не потрібна.}$$

Необхідна площа перерізу розтягнутої арматури:

$$A_s = R_b * b * h_0 * (1 - (1 - 2 * \alpha_m)^{0,5}) / R_s = 11,5 * 10^6 * 1 * 0,015 * (1 - (1 - 2 * 0,121)^{0,5}) / 360 = 61,99 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо крок поздовжніх стрижнів $S = 200$ мм, тоді кількість робочих стрижнів, що припадають на розрахункову смугу завширшки 1 метр $n_1 = 1000/200 = 5$.

Необхідна площа перерізу одного стрижня розтягнутої арматури:

$$A_{s1} = A_s / n_1 = 61,99 / 5 = 12,39 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо поздовжні стрижні - $\varnothing 4 \text{ Вр}500$ ($A_{s1} = 12,56 \text{ мм}^2$).

Приймаємо сітку марки С1 4Ср $\frac{4\text{Вр}500-200}{3\text{Вр}500-250} 293 \times 593 \frac{90}{65}$ (Рис. 2.3).

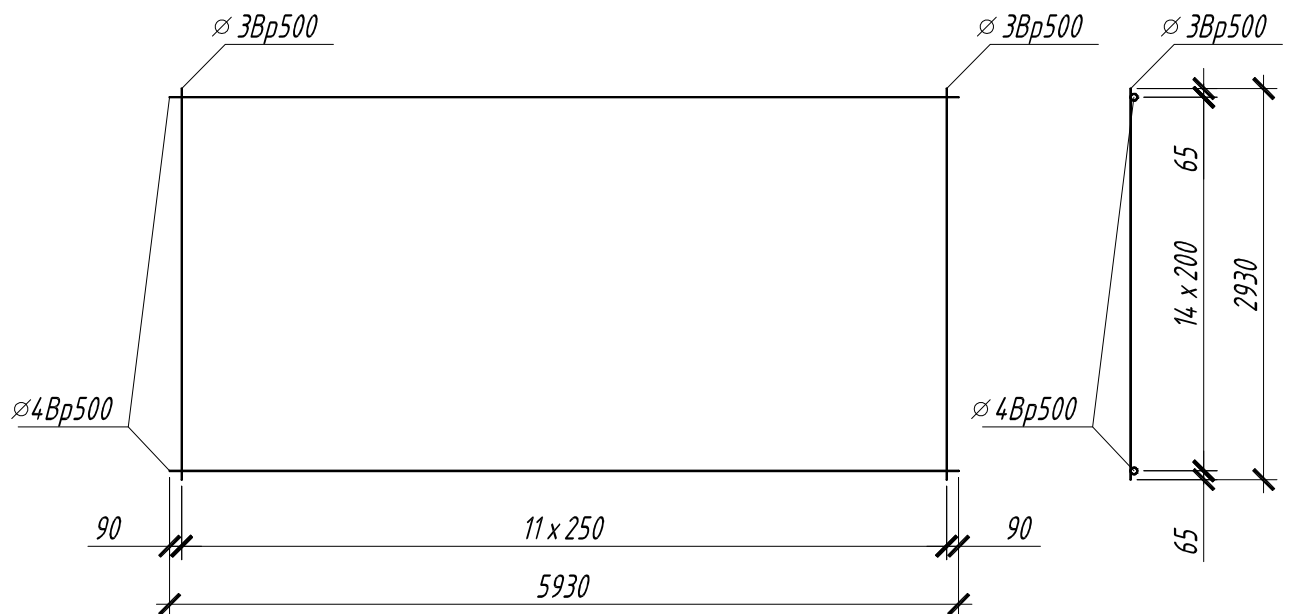


Рисунок 2.3 - Зварна сітка С1 для армування полиці панелі

1.3 Проектування поперечного ребра

Поперечне ребро вільно спирається на поздовжні ребра і розглядається як балка, вільно оперта на двох опорах і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахункова схема представлена на рис 2.4.

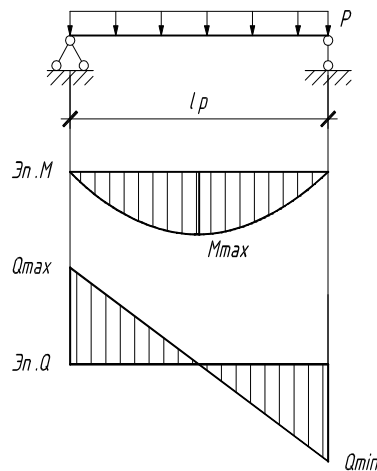


Рисунок 2.4 - Розрахункова схема ребра та епюри зусиль

Розрахунковий проліт поперечного ребра: $l_p = l_1 = 2,83$ м.

Збір навантажень на плиту наведено у таблиці 2.1.

Розрахункове погонне навантаження від власної маси поперечного ребра:

$$q_1 = (0,05 + 0,09) * (0,15 - 0,03) * 2,5 * 1,1 * 9,81/2 = 0,22 \text{ кН/м.}$$

Повне розрахункове навантаження на поперечне ребро:

$$P = g_{\text{пок}} * 0,98 + q_1 = 4,46 * 0,98 + 0,22 = 4,59 \text{ кН/м.}$$

Тимчасове розрахункове погонне навантаження на поперечне ребро:

$$P_T = 2,4 * 0,98 = 2,35 \text{ кН / м.}$$

Максимальні розрахункові зусилля в поздовжньому ребрі:

$$M_{\text{max}} = P * l_p^2/8 = 4,59 * 2,83^2/8 = 4,59 \text{ кН * м;}$$

$$Q_{\text{max}} = P * l_p/2 = 4,59 * 2,83/2 = 6,5 \text{ кН.}$$

Розрахунковий нормальний переріз – наведений тавровий переріз з полицею в стислій зоні (Рисунок 2.5).

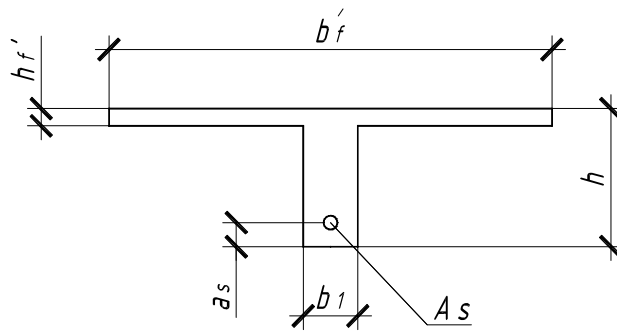


Рисунок 2.5 - Розрахунковий переріз поперечного ребра

Ширина полиці наведеного таврового перерізу $b_f = 0,98$ м.

Товщина полиці $h_f = 0,03$ м.

Висота таврового перерізу $h = 0,15$ м.

Робоча висота перерізу $h_0 = h - a_s = 0,15 - 0,025 = 0,125$ м.

Розрахунок ведемо у припущенні, що стиснутої арматури не потрібно:

$$R_b * b_f * h_f' * (h_0 - 0,5 * h_f') = 11500 * 0,98 * 0,03 * (0,125 - 0,5 * 0,03) = 37,2 \text{ кН*м} >$$

$M_{max} = 4,36$ кН * м, тобто. межа стиснутої зони проходить у полиці, і розрахунок виробляємо як прямокутного перерізу шириною $b = b_f' = 0,98$ м.

Визначимо значення α_m :

$$\alpha_m = M_{max} / (R_b * b * h_0^2) = 4,59 / (11500 * 0,98 * 0,125^2) = 0,026 <$$

$\alpha_R = 0,39$, стиснута арматура не потрібна.

Необхідна площа перерізу розтягнутої арматури:

$$A_s = R_b * b * h_0 * (1 - (1 - 2 * \alpha_m)^{0,5}) / R_s = 11,5 * 10^6 * 0,98 * 0,125 * (1 - (1 - 2 * 0,026)^{0,5}) / 355 = 104,5 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо поздовжню арматуру: $\varnothing 12$ А400 ($A_s = 113,1$ мм²).

Розрахунок поперечного ребра на міцність по похилому перерізу на дію поперечної сили

Розрахункова поперечна сила поздовжньому ребрі: $Q = 6,5$ кН.

Згинальний момент у похилому перерізі:

$$M_b = 1,5 * R_{bt} * b * h_0^2 * \gamma_{b2} = 1,5 * 0,9 * 10^3 * 0,075^2 * 0,125^2 * 0,9 = 1,424 \text{ кН*м.}$$

$$q_1 = P - 0,5 * P_{vp} = 4,59 - 0,5 * 2,35 = 3,414 \text{ кН/м.}$$

$$Q_{b1} = 2 * (M_b * q_1)^{0,5} = 2 * (1,424 * 3,41)^{0,5} = 4,41 \text{ кН.}$$

$$2 * M_b / h_0 - Q = 2 * 1,424 / 0,125 - 6,5 = 16,281 \text{ кН.}$$

$$Q_{b1} = 4,410 \text{ кН} < 2 * M_b / h_0 - Q = 16,281 \text{ кН} \Rightarrow$$

$$q_{sw} = (Q - Q_{b1}) / (1.5 * h_0) = (6,500 - 16,281) / (1.5 * 0,125) = 11,149 \text{ кН/м.}$$

Перевіримо умову:

$$Q_{b1} < R_{bt} * \gamma_{b2} * b * h_0;$$

$$R_{bt} * \gamma_{b2} * b * h_0 = 0,9 * 103 * 0,9 * 0,075 * 0,125 = 7,594 \text{ кН}$$

$$Q_{b1} = 4,41 < R_{bt} * \gamma_{b2} * b * h_0 = 7,594 \text{ кН}$$

$$q_{sw} = (Q - 0.5 * R_{bt} * \gamma_{b2} * b * h_0 - 3 * h_0 * q_1) / (1.5 * h_0) = \\ = (6,5 - 0.5 * 0,9 * 103 * 0,9 * 0,075 * 0,125 - 3 * 0,125 * 3,414) / (1.5 * 0,125) = 7,58 \text{ кН/м.}$$

Перевіряємо умову:

$$q_{sw} \geq 0,25 * R_{bt} * \gamma_{b2} * b$$

$$0,25 * R_{bt} * \gamma_{b2} * b = 0,25 * 0,9 * 103 * 0,9 * 0,075 = 15,1875 \text{ кН/м}$$

$$q_{sw} < 15,187 \text{ кН/м} \Rightarrow q_{sw} = (Q / h_0 + 8 * q_1) / 1.5 - [((Q / h_0 + 8 * q_1) / 1.5)^2 - (Q / 1.5 * h_0)^2]^{0.5} = \\ = (6,5 / 0,125 + 8 * 3,414) / 1.5 - [((6,5 / 0,125 + 8 * 3,414) / 1.5)^2 - (6,5 / 1.5 * 0,125)^2]^{0.5} = \\ = 12,950 > (Q / h_0 + 3 * q_1) / 3.5 = (6,5 / 0,125 + 3 * 3,414) / 3.5 = 11,931 \text{ кН/м}$$

Приймаємо $q_{sw} = 11,931 \text{ кН/м.}$

Крок поперечної арматури $S \leq h_0 / 2 = 63 \text{ мм}$, $S \leq 300 \text{ мм}$, прийmemo $S = 50 \text{ мм.}$

$S_1 \leq 0,75 * h_0 = 94 \text{ мм}$, $S_1 \leq 500 \text{ м}$, прийmemo $S_1 = 50 \text{ м.}$

$$S_{max} = R_{bt} * \gamma_{b2} * b * h_0^2 / Q = 0,9 * 103 * 0,9 * 0,075 * 0,125^2 / 6,500 = 146 \text{ мм.}$$

Приймаємо:

$$S = S_1 = 50 \text{ мм,}$$

Розрахунковий опір розтягуванню поперечної арматури $R_{sw} = 545 \text{ МПа.}$

Площа поперечної арматури

$$A_{sw} = q_{sw} * S / R_{sw} = 11,931 * 50 * 10^{-4} / 545 = 0,011 \text{ см}^2.$$

Підбираємо 1 стрижень діаметром $d_{sw} = 3 \text{ мм.}$

Умова зварюваності

$$d_{sw} \geq 0,25 * d_{s \text{ max}}$$

$$d_{s \text{ max}} = 12 \text{ мм.}$$

d

Приймаємо поперечну арматуру: 1 стрижень діаметром $d_{sw} = 3 \text{ мм}$, площею

s

w

≥

0

,

перерізу $A_{sw}=0,07 \text{ см}^2$ з кроком 50 мм.

Каркаси поперечних ребер: рядового КР1 та крайнього – КР2 зображені на рисунку 2.6.

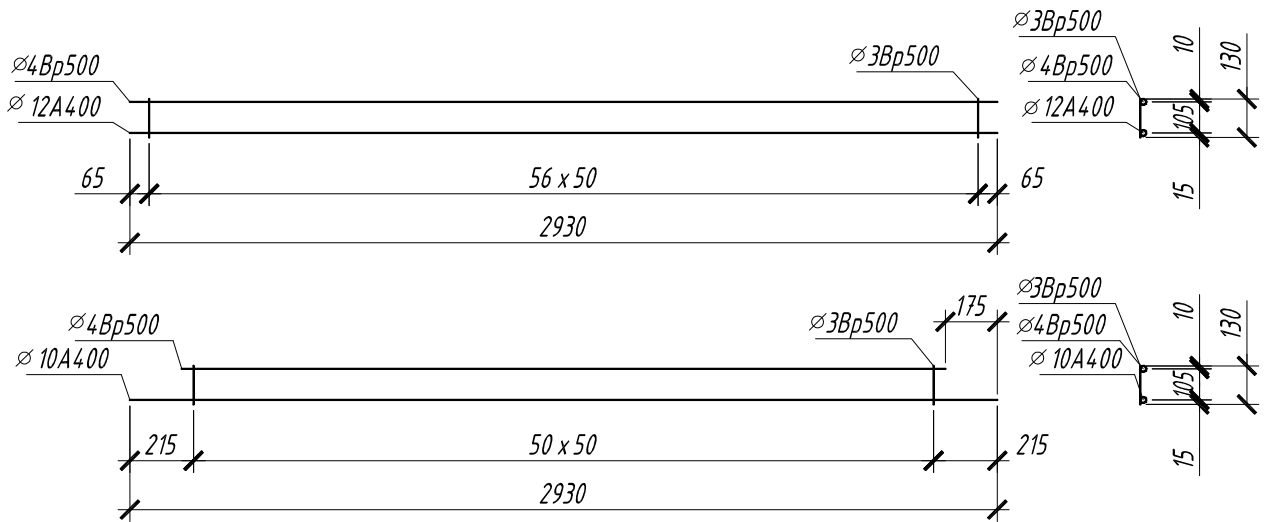


Рисунок 2.6 - Каркаси КР1 та КР2 поперечних ребер плити покриття

1.4 Проектування поздовжніх ребр

Поздовжнє ребро вільно спирається на ригель і розглядається як балка, вільно оперта на двох опорах і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахункова схема представлена на рисунку 2.4.

Розрахунковий проліт поздовжнього ребра:

$$l_p = l_{пл} - l_{оп} = 5970 - 1110 = 5860 \text{ мм.}$$

Збір навантажень на плиту наведено у таблиці 2.1:

$$g_n^{пок} = 4,3 \text{ кН/м}^2,$$

$$g^{пок} = 5,46 \text{ кН/м}^2,$$

$$\Sigma V^{пер} = 2,4 \text{ кН/м}^2.$$

Повне нормативне погонне навантаження на поздовжнє ребро:

$$P_n = g_n^{пок} * b_f' = 4,3 * 3 = 12,90 \text{ кН/м.}$$

Повне розрахункове погонне навантаження на поздовжнє ребро:

$$P = g^{пок} * b_f' = 5,46 * 3 = 16,38 \text{ кН/м.}$$

Тимчасове розрахункове погонне навантаження на поздовжнє ребро:

$$P_v = \Sigma V^{пер} * b_f' = 2,4 * 3 = 7,20 \text{ кН/м.}$$

Максимальні розрахункові зусилля в поздовжньому ребрі:

$$M_{\max} = P \cdot l_p^2 / 8 = 16,38 \cdot 5,86^2 / 8 = 70,31 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max} = P \cdot l_p / 2 = 16,38 \cdot 5,86 / 2 = 47,99 \text{ кН}.$$

Розрахунок поздовжнього ребра на міцність за нормальним перерізом.

Розрахунковий нормальний переріз – наведений тавровий перетин із полицею в стислій зоні (рисунок 2.7).

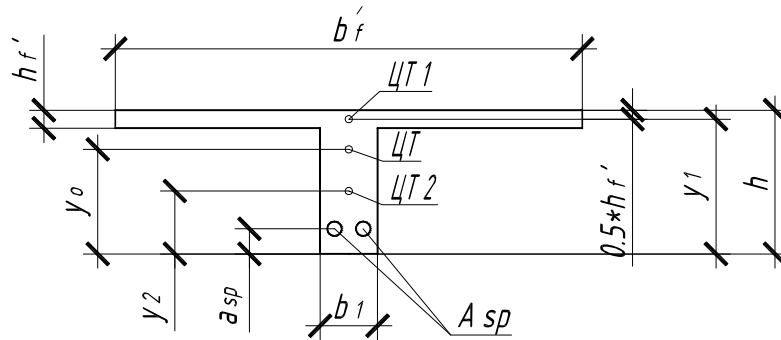


Рисунок 2.7 - Наведений переріз поздовжнього ребра

Ширина полиці наведеного таврового перерізу $b_f = 3$ м.

Товщина полиці $h_f = 0,03$ м.

Ширина ребра при розрахунку за граничними станами першої групи:

$$b_1 = 2 \cdot b_{\text{реб}}^{\text{низ}} + \delta = (2 \cdot 75 + 30) / 1000 = 0,18 \text{ м}.$$

Ширина ребра при розрахунку за граничними станами другої групи: $b_2 = b_{\text{реб}}^{\text{низ}} + b_{\text{реб}}^{\text{вер}} + \delta = (75 + 105 + 30) / 1000 = 0,21$ м.

Висота таврового перерізу $h = 0,3$ м.

Відстань від центру арматури, що напружується, до нижньої грані $a_{sp} = 0,05$ м.

Робоча висота перерізу $h_0 = h - a_{sp} = 0,3 - 0,05 = 0,25$ м.

Розрахунок ведемо у припущенні, що стиснутої ненапруженої арматури не потрібно:

$$R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') = 11500 \cdot 3 \cdot 0,03 \cdot (0,25 - 0,5 \cdot 0,03) = 243,225 \text{ кН} \cdot \text{м} >$$

$M_{\max} = 70,31 \text{ кН} \cdot \text{м}$, тобто. межа стиснутої зони проходить у полиці, і розрахунок робимо як для прямокутного перерізу шириною $b = b_f' = 3$ м.

Визначимо значення α_m :

$$\alpha_m = M_{\max} / (R_b \cdot b \cdot h_0^2) = 70,31 / (11500 \cdot 3 \cdot 0,25^2) = 0,0326.$$

Визначимо значення ξ_R .

При підборі напруженої арматури, коли невідомо значення σ_{sp} , рекомендується приймати $\sigma_{sp}/R_s=0,6$, тоді при класі арматури А600 $\xi_R=0,43$.

$\alpha_R=\xi_R*(1-\xi_R/2)=0,43*(1-0,43/2)=0,338>\alpha_m=0,0326$, тобто. стиснутої арматури дійсно не потрібно, тоді:

$$\xi=1-(1-2*\alpha_m)^{0.5}=1-(1-2*0,0326)^{0.5}=0,033,$$

$\gamma_{s3}=1,25-0,25*\xi/\xi_R=1,25-0,25*0,033/0,43=1,23>1,1 \Rightarrow$ приймемо коефіцієнт умов роботи $\gamma_{s3}=1,1$.

Тоді при $A_s=100,5 \text{ мм}^2$:

$$A_{sp}=(\xi*R_b*b*h_0-R_s*A_s)/(\gamma_{s3}*R_{sp})=(0,033*11,5*3*0,25*10^6-355*100,5)/(1,1*510)=446,16 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо поздовжню напружену арматуру: 2Ø18 А600 ($A_{sp}=508,9 \text{ мм}^2$).

Обчислення геометричних характеристик наведеного перерізу

Наведений переріз - тавровий з полицею в стиснутій зоні (рисунок 3.7).

Ординати центрів ваги:

$$y_1=h-0,5*h_f'=30-0,5*3=28,5 \text{ см};$$

$$y_2=0,5*(h-h_f')=0,5*(30-3)=13,5 \text{ см}.$$

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red}=A+\alpha*A_{sp}=1386+6,909*5,089=1421,16 \text{ см}^2,$$

де $A=A_1+A_2=900+486=1386 \text{ см}^2$ - площа бетонної частини поперечного перерізу панелі;

$$A_1=h_f'*b_f'=3*300=900 \text{ см}^2;$$

$$A_2=(h-h_f')*b_1=(30-3)*18=486 \text{ см}^2;$$

$\alpha=E_s/E_b=190000/27500=6,909$ - Коефіцієнт приведення арматури до бетону.

Статичний момент площі перерізу бетону щодо розтягнутої грані:

$$S_{red}=A_1*y_1+A_2*y_2+\alpha*A_{sp}*a_{sp}=900*28,5+486*13,5+6,909*5,089*5=32386,8 \text{ см}^3.$$

Відстань від центру тяжкості наведеного перерізу до розтягнутої грані:

$$y_0=S_{red}/A_{red}=32386,8/1421,16=22,79 \text{ см}.$$

Момент інерції наведеного перерізу щодо його центру тяжкості:

$$I_{red}=I_1+I_2+\alpha*I_{sp}+A_1*(y_0-y_1)^2+A_2*(y_0-y_2)^2+\alpha*A_{sp}*(y_0-a_{sp})^2=b_f'*(h_f')^3/12+b_f'*(h-$$

$$h_f')^3/12+\alpha*\pi*d_{sp}^4/64+A_1*(y_0-y_1)^2+A_2*(y_0-y_2)^2+\alpha*A_{sp}*(y_0-a_{sp})^2=300*(3)^3/12+300*(30-3)^3/12+6,909*\pi*1,8^4/64+900*(22,79-28,5)^2+486*(22,79-13,5)^2+6,909*5,089*(22,79-5)^2=575169,6 \text{ см}^4.$$

Момент опору наведеного перерізу по нижній та верхній зонах:

$$W_{red}=I_{red}/y_0=575169,6/22,79=25239,0 \text{ см}^3,$$

$$W_{red}'=I_{red}/(h-y_0)=575169,6/(30-22,79)=79762,3 \text{ см}^3.$$

Визначення втрат попереднього напруження та зусилля обтискання

$$\text{Попередня напруга без втрат } \sigma_{sp}=0,9*R_{sp,ser}=0,9*590=531 \text{ МПа.}$$

Перші втрати:

1. Втрати від релаксації напруги арматури при електротермічному способі натягу для арматури класів А600:

$$\Delta\sigma_{sp1}=0,03*\sigma_{sp}=0,03*531=15,93 \text{ МПа.}$$

2. Виріб при пропарюванні нагрівається разом із формою та упорами, тому температурний перепад між ними дорівнює нулю і, отже, $\Delta\sigma_{sp2}=0$ МПа.

3. Втрати від деформації сталеві форми за електротермічного способу натягу арматури $\Delta\sigma_{sp3}=0$ МПа.

4. Втрати від деформації анкерів за електротермічного способу натягу арматури $\Delta\sigma_{sp4}=0$ МПа.

$$\text{Сумарні перші втрати } \Delta\sigma_{sp(1)}=\Delta\sigma_{sp1}+\Delta\sigma_{sp2}+\Delta\sigma_{sp3}+\Delta\sigma_{sp4}=15,93 \text{ МПа.}$$

Зусилля обтиснення з урахуванням перших втрат:

$$P_{(1)}=A_{sp}*(\sigma_{sp}-\Delta\sigma_{sp(1)})=508,9*(531-15,93)/10^3=262,14 \text{ кН.}$$

Максимальна напруга бетону σ_{bp} від дії зусилля $P(1)$:

$$\sigma_{bp}=P_{(1)}/A_{red}+P_{(1)}*e_{op1}*y_s/I_{red}=(262,14/1421,16+262,14*17,79*22,789/575169,6)*10=3,69 \text{ МПа} < 0,7*R_b=8,05 \text{ МПа, де } e_{op1}=y_{sp}=y_0-a_{sp}=22,79-5=17,79 \text{ см} - \text{ексцентриситет зусилля } P(1) \text{ щодо центру тяжкості наведеного перерізу елемента, } y_s=y_0=22,789 \text{ см} - \text{відстань від центру тяжкості наведеного перерізу до найбільш стиснутої грані на стадії обтиснення.}$$

Другі втрати:

5. Втрати від усадки бетону:

$$\Delta\sigma_{sp5}=\varepsilon_{b,sh}*E_s=0,0002*190000=38 \text{ МПа,}$$

де $\varepsilon_{b,sh}=0,0002$ - Деформація усадки бетону (для бетону класу В20).

6. Втрати напруг у напруженій арматурі від повзучості бетону:

$$\Delta\sigma_{sp6}=0,8*\varphi_{b,cr}*\alpha*\sigma_{bp}/[1+\alpha*\mu_{sp}*(1+e_{0p1}*a_{sp}*A_{red}/I_{red})*(1+0,8*\varphi_{b,cr})]=0,8*2,8*6,909*3,69/[1+6,909*\mu_{sp}*(1+17,79*5*1421,16/575169,6)*(1+0,8*2,8)]=46,23 \text{ МПа},$$

де $\varphi_{b,cr}=2,8$ - Коефіцієнт повзучості бетону;

$\alpha=E_s/E_b=190000/27500=6,909$ - коефіцієнт приведення арматури до бетону;

$\mu_{sp}=A_{sp}/A=5,089/1386=0,00367$ - коефіцієнт армування.

Сумарні другі втрати $\Delta\sigma_{sp(2)}=\Delta\sigma_{sp5}+\Delta\sigma_{sp6}=38+46,23=84,23 \text{ МПа}$.

Загальні втрати $\Delta\sigma_{sp}=\Delta\sigma_{sp(1)}+\Delta\sigma_{sp(2)}=15,93+84,23=100,16 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа} \Rightarrow$

$$\Delta\sigma_{sp}=100,16 \text{ МПа} < 0,3*\sigma_{sp}=159,3 \text{ МПа} \Rightarrow$$

Загальні втрати $\Delta\sigma_{sp}=100,16 \text{ МПа}$.

Напруга з урахуванням усіх втрат:

$$\sigma_{sp2}=\sigma_{sp}-\Delta\sigma_{sp}=531-100,16=430,84 \text{ МПа}.$$

Зусилля обтиснення від напруженої арматури в розтягнутій зоні з урахуванням усіх втрат напруги:

$$P=\sigma_{sp2}*A_{sp}-\Delta\sigma_{sp(2)}*A_s=430,84*508,9-84,23*100,5=210,80 \text{ кН}.$$

Розрахунок поздовжнього ребра на міцність по похилому перерізу

Найбільша поперечна сила у опорному перерізі: $Q_{max}=47,99 \text{ кН}$.

$$N_p=0,7*P=0,7*210,802=147,561 \text{ кН/м},$$

$$N_b=1,3*R_b*A_1=1,3*11,5*54000=807300 \text{ Н/м} > N_p=147,561 \text{ кН/м} \Rightarrow$$

$$N_b=807,3 \text{ кН/м}, \text{ де } A_1=b_1*h=180*300=54000 \text{ мм}^2 \text{ - площа бетонного перерізу}$$

без урахування звисів стиснутої полиці.

$$\text{Відношення } N_p/N_b=147,561/807,3=0,183.$$

Визначимо коефіцієнт φ_n :

$$\varphi_n=1+3*N_p/N_b-4*(N_p/N_b)^2=1+3*0,183-4*(0,183)^2=1,415, \text{ тоді}$$

$$M_b=1,5*\varphi_n*R_{bt}*b_1*h_0^2=1,5*1,415*0,9*180*0,25^2=21,49 \text{ кН*м}.$$

$$q_1=P-0,5*P_v=16,380-0,5*7,200=12,780 \text{ кН/м}.$$

$$Q_{b1}=2*(M_b*q_1)^{0,5}=2*(21,49*12,780)^{0,5}=33,142 \text{ кН} < 2*M_b/h_0-Q_{max}=2*21,49/0,25-47,99=123,894 \text{ кН}.$$

Інтенсивності хомутив при $Q_{b1} < 2 \cdot M_b / h_0 - Q_{\max}$:

$$q_{sw} = (Q_{\max} - Q_{b1}) / (1.5 \cdot h_0) = (47,99 - 33,142) / (1.5 \cdot 0,25) = 39,605 \text{ кН/м.}$$

$$\varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b_1 \cdot h_0 = 1,415 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 0,25 = 57,30 \text{ кН.}$$

$$Q_{b1} = 33,142 \text{ кН} < \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b_1 \cdot h_0 = 1,415 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 0,25 = 57,30 \text{ кН.} \Rightarrow$$

при $Q_{b1} < \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b_1 \cdot h_0$ приймаємо

$$q_{sw} = (Q_{\max} - Q_{b,\min} - 3 \cdot h_0 \cdot q_1) / (1.5 \cdot h_0) = (47,99 - 28,648 -$$

$$3 \cdot 0,25 \cdot 12,780) / (1.5 \cdot 0,25) = 26,028 \text{ кН/м, де}$$

$$Q_{b,\min} = 0,5 \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b_1 \cdot h_0 = 0,5 \cdot 1,415 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 0,25 = 28,648 \text{ кН.}$$

Отже, $q_{sw} = 26,028 \text{ кН/м.}$

$$q_{sw} = 26,028 \text{ кН/м} < 0,25 \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b_1 = 0,25 \cdot 1,415 \cdot 0,9 \cdot 180 = 57,296 \text{ кН/м}$$

Оскільки $q_{sw} < 0,25 \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b_1$ тоді:

$$q_{sw} = (Q_{\max} / h_0 + 8 \cdot q_1) / 1.5 - [((Q_{\max} / h_0 + 8 \cdot q_1) / 1.5)^2 - (Q_{\max} / (1.5 \cdot h_0))^2]^{0.5} =$$

$$= (47,99 / 0,25 + 8 \cdot 12,780) / 1.5 - [((47,99 / 0,25 + 8 \cdot 12,780) / 1.5)^2 -$$

$$(47,99 / (1.5 \cdot 0,25))^2]^{0.5} = 47,507 \text{ кН/м.}$$

$$(Q_{\max} / h_0 - 3 \cdot q_1) / 3.5 = (47,99 / 0,25 - 3 \cdot 12,780) / 3.5 = 43,895 \text{ кН/м.}$$

$$q_{sw} = 47,507 \text{ кН/м} > (Q_{\max} / h_0 - 3 \cdot q_1) / 3.5 = 43,895 \text{ кН/м} \Rightarrow$$

$$q_{sw} = 47,507 \text{ кН/м.}$$

Остаточнo отримаємо $q_{sw} = 47,507 \text{ кН/м.}$

Кроки хомутив у опори S1 та в прольоті S2 повинні бути:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_1 \leq 0,5 \cdot h_0 = 0,5 \cdot 250 = 125 \text{ мм,} \\ S_1 \leq 300 \text{ мм,} \\ S_2 \leq 0,75 \cdot 250 = 0,75 \cdot 250 = 187,5 \text{ мм,} \\ S_2 \leq 500 \text{ мм.} \end{array} \right.$$

Крок хомутив, що враховуються в розрахунку, повинен бути не більшим за значення:

$$S_{w,\max} = \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b_1 \cdot h_0^2 / Q_{\max} = 1,415 \cdot 0,9 \cdot 180 \cdot 0,25^2 / 47,99 = 298,5 \text{ мм.}$$

Приймаємо крок хомутив у опори $S_1 = 100 \text{ мм}$, у прольоті $S_2 = 150 \text{ мм}$.

Необхідна площа поперечної арматури $A_{sw} = q_{sw} \cdot S_1 / R_{sw} = 47,507 \cdot 100 / 260 = 18,27 \text{ мм}^2$.

Приймаємо у поперечному перерізі 2 хомути діаметром 4 мм ($A_{sw} = 25,1 \text{ мм}^2$).

Фактичні інтенсивності зусиль, що сприймаються хомутами у опори і в прольоті:

$$q_{sw1} = R_{sw} * A_{sw} / S_1 = 260 * 25,1 / 100 = 65,345 \text{ кН/м};$$

$$q_{sw2} = R_{sw} * A_{sw} / S_2 = 260 * 25,1 / 150 = 43,563 \text{ кН/м}.$$

Визначимо довжину ділянки з найбільшою інтенсивністю хомутив q_{sw1} .

$$\Delta q_{sw} = 0,75 * (q_{sw1} - q_{sw2}) = 0,75 * (65,345 - 43,563) = 16,336 \text{ кН/м} > q_1 = 12,780 \text{ кН/м}.$$

$$\Delta q_{sw} \geq q_1 \Rightarrow \text{довжина ділянки з інтенсивністю хомутив } q_{sw1}$$

$$l_1 = (Q_{max} - (Q_{b.min} + 1.5 * q_{sw2} * h_0)) / q_1 - 2 * h_0 = (47,99 - (28,648 + 1.5 * 43,563 * 0,25)) / 12,780 - 2 * 0,25 = 0 \text{ м};$$

$$\text{де } Q_{b.min} = 0,5 * \varphi_n * R_{bt} * b_1 * h_0 = 0,5 * 1,415 * 0,9 * 180 * 0,25 = 28,648 \text{ кН}.$$

Приймаємо довжину приопорної ділянки з кроком хомутив S_1 - $l_1 = 0$ мм.

Прийmemo випуск подовжньої арматури 15 мм, відстань від краю подовжньої арматури до торця плити внизу 120 мм, тоді сумарна довжина приопорної ділянки з кроком хомутив S_1 і випуску подовжньої арматури з відстанню від краю подовжньої арматури до торця дорівнює:

$$l_{1y}' = 0 + 15 + 120 = 135 \text{ мм}.$$

Довжина ділянки з кроком хомутив S_2 :

$$l_2 = l_{пл} - 2 * l_{1y}' = 5970 - 2 * 135 = 5700 \text{ мм}.$$

Кількість кроків поперечної арматури всередині плити:

$$n_2 = l_2 / S_2 = 5700 / 150 = 38.$$

Каркас КРЗ подовжнього ребра плити покриття зображено малюнку 4.8.

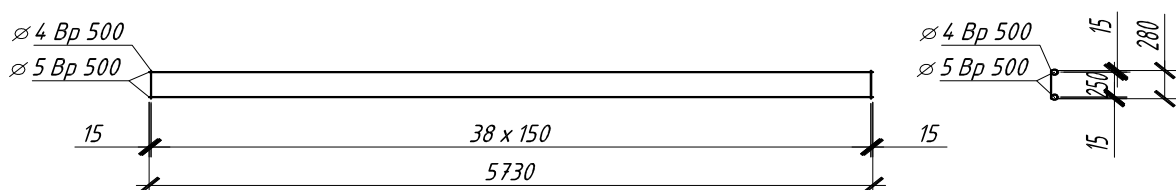


Рисунок 2.8 - Каркас КРЗ подовжнього ребра плити покриття

Розрахунок плити за другою групою граничних станів

Нормативне довготривале навантаження:

$$P_{nl} = (g^{пок.н} - V^{пок.н}_{кр}) * b_f' = (4,3 - 2,4/2) * 3 = 9,30 \text{ кН/м}.$$

Гранично-допустимий прогин плити:

$$f_u = 1/200 * l_p = 1/200 * 5,86 = 0,0293 \text{ м.}$$

Вихідні дані для виконання розрахунку зведені до таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Вихідні дані для розрахунку.

N п/п	Вихідна величина	Позначення	Розмірність	Значення
1	Маса 1 м ² плити	$g_{пл}$	кг	160
2	Розрахункове погонне навантаження	P	кН/м	16,38
3	Нормативне погонне навантаження	P_n	кН/м	12,90
4	Нормативне довготривале навантаження	P_{nl}	кН/м	9,30
5	Ширина ребра плити	b	м	0,21
6	Ширина стисненої полиці плити	b_f'	м	3
7	Висота стисненої полиці плити	h_f'	м	0,03
8	Ширина розтягнутої полиці плити	b_f	м	0,21
9	Висота розтягнутої полиці плити	h_f	м	0
10	Висота плити	h	м	0,3
11	Розрахунковий проліт плити	l_p	м	5,86
12	Довжина майданчика спирання плити	$L_{оп}$	м	0,11
13	Відстань від торця до місця стропування петель	$L_{пет}$	м	0,075
14	Клас бетону			20
15	Передатна міцність бетону	R_{bp}	МПа	14
16	Розрахунковий опір напруженої арматури	R_{sp}	МПа	590
17	Початкова напруга в напруженій арматурі	σ_{sp}	МПа	531
18	Модуль пружності стиснутої арматури	E_s	МПа	200000
19	Модуль пружності арматури, що напружується.	E_{sp}	МПа	190000
20	Площа стиснутої арматури	A_s'	м ²	0,00010 05
21	Площа напруженої арматури	A_{sp}	м ²	0,00050 89
22	Діаметр напруженої арматури	D	мм	18
23	Відстань від ц. стиснутої арм. до верхньої грані	A'	м	0,025
24	Відстань від центру ваги арматури, що напружується, до нижньої грані плити	a	м	0,05
25	Відстань від центру ваги нижнього ряду напруженої арматури до нижньої грані плити	A_1	м	0,05
26	Гранично-допустимий прогин плити	f_u	м	0,0293

Перевірка міцності бетону плити в стадії попереднього обжиму

Максимальне напруження, що стискає менше гранично допустимих

$$СВРМ/ВРР = 0,706 < 0,95$$

Розрахунок тріщиностонності середнього перерізу плити.

Розрахунок по розкритті тріщин

Недовга ширина розкриття тріщин $ACRC,L = 0.00000$ мм Тривала ширина розкриття тріщин $ACRC = 0,06465$ мм.

Гранично допустимі ширини розкриття тріщин:

Умови експлуатації класи напруженої арматури:

конструкцій: А400, А600 А800, А1000, К1400, К1500:

у закритому приміщенні: $ACRC1 = 0.4$, $ACRC1 = 0.3$, $ACRC2,U = 0.3$: $ACRC2,U = 0.2$

на відкритому повітрі: $ACRC1 = 0.4$, $ACRC1 = 0.2$, $ACRC2,U = 0.3$, $ACRC2,U = 0.1$.

Розрахунок плити за деформаціями

Жорсткість плити забезпечена

$$F = -0,123017 < F_U = 0,0293$$

.2 Проектування кроквяної сегментної ферми

.2.1 Вихідні дані для розрахунку

Проліт ферми - $L = 24$ м;

Крок колон - $a = 6$ м;

Плити покриття - 3×6 м;

Район будівництва - м. Луцьк.

.2.2 Матеріали

Приймаємо як попередньо напружену арматуру канати класу К1400, як ненапружену арматуру гарячекатану стрижневу арматуру класу А400 та бетон класу В30. Як конструктивну арматуру приймаємо стрижневу арматуру А240 та дротяну арматуру Вр500.

Характеристики напруженої арматури - канатів класу К1400:

$$R_{sp,ser} = 1400 \text{ МПа}; R_{sp} = 1170 \text{ МПа}; E_{sp} = 180000 \text{ МПа}.$$

Характеристики ненапруженої арматури класу А400:

$$R_s = 355 \text{ МПа}; R_{sc} = 355 \text{ МПа}; R_{sw} = 285 \text{ МПа}; E_s = 200000 \text{ МПа}.$$

Характеристики бетону класу В30:

$$R_{bt.ser} = 1.75 \text{ МПа}; R_{b.ser} = 22 \text{ МПа}; R_{bt} = 1.15 \text{ МПа}; R_b = 17 \text{ МПа}; \gamma_{b2} = 0.9; E_b = 32500 \text{ МПа}.$$

.2.3 Статичний розрахунок

Нормативні навантаження

Нормативне навантаження від ваги покриття розраховане у таблиці 2.1 і дорівнює $q_n = 2,62 \text{ кН/м}^2$.

Навантаження від власної ваги ферми 2ФС24-3:

$$q_{\phi.ser} = G_p * g / (L * a),$$

$$q_{\phi.ser} = 11200 * 9,81 / (24 * 6 * 1000) = 0,763 \text{ кН/м}^2.$$

Нормативне короткочасне снігове навантаження на 1 м^2 поверхні покриття:

$$S_{ser} = S_0 * 0,7 * \mu_1, \text{ де } \mu_1 = 1 - \text{ частка короткочасного навантаження.}$$

$$S_{ser} = 2,4 * 0,7 * 1 = 1,68 \text{ кН/м}^2.$$

Нормативне тривале снігове навантаження:

$$S_{l.ser} = S_{ser} * k, \text{ де } k = 0,5 - \text{ частка тривалого навантаження.}$$

$$S_{l.ser} = 1,68 * 0,5 = 0,84 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункові навантаження

Розрахункове навантаження від ваги покриття розраховане в таблиці 2.1 і дорівнює $q = 3,06 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункове навантаження від власної ваги ферми: $q_{\phi} = q_{\phi.ser} * \gamma_f$,

$$q_{\phi} = 0,763 * 1,1 = 0,84 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункове короткочасне снігове навантаження: $S = 2,4 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункове тривале снігове навантаження: $S_l = S * k$, де $k = 0,5$ - частка тривалого навантаження.

$$S_l = 2,4 * 0,5 = 1,2 \text{ кН/м}^2.$$

Вузлові (зосереджені) навантаження:

- нормативні:

$$P_{n.ser} = 2,62 * 6 * 3 = 47,16 \text{ кН};$$

$$P_{\phi.ser} = 0,763 * 6 * 3 = 13,73 \text{ кН};$$

$$P_{s,ser} = 1,68 * 6 * 3 = 30,24 \text{ кН};$$

$$P_{sl,ser} = 0,84 * 6 * 3 = 15,12 \text{ кН};$$

- розрахункові:

$$P_n = 3,06 * 6 * 3 = 55,08 \text{ кН};$$

$$P_\phi = 0,84 * 6 * 3 = 15,12 \text{ кН};$$

$$P_s = 2,4 * 6 * 3 = 43,2 \text{ кН};$$

$$P_{sl} = 1,2 * 6 * 3 = 21,6 \text{ кН}.$$

Нормативне та розрахункове навантаження від власної ваги покриття з урахуванням ваги ферми:

$$P_{ser} = P_{n,ser} + P_{\phi,ser},$$

$$P = P_n + P_\phi,$$

$$P_{ser} = 47,16 + 13,73 = 60,89 \text{ кН},$$

$$P = 55,08 + 15,12 = 70,2 \text{ кН}.$$

Геометрична схема ферми зображена на рисунку 2.9, розрахунок зусиль в елементах ферми від постійного та тимчасового (снігового) навантажень наведено в таблиці 2.3.

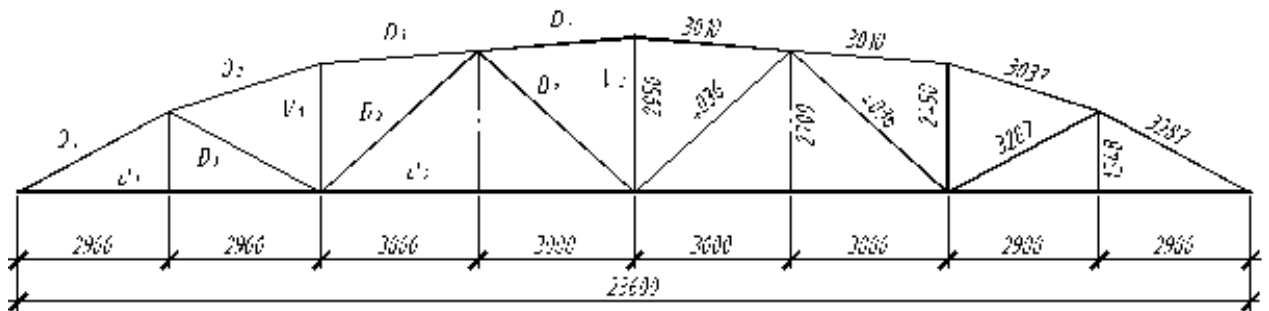


Рисунок 2.9 - Геометрична схема ферми

Таблиця 2.3 - Розрахунок зусиль в елементах ферми від постійного та тимчасового навантажень

Стрижні ферми	Позн	Зусилля від одиничного навантаження			Зусилля від навантаження, кН							Зусилля від поєднань навантажень, кН					
		на чверть прольоту	на половину прольоту	на весь проліт	власної ваги 70,2	снігове						власна вага + снігове короткочасне 113,4			власна вага + снігове тривале 91,8		
						короткочасне 43,2			тривале 21,6			на чверть прольоту	на половину прольоту	на весь проліт	на чверть прольоту	на половину прольоту	на весь проліт
						на чверть прольоту	на половину прольоту	на весь проліт	на чверть прольоту	на половину прольоту	на весь проліт						
ВП	O1	-2,65	-5,37	-7,49	-412,42	-114,48	-231,98	-323,57	-57,24	-115,99	-161,78	-300,51	-608,96	849,37	-243,27	-492,97	-687,58
	O2	-1,90	-4,99	-7,43	-446,69	-82,08	-215,57	-320,98	-41,04	-107,78	-160,49	-215,46	-565,87	-842,56	-174,42	-458,08	-682,07
	O3	-1,86	-4,84	-7,20	-432,86	-80,35	-209,09	-311,04	-40,18	-104,54	-155,52	-210,92	-548,86	-816,48	-170,75	-444,31	-660,96
	O4	-1,01	-4,03	-8,04	-483,36	-43,63	-174,10	-347,33	-21,82	-87,05	-173,66	-114,53	-457,00	911,74	-92,72	-369,95	-738,07
НП	U1	2,33	4,76	6,64	399,20	100,66	205,63	286,85	50,33	102,82	143,42	264,22	539,78	752,98	213,89	436,97	609,55
	U2	1,33	4,84	8,11	487,57	57,46	209,09	350,35	28,73	104,54	175,18	150,82	548,86	919,67	122,09	444,31	744,50
Р	D1	-0,57	0,09	0,62	37,27	-24,62	3,89	26,78	-12,31	1,94	13,39	-64,64	10,21	70,31	-52,33	8,26	56,92
	D2	-0,15	-0,90	-2,13	-128,06	-6,48	-38,88	-92,02	-3,24	-19,44	-46,01	-17,01	-102,06	-241,54	-13,77	-82,62	-195,53
	D3	-0,44	-1,13	-0,13	-7,82	-19,01	-48,82	-5,62	-9,50	-24,41	-2,81	-49,90	-128,14	-14,74	-40,39	-103,73	-11,93
З	V1	-0,14	0,04	0,60	36,07	-6,05	1,73	25,92	-3,02	0,86	12,96	-15,88	4,54	68,04	-12,85	3,67	55,08
	V2	0,13	0,12	0,23	13,83	5,62	5,18	9,94	2,81	2,59	4,97	14,74	13,61	26,08	11,93	11,02	21,11

Нормативне повне та тривале зусилля визначаємо лише в найбільш розтягнутих елементах для розрахунку по другій групі граничних станів:

- нижній пояс:

$$U_{2,ser} = N_{ser} = (47,16 + 13,73 + 30,24) * 8,11 = 739,06 \text{ кН,}$$

$$U_{2l,ser} = N_{l,ser} = (47,16 + 13,73 + 15,12) * 8,11 = 616,44 \text{ кН;}$$

- розкіс:

$$D_{1,ser} = N_{ser} = (47,16 + 13,73 + 30,24) * 0,62 = 56,5 \text{ кН,}$$

$$D_{1l,ser} = N_{l,ser} = (47,16 + 13,73 + 15,12) * 0,62 = 47,13 \text{ кН.}$$

2.2.4 Розрахунок нижнього поясу

Розрахунок за першою групою граничних станів

Перетин нижнього поясу $h * b = 300 * 250$ мм.

Найбільше розрахункове зусилля у нижньому поясі $U_2 = N = 919,67$ кН.

Згинальний момент, що виникає від власної ваги поясу, що розраховується:

$$M_2 = 0,02 * (P + P_s),$$

$$M_2 = 0,02 * (70,2 + 43,2) = 2,27 \text{ кН*м.}$$

Ексцентриситет сили N щодо центру тяжкості перерізу:

$$e_0 = M_2 / N,$$

$$e_0 = 2,27 / 919,67 = 0,00247 \text{ м.}$$

$e_0 < h / 2 - a = 0,3 / 2 - 0,06 = 0,09 \text{ м} > 0,00247 \text{ м}$, отже, сила N прикладена між рівнодіючими зусиллями в арматурі S і S' .

Необхідна площа перерізу арматури:

$$A_{sp}' = N * e / (\gamma_{sb6} * R_{sp} * (h_0 - a')),$$

$$A_{sp} = N * e' / (\gamma_{sb6} * R_{sp} * (h_0 - a')),$$

де γ_{sb6} - коефіцієнт умов роботи арматури рівний 1,15,

$$e = h / 2 - a' - e_0 = 30 / 2 - 6 - 0,247 = 8,75 \text{ см,}$$

$$e' = h / 2 - a' + e_0 = 30 / 2 - 6 + 0,247 = 9,25 \text{ см,}$$

$$h_0 = h - a' = 30 - 6 = 24 \text{ см,}$$

$$A_{sp}' = 919,67 * 10 * 8,75 / (1,15 * 1170 * (24 - 6)) = 3,32 \text{ см}^2,$$

$$A_{sp} = 919,67 * 10 * 9,25 / (1,15 * 1170 * (24 - 6)) = 3,51 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $\emptyset 15$ К1400, $A_{sp} = A_{sp}' = 1,39 \text{ см}^2$, тоді число канатів:

$$n' = 3,32 / 1,39 = 2,4; n = 3,51 / 1,39 = 2,5.$$

Приймаємо симетричну арматуру, що напружується.: 6 $\emptyset 15$ К1400 з площею поперечного перерізу арматури $A_{sp} = A_{sp}' = 4,17 \text{ см}^2$.

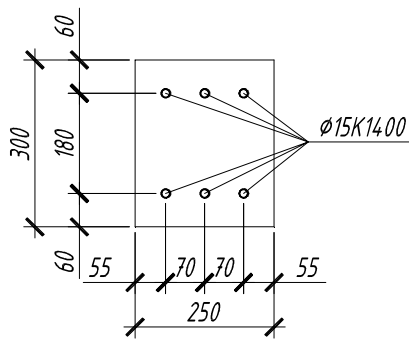


Рисунок 2.10 - Розташування напружених стрижнів у нижньому поясі ферми

Розрахунок за другою групою граничних станів

Визначення попереднього напруження напруженої арматури, розрахункових зусиль у нижньому поясі, площі наведеного поперечного перерізу

Попереднє напруження в напруженій арматурі класу К1400:

$$0,3 * R_{sp,ser} \leq \sigma_{sp} \leq 0,8 * R_{sp,ser},$$

$$0,3 * 1400 = 420 \text{ МПа} \leq \sigma_{sp} \leq 0,8 * 1400 = 1120 \text{ МПа..}$$

Приймаємо $\sigma_{sp} = 1120 \text{ МПа..}$

Передавальна міцність бетону в момент відпуску арматури призначається з умов:

$$\begin{cases} R_{bp} \geq 15 \text{ МПа;} \\ R_{bp} \geq 0,5 * B, \end{cases}$$

$$\begin{cases} R_{bp} \geq 15 \text{ МПа;} \\ R_{bp} \geq 0,5 * 30 = 15 \text{ МПа.} \end{cases}$$

Приймаємо $R_{bp} = 0,7 * 30 = 21 \text{ МПа..}$

Розрахункові зусилля в нижньому поясі:

$$U_{2,ser} = N_{ser} = 739,06 \text{ кН,}$$

$$U_{2l,ser} = N_{l,ser} = 616,44 \text{ кН;}$$

$$M_{2,ser} = 0,02 * (60,89 + 30,24) = 1,82 \text{ кН*м,}$$

$$M_{2l,ser} = 0,02 * (60,89 + 15,12) = 1,52 \text{ кН*м.}$$

Площа наведеного поперечного перерізу:

$$A_{red} = A_b + \alpha * A_{sp} + \alpha * A_{sp}',$$

де A_b – площа перерізу бетону;

α – коефіцієнтом приведення арматури до бетону: $\alpha = E_{sp} / E_b,$

A_{sp}, A_{sp}' – площа перерізу напруженої арматури.

$$\alpha = 180000 / 32500 = 5,54.$$

$$A_{red} = 30 * 25 + 5,54 * 4,17 + 5,54 * 4,17 = 796,2 \text{ см}^2.$$

Перші втрати

1) Втрати від релаксації напруги арматури для арматури класу K1400 при механічному способі натягу: $\Delta\sigma_1 = (0,22 * \sigma_{sp} / R_{sp,ser} - 0,1) * \sigma_{sp}$,

$$\Delta\sigma_1 = (0,22 * 1120 / 1400 - 0,1) * 1120 = 85,12 \text{ МПа}.$$

2) Втрати від температурного перепаду $\Delta t = 65^\circ$ при тепловій обробці бетону:

$$\Delta\sigma_2 = 1,25 * \Delta t,$$

$$\Delta\sigma_2 = 1,25 * 65 = 81,25 \text{ МПа}$$

3) Втрати від деформації сталевих форм (упорів) при неодноточасному натягу арматури на форму:

$$\Delta\sigma_3 = 30 \text{ МПа}.$$

4) Втрати від деформації анкерів, які розташовані у натяжних пристроях $\Delta\sigma_4 = \Delta l * E_{sp} / l$, $\Delta\sigma_4 = 2 * 180000 / 24000 = 15 \text{ МПа}.$

Сума перших втрат: $\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 + \Delta\sigma_4$,

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = 85,12 + 81,25 + 30 + 15 = 211,37 \text{ МПа}.$$

в) Другі втрати

1) Втрати від усадки бетону: $\Delta\sigma_5 = \epsilon_{b,sh} * E_{sp}$,

де $\epsilon_{b,sh}$ - деформація усадки бетону, що приймається рівною для бетону класу В35 і нижче 0,0002.

$$\Delta\sigma_5 = 0,0002 * 180000 = 36 \text{ МПа}.$$

2) Втрати напруг у розглянутій напруженій арматурі (S або S') від повзучості бетону:

$$\Delta\sigma_6 = 0,8 * \varphi_{b,cr} * \alpha * \sigma_{bp} / [1 + \alpha * \mu_{sp} * (1 + e_{0p1} * a_{sp} * A_{red} / I_{red}) * (1 + 0,8 * \varphi_{b,cr})],$$

де $\varphi_{b,cr} = 2,3$ – коефіцієнт повзучості для бетону класу В30 за нормальної вологості повітря;

μ_{sp} - Коефіцієнт армування, рівний:

$$\mu_{sp} = A_{sp} / A,$$

де A і A_{sp} - площі поперечного перерізу відповідно елемента і аналізованої арматури (A_{sp} і A'_{sp});

$$\mu_{sp} = 8,34 / (30 * 25) = 0,01112.$$

σ_{bp} – напруга в бетоні на рівні центру ваги аналізованої напруженої арматури, що визначається за наведеним перерізом згідно з формулою:

$$\sigma_{bp} = P_{(1)} / A_{red} + P_{(1)} * e_{0p1} * y_s / I_{red},$$

де $P_{(1)}$ - Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням перших втрат:

$$P_{(1)} = (A_{sp} + A'_{sp}) * (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}),$$

$$P_{(1)} = (4,17 + 4,17) * (1120 - 211,37) / 10 = 757,8 \text{ кН.}$$

e_{0p1} – ексцентриситет зусилля $P_{(1)}$ щодо центру ваги наведеного перерізу елемента дорівнює 0, оскільки $y_{sp} = y'_{sp}$.

$$\sigma_{bp} = 757,8 * 10 / 796,2 = 9,52 \text{ МПа} < 0,9 * R_{bp} = 0,9 * 21 = 18,9 \text{ МПа.}$$

$\Delta\sigma_6 = 0,8 * 2,3 * 5,54 * 9,52 / [1 + 5,54 * 0,01112 * 1 * (1 + 0,8 * 2,3)] = 82,59$
МПа.

Сума других втрат: $\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_5 + \Delta\sigma_6$, $\Delta\sigma_{sp(2)} = 36 + 82,59 = 118,59$ МПа.

г) Визначення зусилля обтиснення бетону

Сумарні втрати напружень: $\Delta\sigma_{sp} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp(2)}$, $\Delta\sigma_{sp} = 211,37 + 118,59 = 329,96$ МПа.

Перевіримо виконання умови: $100 \text{ (МПа)} < \Delta\sigma_{sp} < 0,35 * \sigma_{sp}$,

$$100 \text{ МПа} < \Delta\sigma_{sp} = 329,96 \text{ МПа} < 0,35 * 1120 = 392 \text{ МПа} \Rightarrow \Delta\sigma_{sp} = 329,96 \text{ МПа.}$$

Зусилля обтиснення бетону з урахуванням усіх втрат:

$$P_{(2)} = (A_{sp} + A'_{sp}) * (\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}),$$

$$P_{(2)} = (4,17 + 4,17) * (1120 - 329,96) / 10 = 658,89 \text{ кН.}$$

З урахуванням $\gamma_{sp} = 0,9$ зусилля обтиснення бетону:

$$P_{(2)} = 0,9 * 658,89 = 593 \text{ кН.}$$

д) Розрахунок за утворенням тріщин

Розрахунок позацентрово розтягнутих елементів за утворенням тріщин проводиться з умови: $M \leq M_{crс}$,

де M - згинальний момент від зовнішнього навантаження:

$$M = N_{ser} * (e_0 + r), e_0 = M_{2,ser} / N_{ser}, e_0 = 1,82 / 739,06 = 0,0025 \text{ м,}$$

r - Відстань від центру ваги наведеного перерізу до ядрової точки:

$$r = W_{\text{red}} / A_{\text{red}},$$

W_{red} -момент опору наведеного перерізу для крайнього розтягнутого волокна, який визначається як для пружного тіла за формулою:

$$W_{\text{red}} = 2 * I_{\text{red}} / h, I_{\text{red}} = b * h^3 / 12 + \alpha * I_s,$$

$$I_{\text{red}} = 25 * 30^3 / 12 + 5,54 * 6 * 1,39 * (30 / 2 - 6)^2 = 59992,5 \text{ см}^4,$$

$$W_{\text{red}} = 2 * 59992,5 / 30 = 3999,5 \text{ см}^3, r = 3999,5 / 796,2 = 5,02 \text{ см},$$

$$M = 739,06 * (0,0025 + 0,0502) = 38,95 \text{ кН*м};$$

$M_{\text{срсз}}$ -згинальний момент, що сприймається нормальним перерізом елемента при утворенні тріщин:

$$M_{\text{срсз}} = \gamma * W_{\text{red}} * R_{\text{bt,ser}} + P_{(2)} * (e_{0p} + r),$$

γ – коефіцієнт дорівнює 1,3 для прямокутного перерізу;

e_{0p} - ексцентриситет зусилля обтиснення $P(2)$ щодо центру тяжкості наведеного перерізу $e_{0p} = 0$.

$$M_{\text{срсз}} = 1,3 * 3999,5 * 1,15 / 1000 + 658,89 * 0,0502 = 39,05 \text{ кН*м}.$$

$M = 38,95 \text{ кН*м} < M_{\text{срсз}} = 39,05 \text{ кН*м} \Rightarrow$ тріщини у перерізах нижнього пояса не утворюються.

.2.5 Розрахунок верхнього поясу

Переріз верхнього поясу $h * b = 280 * 250 \text{ мм}$.

Найбільші стискаючі зусилля та момент у верхньому поясі:

$$O_3 = N = 911,74 \text{ кН}; O_{3,1} = N_1 = 738,07 \text{ кН}; M_3 = M_{3,1} = 0.$$

Розрахункова довжина в площині та з площини ферми: $l_0 = 0,9 * l$,

$$l_0 = 0,9 * 301 = 271 \text{ см}.$$

При гнучкості поясу $l_0 / h = 271 / 28 = 9,68 > 4$ слід враховувати вплив прогину поясу на величину згинального моменту.

1) Згинальні моменти щодо осі арматури:

$$M_1 = M_3 + 0,5 * N * (h_0 - a'), M_{11} = M_{31} + 0,5 * N_1 * (h_0 - a'),$$

$$h_0 = h - a_3, h_0 = 0,28 - 0,035 = 0,245 \text{ м},$$

$$M_1 = 0 + 0,5 * 911,74 * (0,245 - 0,035) = 95,73 \text{ кН*м},$$

$$M_{11} = 0 + 0,5 * 738,07 * (0,245 - 0,035) = 77,49 \text{ кН*м}.$$

2) Гнучкість пояса:

$$l_0 / h = 271 / 28 = 9,68 < 10.$$

3) Згинальні моменти M_1 та M_{11} одного знака.

4) Коефіцієнт φ_1 , що враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин поясу:

$$\varphi_1 = 1 + M_{11} / M_1, \varphi_1 = 1 + 77,49 / 95,73 = 1.81 < 2.5)$$

Пояс є статично визначною конструкцією.

б) Випадкові ексцентриситети:

$$e_a = l_0 / 600, e_a = h_0 / 30,$$

$$e_a = 271 / 600 = 0,45 \text{ см}, e_a = 24,5 / 30 = 0.82 \text{ см}.$$

Приймаємо $e_0 = e_a = 0,82 \text{ см}$.

7) Коефіцієнти:

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 * l_0 / h - 0,01 * \gamma_{b2} * R_b, \delta_e = e_0 / h,$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 * 271 / 28 - 0,01 * 0,9 * 17 = 0,25, \delta_e = 0,82 / 28 = 0.029.$$

Приймаємо $\delta_e = 0,25$.

$$8) \alpha_1 = 200000 / 32500 = 6,15.$$

9) $\varphi_p = 1$, так як у верхньому поясі відсутня напружена арматура.

10) Визначимо жорсткість, прийнявши в першому наближенні поздовжню арматуру ($A_s = A_s' = 2,26 \text{ см}^2$), тоді при коефіцієнті армування $\mu = (A_s' + A_s) / (b * h_0) = (2,26 + 2,26) / (25 * 24,5) = 0,0074$:

$$D = E_b * b * h^3 * [0.0125 / (\varphi_1 * (0.3 + \delta_e)) + 0.175 * \mu * \alpha_1 * ((h_0 - a') / h)^2], D = 32500 * 25 * 28^3 * [0.0125 / (1,81 * (0,3 + 0,25)) + 0.175 * 0,0074 * 6,15 * ((24,5 - 3,5) / 28)^2] / 100000 = 3037 \text{ кН*м}.$$

Умовна критична сила:

$$N_{cr} = \pi^2 * D / l_0^2, N_{cr} = \pi^2 * 3037 / 2,71^2 = 4081 \text{ кН}.$$

$$N = 911,74 \text{ кН} < N_{cr} = 4081 \text{ кН}.$$

11) Коефіцієнт: $\eta = 1 / (1 - N / N_{cr})$, $\eta = 1 / (1 - 911,74 / 4081) = 1,29$.

12) Відстань від зусилля N до арматури:

$$e = \eta * e_0 + 0,5 * (h_0 - a'), e = 1,29 * 0,82 + 0,5 * (24,5 - 3,5) = 11,55 \text{ см}.$$

13) Відносна величина поздовжньої сили:

$$\alpha_n = N / (\gamma_{b2} * R_b * b * h_0), \alpha_n = 911,74 * 10 / (0,9 * 17 * 25 * 24,5) \\ = 0,97.$$

14) Гранична відносна висота стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = 0,8 / (1 + R_s / 700),$$

$$\xi_R = 0,8 / (1 + 355 / 700) = 0,531.$$

15) $\alpha_n = 0,97 > \xi_R = 0,531$.

16) $\delta = a' / h_0 = 3,5 / 24,5 = 0,143$.

17) $\alpha_m = N * e / (\gamma_{b2} * R_b * b * h_0^2) = 911,74 * 11,55 * 10 / (0,9 * 17 * 25 * 24,5^2) \\ = 0,46$.

18) $\alpha = (\alpha_m - \alpha_n * (1 - 0,5 * \alpha_n)) / (1 - \delta) = (0,46 - 0,97 * (1 - 0,5 * 0,97)) / (1 - 0,143) = -0,047 < 0 \Rightarrow$ приймаємо поздовжню арматуру верхнього пояса 4Ø12 А400, $A_s = A_{sc} = 2,26 \text{ см}^2$.

19) Коефіцієнт армування $\mu_1 = 0,0074$.

20) Перевіряємо умову $\mu_{\min} \leq \mu_1 \leq \mu_{\max}$,

Гнучкість $\lambda = l_0 / i = l_0 / (0,289 * h) = 271 / (0,289 * 28) = 33,5$.

$17 < \lambda = 33,5 < 35 \Rightarrow \mu_{\min} = 0,0015$.

$\mu_{\min} = 0,0015 \leq \mu_1 = 0,0074 \leq \mu_{\max} = 0,035$.

21) Діаметр поперечних стрижнів визначаємо з умов:

$$d_{sw} \geq 0,25 * d_s, d_{sw} \geq 6 \text{ мм}, d_{sw} = 0,25 * 12 = 3 \text{ мм}.$$

Приймаємо поперечні стрижні Ø6 А240.

21) Крок поперечних стрижнів обчислюємо з умов:

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 15 * d_s, \\ S \leq 500 \text{ мм}. \end{array} \right.$$
$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 15 * 12 = 180 \text{ мм}; \\ S \leq 500 \text{ мм}. \end{array} \right.$$

Остаточню приймаємо поперечні стрижні верхнього пояса Ø6 А240 із кроком $S = 150 \text{ мм}$.

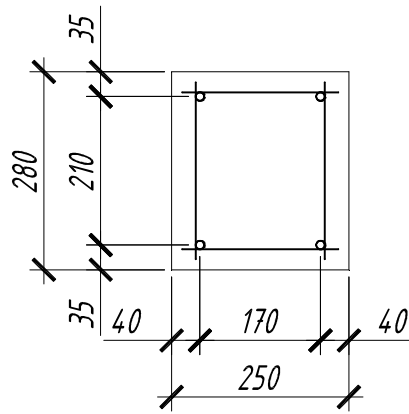


Рисунок 2.11 – Армування верхнього поясу ферми

2.6 Розрахунок розкосів

Переріз розкосів $h*b=150*150$ мм.

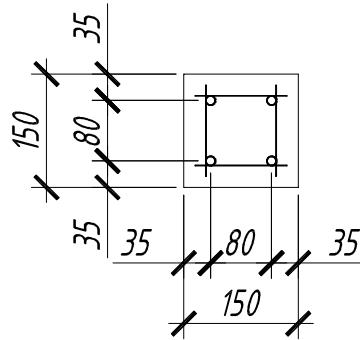


Рисунок 4.12 - Армування розкосів

Розрахунок розтягнутого розкосу D1

а) Розрахунок за міцністю

Розрахункове зусилля в розкосі $N = D_1 = 70,31$ кН.

Необхідна площа перерізу робочої поздовжньої арматури:

$$A_s = N / R_s, A_s = 70,31 * 10 / 355 = 1,98 \text{ см}^2.$$

Приймаємо з урахуванням конструктивних вимог поздовжню арматуру розтягнутого розкосу D1 4Ø12 A400 с $A_s = 4,52 \text{ см}^2$.

Крок поперечних стрижнів:

$$S \leq 15 * 12 = 180 \text{ мм}; S \leq 500 \text{ мм}.$$

Приймаємо крок поперечних стрижнів $S = 150$ мм.

Діаметр поперечних стрижнів приймаємо за умови: $d_{sw} \geq 0,25 * d_s = 0,25 *$

$$12 = 3 \text{ мм}, d_{sw} \geq 6 \text{ мм}.$$

Остаточно приймаємо поперечні стрижні розтягнутого розкошу D1 Ø6 A240
із кроком $S = 200 \text{ мм}$.

б) Розрахунок за розкриттям тріщин

Коефіцієнт армування розкошу: $\mu = A_s / b * h_0$, $\mu = 4,52 / (15 * (15 - 3,5)) = 0,026$.

Напруги в арматурі від нетривалої та тривалої дії навантажень:

$$\sigma_s = N_{ser} / A_s, \sigma_{s,l} = N_{l,ser} / A_s,$$

$$\sigma_s = 56,5 * 10 / 4,52 = 125 \text{ МПа}, \sigma_{s,l} = 47,13 * 10 / 4,52 = 104,27 \text{ МПа}.$$

Ширина розкриття нормальних тріщин:

$$a_{crc} = \varphi_1 * \varphi_2 * \varphi_3 * \psi_s * \sigma_i * l_s / E_s,$$

де σ_i - напруга в поздовжній розтягнутій арматурі в нормальному перерізі з тріщиною відповідного зовнішнього навантаження;

l_s - базова (без урахування впливу виду поверхні арматури) відстань між суміжними нормальними тріщинами: $l_s = 0,5 * A_{bt} * d_s / A_s$,

$$l_s = 0,5 * 0,5 * 15 * 15 * 1,2 / 4,52 = 14,93 \text{ см};$$

ψ_s - Коефіцієнт, що враховує нерівномірний розподіл відносних деформацій розтягнутої арматури між тріщинами; допускається приймати $\psi_s = 1$;

φ_1 - Коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження і приймається рівним:

1.0 - при нетривалій дії навантаження;

1.4 – при тривалій дії навантаження;

φ_2 - коефіцієнт, що враховує профіль поздовжньої арматури та приймається рівним 0,5 - для арматури періодичного профілю (класів А300, А400, А500, В500);

φ_3 - коефіцієнт, що враховує характер навантаження та приймається рівним 1,2 - для розтягнутих елементів.

Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження:

$$a_{crc1} = 1 * 0,5 * 1,2 * 1 * 125 * 149,3 / 200000 = 0,055 \text{ мм}.$$

Ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійного та тривалого навантажень: $a_{crc2} = 1 * 0,5 * 1,2 * 1 * 104,27 * 149,3 / 200000 = 0,047 \text{ мм}$.

Ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійного та тимчасового навантажень: $a_{\text{crc3}} = 1,4 * 0,5 * 1,2 * 1 * 104,27 * 149,3 / 200000 = 0,065$ мм.

Нетривала ширина розкриття тріщин: $a_{\text{crc}} = a_{\text{crc1}} - a_{\text{crc2}} + a_{\text{crc3}}$, $a_{\text{crc}} = 0,055 - 0,047 + 0,065 = 0,073 < 0,4$ мм.

Тривала ширина розкриття тріщин: $a_{\text{crc}} = a_{\text{crc3}} = 0,065$ мм $< 0,3$ мм.

Умови тріщиностійкості виконуються.

Розрахунок стисненого розкосу D2

Найбільші стискаючі зусилля та момент у стислому розкосі D2:

$$D_2 = N = 241,54 \text{ кН}; D_{2,1} = N_1 = 195,53 \text{ кН}; M_2 = M_{2,1} = 0.$$

Розрахункова довжина в площині та з площини ферми:

$$l_0 = 0,9 * 1, l_0 = 0,9 * 403,6 = 363,2 \text{ см.}$$

При гнучкості розкосу $l_0 / h = 363,2 / 15 = 24 > 4$ слід враховувати вплив прогину пояса на величину згинального моменту.

1) Згинальні моменти щодо осі арматури:

$$M_1 = M_3 + 0,5 * N * (h_0 - a'),$$

$$M_{11} = M_{31} + 0,5 * N_1 * (h_0 - a'),$$

$$h_0 = h - a_3, h_0 = 0,15 - 0,035 = 0,115 \text{ м,}$$

$$M_1 = 0 + 0,5 * 241,54 * (0,115 - 0,035) = 9,66 \text{ кН*м,}$$

$$M_{11} = 0 + 0,5 * 195,53 * (0,115 - 0,035) = 7,82 \text{ кН*м.}$$

2) Гнучкість розкосу: $l_0 / h = 24 > 10$.

3) Згинальні моменти M_1 та M_{11} одного знака.

4) Коефіцієнт φ_1 , що враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин розкосу:

$$\varphi_1 = 1 + M_{11} / M_1, \varphi_1 = 1 + 7,82 / 9,66 = 1,81 < 2.$$

5) Розкіс є статично визначною конструкцією.

6) Випадкові ексцентриситети:

$$e_a = l_0 / 600, e_a = h_0 / 30,$$

$$e_a = 363,2 / 600 = 0,61 \text{ см, } e_a = 0,115 / 30 = 0,004 \text{ см.}$$

Приймаємо $e_0 = e_a = 0,61$ см.

7) Коефіцієнти:

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 * l_0 / h - 0,01 * \gamma_{b2} * R_b,$$

$$\delta_e = e_0 / h,$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 * 363,2 / 15 - 0,01 * 0,9 * 17 = 0,105, \delta_e = 0,61 / 15 = 0,04.$$

Приймаємо $\delta_e = 0,105$.

$$8) \alpha_1 = 200000 / 32500 = 6,15.$$

9) $\varphi_p = 1$, так як у верхньому поясі відсутня напружена арматура.

10) Визначимо жорсткість, прийнявши в першому наближенні поздовжню арматуру 2Ø12 A400 ($A_s = A_s' = 2,26 \text{ см}^2$), тоді при коефіцієнті армування $\mu = (A_s' + A_s) / (b * h_0) = (2,26 + 2,26) / (15 * 11,5) = 0,026$:

$$D = E_b * b * h^3 * [0,0125 / (\varphi_1 * (0,3 + \delta_e)) + 0,175 * \mu * \alpha_1 * ((h_0 - a') / h)^2],$$

$$D = 32500 * 15 * 15^3 * [0,0125 / (1,81 * (0,3 + 0,105)) + 0,175 * 0,026 * 6,15 * ((11,5 - 3,5) / 15)^2] / 100000 = 411,5 \text{ кН*м}.$$

Умовна критична сила: $N_{cr} = \pi^2 * D / l_0^2$, $N_{cr} = \pi^2 * 411,5 / 3,632^2 = 307,9 \text{ кН}$.

$$N = 241,54 \text{ кН} < N_{cr} = 307,9 \text{ кН}.$$

$$11) \text{ Коефіцієнт: } \eta = 1 / (1 - N / N_{cr}), \eta = 1 / (1 - 241,54 / 307,9) = 4,64.$$

$$12) \text{ Відстань від зусилля } N \text{ до арматури: } e = \eta * e_0 + 0,5 * (h_0 - a'),$$

$$e = 4,64 * 0,61 + 0,5 * (11,5 - 3,5) = 6,83 \text{ см}.$$

$$13) \text{ Відносна величина поздовжньої сили: } \alpha_n = N / (\gamma_{b2} * R_b * b * h_0),$$

$$\alpha_n = 241,54 * 10 / (0,9 * 17 * 15 * 11,5) = 0,92.$$

14) Гранична відносна висота стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = 0,8 / (1 + R_s / 700),$$

$$\xi_R = 0,8 / (1 + 355 / 700) = 0,531.$$

$$15) \alpha_n = 0,92 > \xi_R = 0,531.$$

$$16) \delta = a' / h_0 = 3,5 / 11,5 = 0,3.$$

$$17) \alpha_m = N * e / (\gamma_{b2} * R_b * b * h_0^2) = 241,54 * 6,83 * 10 / (0,9 * 17 * 15 * 11,5^2) = 0,54.$$

$$18) \alpha = (\alpha_m - \alpha_n * (1 - 0,5 * \alpha_n)) / (1 - \delta) = (0,54 - 0,92 * (1 - 0,5 * 0,92)) / (1 - 0,3) = 0,062.$$

$$A_s = A_s' = R_b * b * h_0 * (\alpha_m - \xi * (1 - \xi / 2)) / (R_s * (1 - \delta));$$

$$\xi = (\alpha_n * (1 - \xi_R) + 2 * \alpha_s * \xi_R) / (1 - \xi_R + 2 * \alpha_s);$$

$$\alpha_s = R_s * A_s / (\gamma_{b2} * R_b * b * h_0),$$

$$\alpha_s = 355 * 2,26 / (0,9 * 17 * 15 * 11,5) = 0,304.$$

$$\xi = (0,92 * (1 - 0,531) + 2 * 0,304 * 0,531) / (1 - 0,531 + 2 * 0,304) = 0,7.$$

$$A_s = A_s' = 17 * 15 * 11,5 * (0,54 - 0,7 * (1 - 0,7 / 2)) / (355 * (1 - 0,3)) = 1,0 \text{ см}^2.$$

Приймаємо подовжню арматуру розкосу D2 2Ø12 A400, $A_s = A_{sc} = 2,26 \text{ см}^2$.

19) Коефіцієнт армування $\mu_1 = 0,026$.

20) Перевіряємо умову

$$\mu_{\min} \leq \mu_1 \leq \mu_{\max},$$

$$\text{Гнучкість } \lambda = l_0 / i = l_0 / (0,289 * h) = 363,2 / (0,289 * 15) = 83,7.$$

$$\lambda = 83,7 > 83 \Rightarrow \mu_{\min} = 0,0025. \mu_{\min} = 0,0025 \leq \mu_1 = 0,026 \leq \mu_{\max} = 0,035.$$

21) Діаметр поперечних стрижнів визначаємо з умов:

$$\left\{ \begin{array}{l} d_{sw} \geq 0,25 * d_s, \\ d_{sw} \geq 6 \text{ мм}, \end{array} \right.$$

$$d_{sw} = 0,25 * 12 = 3 \text{ мм}.$$

Приймаємо поперечні стрижні Ø6 A240.

21) Крок поперечних стрижнів обчислюємо з умов:

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 15 * d_s, \\ S \leq 500 \text{ мм}. \end{array} \right.$$

$$S \leq 15 * 12 = 180 \text{ мм}; S \leq 500 \text{ мм}.$$

Остаточню приймаємо поперечні стрижні розкосу D2 Ø6 A240 с шагом $S = 150 \text{ мм}$.

Розрахунок стисненого розкосу D3

Найбільші стискаючі зусилля та момент у стислом розкосі D3:

$$D_2 = N = 128,14 \text{ кН}; D_{2,1} = N_1 = 103,73 \text{ кН}; M_2 = M_{2,1} = 0.$$

Так як зусилля в стиснутому розкосі D3 менше ніж у розкосі D2, інші характеристики однакові і армування розкосу D2 прийнято за конструктивними вимогами, то армування розкосу D3 аналогічно армуванню розкосу D2.

.2.7 Розрахунок стійок

Так як зусилля розтягнутих стійках V1 і V2 менше ніж у розкосі D1, інші

характеристики однакові і армування розкосу D2 прийнято за конструктивними вимогами, то армування розтягнутих стійок V1 і V2 аналогічно армуванню розкосу D1.

2.8 Розрахунок вузлів

Розрахунок опорного вузла ферми (Рис. 2.13)

Опорний вузол ферми армується заздалегідь напруженою арматурою, що самоанкерується, натягнутою на упори.

Розраховуємо: а) нижній пояс на відрив у місці з'єднання з опорним вузлом; б) поперечну арматуру на міцність з умови забезпечення надійності анкерування поздовжньої арматури; в) поперечну арматуру на міцність по похилому перерізу на дію згинального моменту.

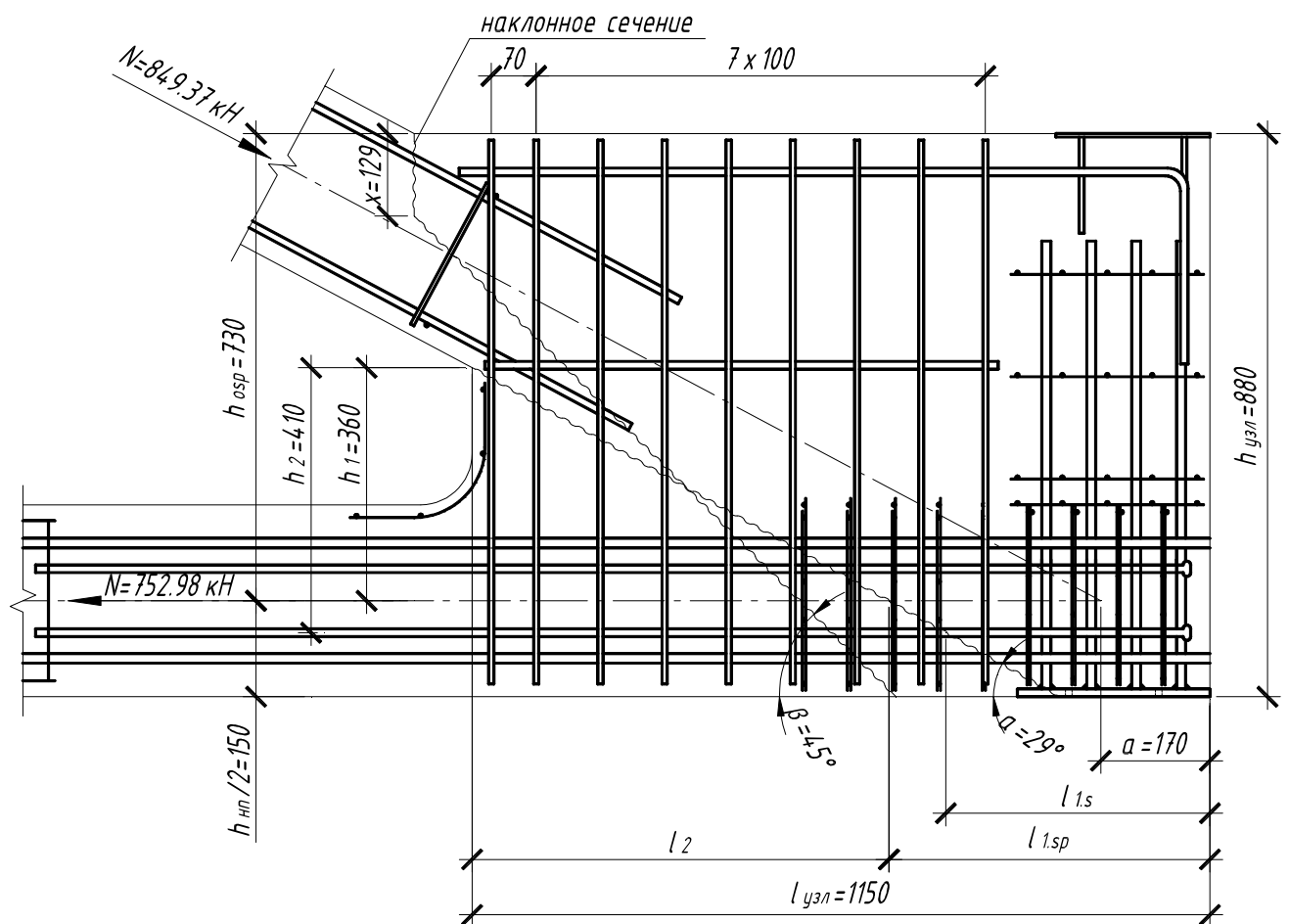


Рисунок 2.13 – Опорний вузол ферми

а) Розрахунок нижнього пояса на відрив у місці з'єднання з опорним вузлом
Розрахункове зусилля, що розтягує, в припорній панелі нижнього пояса $N =$

752,98 кН. Необхідна площа поперечного перерізу поздовжніх ненапружуваних стрижнів: $A_s = 0,2 * N / R_s$, $A_s = 0,2 * 752,98 * 10 / 355 = 4,24 \text{ см}^2$.

Приймаємо поздовжні ненапружені стрижні опорного вузла ферми 4Ø12 А400 с $A_s = 4.52 \text{ см}^2$.

б) Розрахунок поперечної арматури на міцність за умови забезпечення надійності анкерування поздовжньої арматури

Довжина закладення напруженої арматури $l_{an,sp}$ забезпечує повне використання розрахункового опір, для канатів Ø15 К1400 приймається не менше 1500 мм.

Фактична величина закладення канатів $l_{1,sp} = l_{узл} - l_2 = l_{узл} - h_1 * \text{ctg}\alpha$, де α – кут нахилу лінії тріщини до поздовжньої осі розтягнутої панелі ($\alpha = 29^\circ 30'$).

$$l_{1,sp} = 115 - 36 * 1,77 = 51,3 \text{ см.}$$

Величина закладення ненапруженої арматури, що забезпечує повне використання її розрахункового опору: $l_{an,s} = 35 * d_s$, $l_{an,s} = 35 * 1,2 = 42 \text{ см.}$

Фактична довжина закладення ненапруженої арматури:

$$l_{1,s} = l_{узл} - l_2 = l_{узл} - h_2 * \text{ctg}\alpha, l_{1,s} = 115 - 41 * 1,77 = 42,4 \text{ см.}$$

Число поперечних стрижнів у вузлі, що перетинають лінію АВ при двох каркасах $n = 9 * 2 = 18$ шт. Площа перерізу одного поперечного стрижня визначаємо за такою формулою:

$$A_{sw}^{(1)} = (N - R_{sp} * A_{sp} * l_{1,sp} / l_{an,sp} - R_s * A_s * (l_{1,s} / l_{an,s})) / (n * R_{sw} * \text{ctg}\alpha), A_{sw}^{(1)} = (752,98 * 10 - 1170 * 4,17 * 2 * 51,3 / 150 - 355 * 4,52 * 42,4 / 42) / (18 * 285 * 1,77) = 0,28 \text{ см}^2.$$

в) Розрахунок поперечної арматури на міцність по похилому перерізу на дію згинального моменту

Зусилля у приопорній панелі верхнього пояса $N = 849,37 \text{ кН.}$

Відстань від верхньої грані вузла до центру тяжкості арматури, що напружується і ненапружується: $h_{o,s} \approx h_{o,sp} = h_{узл} - h_{ни} / 2$, $h_{o,s} = 88 - 30 / 2 = 73 \text{ см.}$

Відстань від торця ферми до точки перетину осей верхнього та нижнього поясів $a = 17 \text{ см.}$

Висота стиснутої зони бетону: $x = (R_{sp} * A_{sp} * l_{1,sp} / l_{an,sp} + R_s * A_s) / (\gamma_{b2} * R_b *$

$$b), x = (1170 * 2 * 4,17 * 51,3 / 150 + 355 * 4,52) / (0,9 * 17 * 25) = 12,9 \text{ см}$$

$$z_x = 0,6 * h_{o,sp}, z_x = 0,6 * 73 = 43,8 \text{ см.}$$

Необхідна площа поперечного перерізу одного стрижня:

$$A_{sw}^{(2)} = [N * (l_{yзл} - a) * \sin\beta - R_{sp} * A_{sp} * (l_{1,sp} / l_{an,sp}) * (h_{o,sp} - x / 2) - R_s * A_s * (l_{1,s} / l_{an,s}) * (h_{o,sp} - x / 2)] / (n * R_{sw} * z_x),$$

$$A_{sw}^{(2)} = [849,37 * 10 * (115 - 17) * 0,5 - 1170 * 2 * 4,17 * (51,3 / 150) * (73 - 12,9 / 2) - 355 * 4,52 * (42,4 / 42) * (73 - 12,9 / 2)] / (18 * 285 * 43,8) = 0,38 \text{ см}^2.$$

Приймаємо поперечні стрижні в опорному вузлі $\varnothing 8$ A400, $A_{sw} = 0,502 \text{ см}^2$.

Для запобігання руйнації від зусиль, що розтягують, вузол повинен мати поперечні стрижні, що приварюються до закладної деталі з площею перерізу

$$A_{s,o} = \mu_0 * N / R_s, \text{ де } \mu_0 - \text{емпіричний коефіцієнт.}$$

$$A_{s,o} = 0,2 * 752,98 * 10 / 355 = 4,24 \text{ см}^2.$$

Приймаємо поперечні стрижні опорної заставної деталі $4\varnothing 12$ A400 с $A_s = 4,52 \text{ см}^2$.

Розрахунок проміжних вузлів ферми

Розрахунок проведемо для вузла з найбільшими зусиллями - вузол верхнього пояса з сусіднім розкосом D1 (Рис. 2.14).

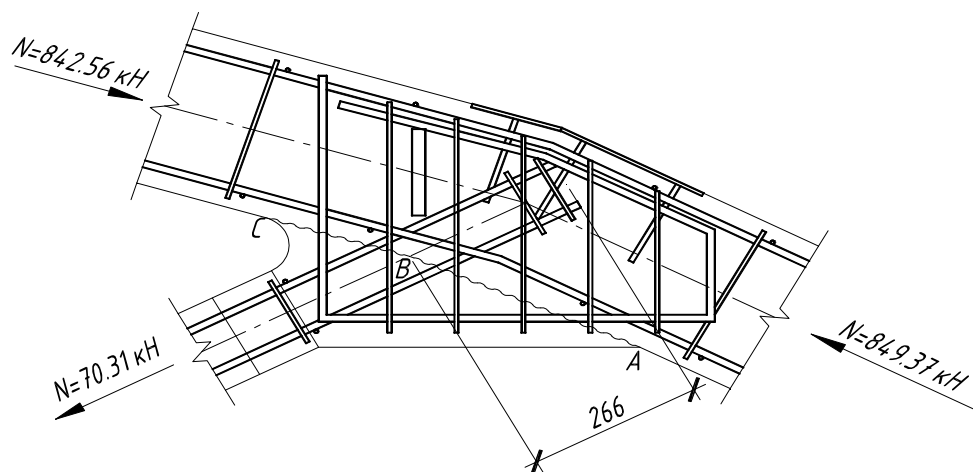


Рисунок 2.14 - Вузол примикання розкосу D1 до верхнього пояса

а) Розрахунок поперечної арматури

Фактична довжина закладення поздовжніх стрижнів розкосу за лінію ABC $l_1 = 26,6 \text{ см}$.

Довжина закладення стрижнів з умови повного використання розрахункового опору арматури: $l_{an,sp} = 35 * d_s$, $l_{an,sp} = 35 * 1,2 = 42$ см.

Перевіряємо умову: $l_1' = 16 * d_s * N / (214 * A_s) > l_1$, $l_1' = 16 * 1,2 * 70,31 * 10 / (214 * 4,52) = 13,95$ см $< l_1 = 26,6$ см, отже, з'єднання поздовжніх стрижнів верхнього пояса у вузлі за розрахунком не потрібно, приймаємо їх конструктивно - 4Ø6 А400.

Необхідна площа поперечного перерізу поперечних стрижнів визначається за умови:

$$A_{sw} \geq [N * (1 - (\gamma_2 * l_1 + a) / (\gamma_1 * l_{an,s}))] / n * R_{sw} * \cos\varphi, \text{ де } \gamma_1 = N /$$

$$(R_s * A_s) = 70,31 * 10 / (355 * 4,52) = 0,43;$$

γ_2 – коефіцієнт умов роботи верхнього пояса ($\gamma_2 = 1$);

φ – кут нахилу низхідного розкошу;

a – умовне збільшення довжини закладення розтягнутої арматури ($a = 5 * d_s = 5 * 12 = 60$ мм), ($a = 5 * d_s = 5 * 12 = 60$ мм)

$A_{sw} = [70,31 * 10 * (1 - (1 * 26,6 + 6) / (0,43 * 42))] / (2 * 285 * 0,47) = - 2,11$ см² < 0 , отже, поперечні стрижні у вузлі за розрахунком не потрібні, приймаємо конструктивно поперечні стрижні у верхньому вузлі Ø6 А400 з кроком 100 мм.

б) Розрахунок облямовуючих стрижнів.

Площа поперечного перерізу облямовуючих стрижнів: $A_s = k * N / (n_0 * R_{so})$,

де $n_0 = 2$ – число стрижнів у вузлі;

$R_{so} = 90$ МПа - розрахунковий опір арматури, що приймається з умови обмеження розкриття тріщин у вуті;

$k = 0,04$ – емпіричний коефіцієнт.

$$A_s = 0,04 * 70,31 * 10 / (2 * 90) = 0,156$$
 см².

З урахуванням конструктивних вимог приймаємо стрижні 2Ø12 А400 с $A_s = 2,26$ см².

Армування інших вузлів приймаємо конструктивно через менші розрахункові зусилля у вузлах.

РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний

Створення скінченно-елементної моделі фундаментної плити

Для скінченно-елементного розрахунку, проведено в середовищі програмного комплексу «ЛІРА». Фундаменту плиту передбачено влаштовувати під всією площею забудови. Це зумовлено виявленими складними інженерно-геологічними умовами, а саме наявністю значної товщі насипних ґрунтів.

Плита запроектована товщиною 20см, із бетону класу С20/25. У зв'язку з виявленими особливими геологічними умовами виникає необхідність в точному розрахунку осідання фундаментів та визначення зусиль для економічно-ефективного розподілу арматури.

Скінченно-елементна плита (Рис.3.1) являє собою набір елементів типу Shell, крок триангуляції 0,2 м.

Завантаження 1

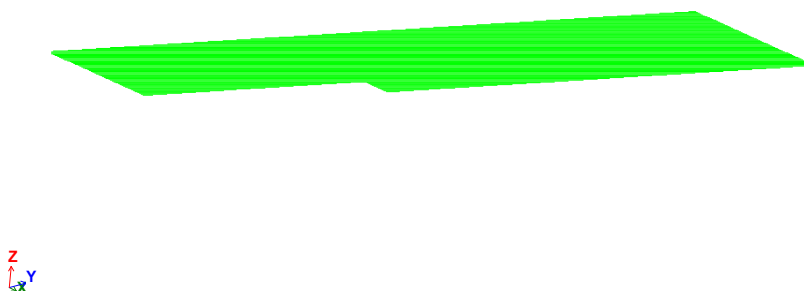


Рис.3.1 Скінченно-елементна сітка фундаментної плити

Навантаження на фундаментну плиту

За реальних умов експлуатації на плиту діють навантаження від колон (Рис.3.2) та від власної ваги.

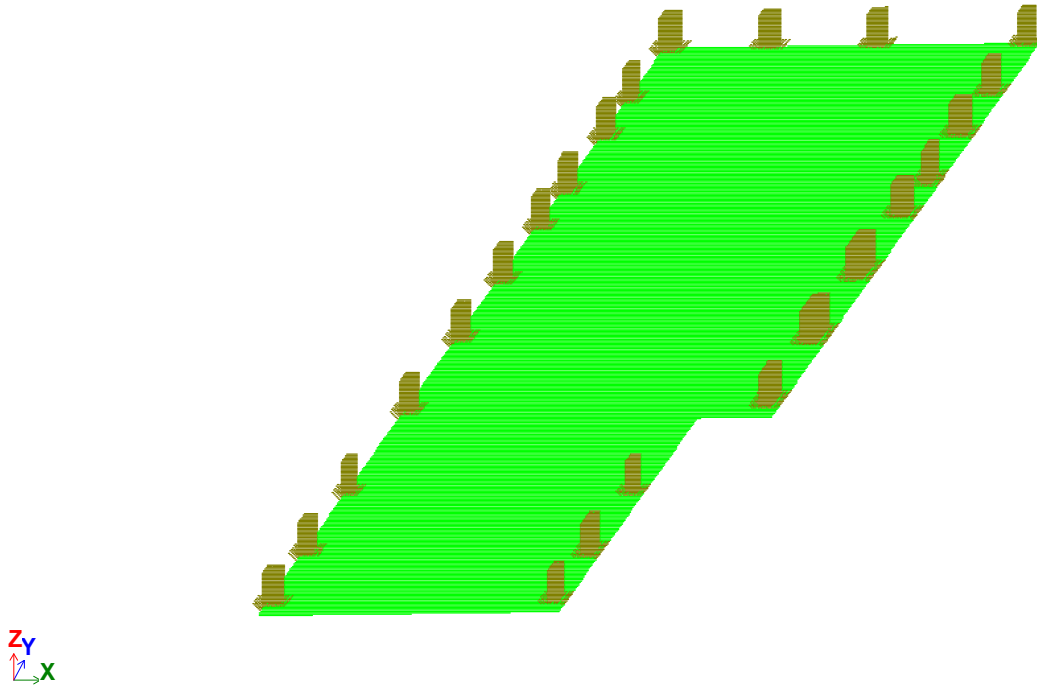


Рис.3.2 Прикладання навантажень від колон

Результат розрахунку

В результаті проведеного розрахунку отримано ряд мозаїк переміщень фундаментної плити та розподілу зусиль M_x , M_{xy} , та M_y та Q_x , Q_y .

Завантаження 1

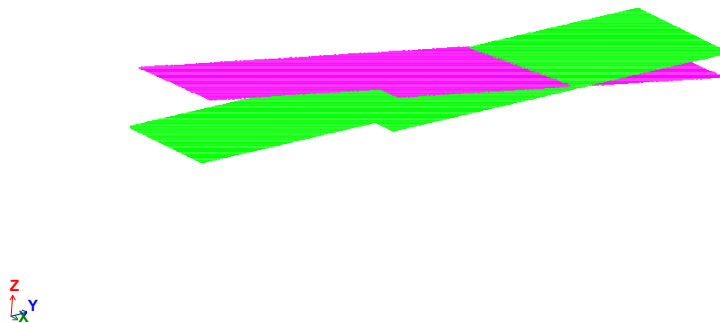


Рис.3.3 Схема осідання плити

-6.44e+010 -5.43e+010 -3.62e+010 -1.81e+010 -6.43e+008 6.43e+008 1.81e+010 3.62e+010 5.43e+010 7.24e+010 9.05e+010 1.09e+011 1.27e+011 1.45e+011
 Завантаження 1
 Мозаїка переміщень по Z(G)
 Одиний вимір - см

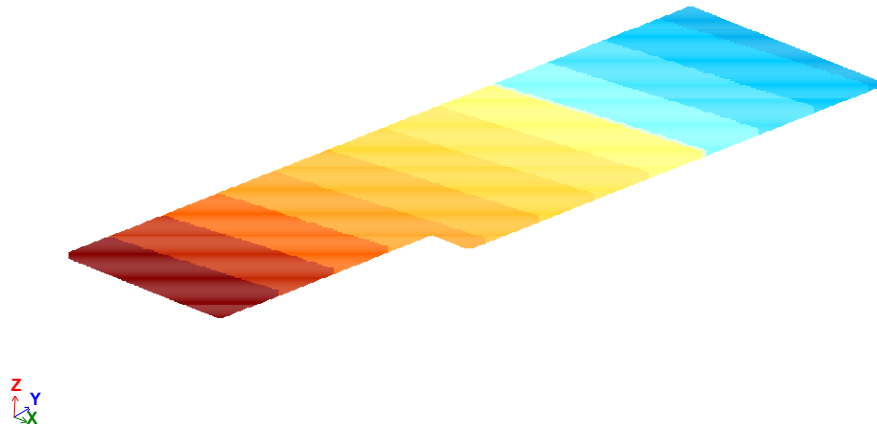


Рис.3.4 Мозаїка переміщень по OZ

2.63 2.73 36.4 70.3 104 138 172 206 239 273
 Завантаження 1
 Мозаїка напружень по Mx
 Одиний вимір - (г*м)/м

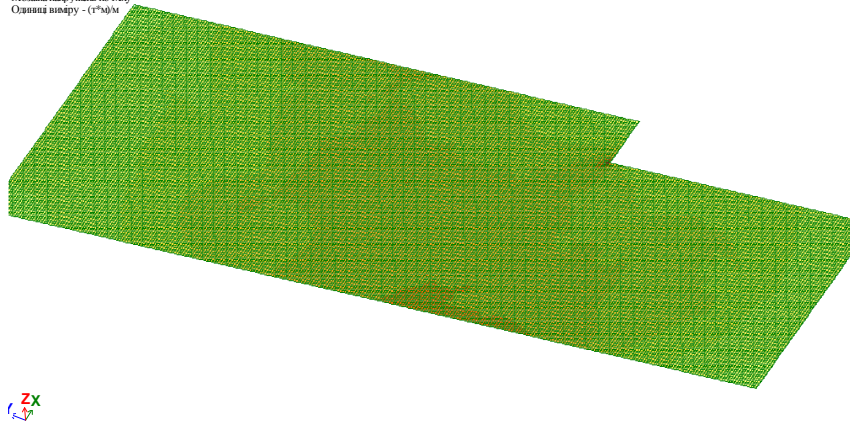


Рис.3.5 Мозаїка напружень Mx

-222 -220 -146 -73.2 -2.22 2.22 73.2 146 220 293 366 439 513 586
 Завантаження 1
 Мозаїка напружень по My
 Одиний вимір - (г*м)/м

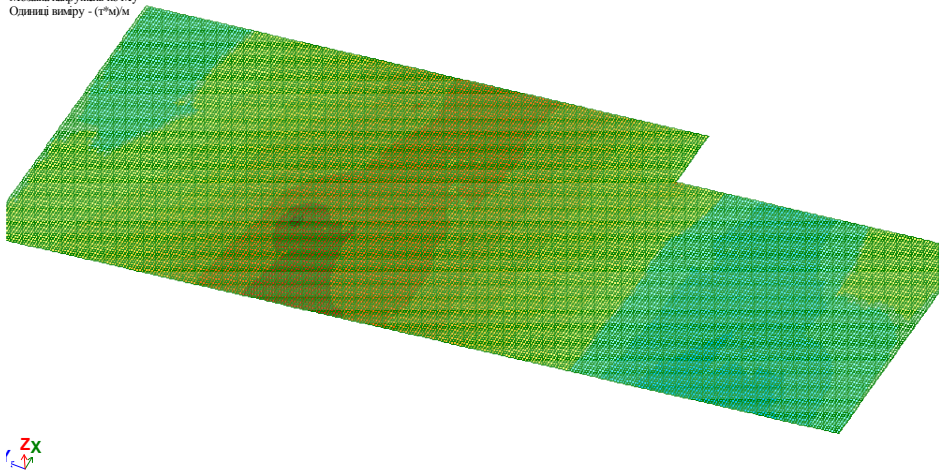


Рис.3.6 Мозаїка напружень My

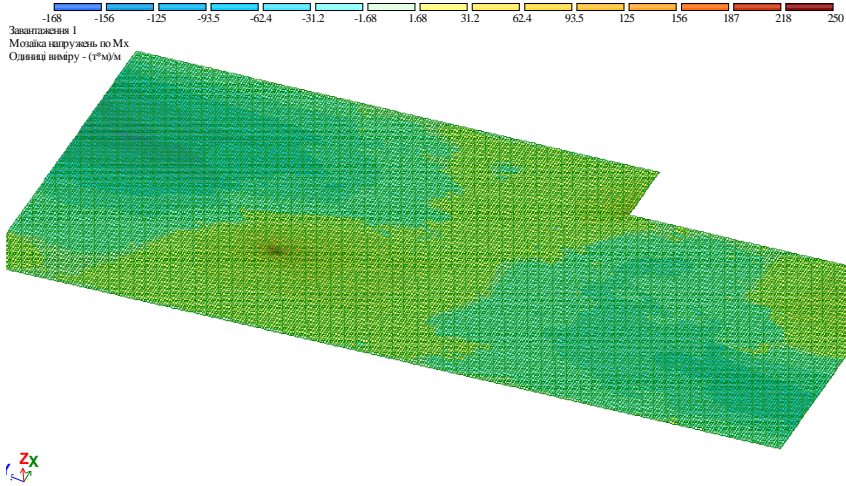


Рис.3.7 Мозаїка напружень M_x

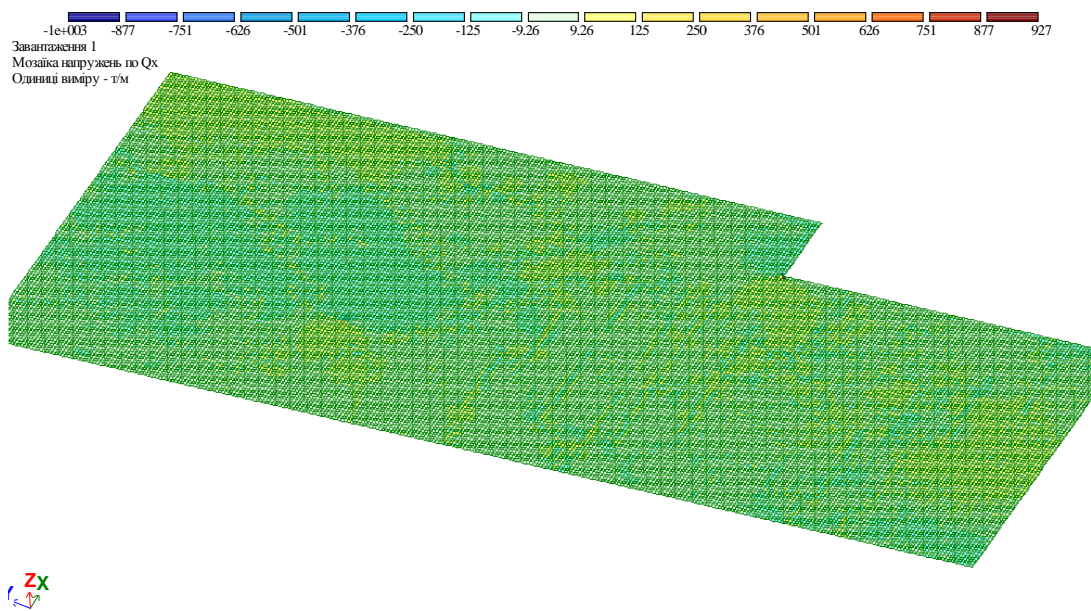


Рис.3.8 Мозаїка напружень Q_x

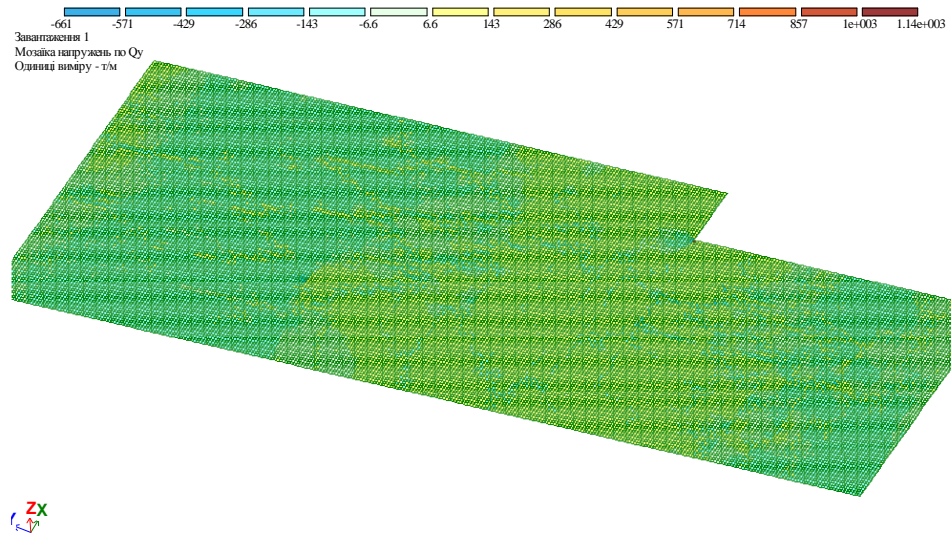


Рис.3.9 Мозаїка напружень Qx

4

Висновки по розділу

На підставі даних отриманих в результаті скінченно-елементного розрахунку, встановлено, що виявлені осідання фундаментної плити не перевищують граничних. Мозаїки напружень дадуть можливість раціонального розташування армування.

РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

4.1 Охорона праці

Загальні положення з охорони праці в будівництві

Основні положення з охорони праць в галузі будівництва встановлені і регламентовані основним законодавчими актами і на їх основі і відповідного них нормативно-правовими актами [14,15].

Будівництво займає одне з перших місць за травматизмом працівників. Це пояснюється тим, що саме будівельні роботи джерелом підвищеного ризику. Адже на територіях будівництва сконцентрована велика кількість будівельних машин, механізмів, пристроїв, інженерні комунікації, траншеї та котловани, нагромадження будівельних матеріалів, ведення робіт на висоті і т.д.

Тому організацію і управління будівельною діяльністю розглядаються як комплекс заходів, спрямованих на профілактику безпеки праці робітників, досягнення якісних і кількісних результатів.

Організація і управління діяльністю структурних підрозділів і відповідальних осіб охорони праці регламентуються за [8].

Кожний об'єкт перед початком будівельних робіт повинна мати проект організації будівництва (ПОБ) т проект виробництва робіт (ПВР), які обґрунтовуються інженерними розрахунками, нормами і правилами. Питання безпеки праці включаються до бюджету, технологічних карт та графіка виконання робіт.

Загальне керівництво роботою всіх структурних підрозділів по забезпеченню охорони праці покладається на керівника, а відповідальність за створення здорових і безпечних умов праці в кожному структурному підрозділі на відповідного керівника, а відповідальність за створення здорових умов праці в кожному підрозділі на відповідного керівника.

До функціональних обов'язків яких входить проведення навчання інструктажів з охорони праці, розробка інструкції з охорони праці на кожне робоче місце, паспортизації і атестації робочих місць, технічне освідчення використовуваного обладнання, контроль за дотримання вимог нормативно-правових актів та ін.

Заходи зниження травматизму під час виконання будівельних робіт

В умовах будівельного майданчика на робітників впливає багато різноманітних чинників, що створюють небезпечні ситуації, внаслідок яких відбуваються нещасні випадки та аварії. Однією з умов зниження виробничого травматизму в будівельних організаціях є дослідження цього складного явища, яке полягає у виявленні причин, їх ролі і взаємозв'язку в процесі формування небезпечної ситуації. Це завдання вирішується в системі управління охороною праці в організації. Для його вирішення зараз існує ряд методів, які дають цілком задовільні результати для практичних цілей на різних рівнях управління будівельним виробництвом.

Методи з вивчення травматизму діляться на дві великі групи: детерміністичні і ймовірно (статистичні). Найчастіше застосовуються такі методи: статистичний, монографічний, груповий, метод мереживного моделювання, економічний. Чинники можуть бути джерелами декількох причин, які по різному сприяють виникненню небезпечної ситуації на будмайданчику.

Причинні зв'язки бувають послідовними, паралельними, круговими та концентричними. Зазначені форми причинних зв'язків є елементарними, і в різних комбінаціях слугують складовими частинами складних мереживних моделей, що утворюють в них паралельно послідовні ланцюги. Такі моделі будують під час аналізу нещасних випадків методом мереживного моделювання. У загальному вигляді причини, що призводять до виробничого травматизму можна розподілити на такі основні групи:

– технічні, що не залежать від рівня організації праці в будівельній організації (конструктивні недоліки, недосконалість, недостатня надійність засобів виробництва, неякісне виконання будівельних робіт, неякісне розроблення або відсутність проектної документації на будівництво, незадовільний стан виробничого середовища і тощо);

– організаційні, що цілком залежать від рівня організації праці в будівельній організації (незадовільне функціонування або відсутність системи управління охороною праці, порушення режиму праці та відпочинку, неякісне розроблення та не-

досконалість інструкцій з охорони праці, ведення робіт з відключеними або несправними засобами колективного захисту та системами сигналізації, залучення до роботи працівників не за спеціальністю або низькою кваліфікацією, порушення вимог безпеки під час експлуатації механізмів тощо, порушення трудової і виробничої дисципліни, незастосування засобів колективного та індивідуального захисту за їх наявності і тощо);

– санітарно-гігієнічні підвищені (вище гранично допустимої концентрації ГДК), вміст в повітрі робочих зон шкідливих речовин, недостатнє або нераціональне освітлення, підвищений рівень шуму та вібрації, порушення правил особистої гігієни, несприятливі метеорологічні умови і тощо;

– особові (психофізіологічні) причини, до яких можна віднести фізичні та нервово-психічні перевантаження працівника помилкові дії з причини перевтоми, яка виникає внаслідок фізичних (статичних або динамічних) перевантажень, розумові перевантаження аналізаторів (зорового, слухового, тактильного), монотонність праці, стресові ситуації, хворобливий стан і тощо.

В комплекс заходів включаємо організаційні, технічні, санітарно-гігієнічні і протипожежні.

До організаційних: призначення осіб відповідальних, за стан охорони праці виконання заходів передбачених ПОБ; курсове навчання та проведення інструктажів; контроль за станом охорони праці оздоровчі заходи ;робота громадських комісій по охороні ;удосконалення СУОП розробка та забезпечення інструкціями з охорони праці та забезпечення інструкціями з охорони праці на робочі місця встановлення знаків безпеки.

До технічних: виконання вимог безпеки передбачивши ПВР; дотримання вимог передбачених в [19] в галузі будівництва; впровадженням і функціонуванням систем електробезпеки; своєчасно і систематично технічне освідчення машин і механізмів використовуваних при роботі в будівництві; встановлення захисних кожухів, екранів, запобіжних пристроїв.

До санітарно-гігієнічних: забезпечення спецодягом та спецвзуттям; влаштування вентиляції та освітлення робочих місць; забезпечення санітарно-побутового

обслуговування працюючих, влаштування та функціонування кімнат психологічного розвантаження, тощо.

До протипожежних: проведення пожежного технічного мінімуму з працюючими, впровадженням і функціонуванням систем пожежного захисту; забезпечення П.З.П, водопостачанням та табелями бойового розрахунку при виникненні загорання; призначення відповідальних осіб за протипожежний стан; організація нагляду за протипожежним станом; наявність пожежної водойми, об'ємом 200 м³ води; забезпечення протипожежних щитів біля місць проведення робіт з вогнем (зварювання, розтоплення); врахування категорій пожежної безпеки відповідно до класифікації при проектуванні пожежної безпеки в будівлях та спорудах; правильний вибір вогнестійкості будівельних матеріалів і конструкцій; залежно від довговічності будови за окремими нормами проектування; встановлення окремих найменших відстаней, які називають протипожежними розривами згідно ДБН (якщо неможливо дотримання нормативних розривів вжити слідуючи заходів: встановлення протипожежних стін, зменшення площі будівлі, встановлення автоматичних засобів пожежогасіння, правильно розрахувати і вибрати шляхи евакуації (довжина виходу не повинна перевищувати допустимого часу евакуації, протягом якого необхідно забезпечити безпечне переміщення людей), тощо.

З метою посилення державного нагляду та підвищення безпеки час виконання будівельно-монтажних робіт, за погодженням з Держгірпромнаглядом, територіальним управлінням по Київській області та м. Києву з 2007 року запроваджено особливий режим державного нагляду у будівельній галузі. Його запровадження також сприяло стабілізації рівня безпеки у галузі. Однією з форм державного нагляду у будівельній галузі є застосування методу "Будівельного патруля з охорони праці". До роботи "Будівельного патруля" залучаються працівники інспекцій котлонагляду, енергетики, представники органів прокуратури, інспекцій Держархбудконтролю Мінрегіонбуду України, відділів охорони праці райдержадміністрацій.

Проблемними питаннями галузі будівництва залишаються:

– невизначеність на законодавчому рівні відповідальності замовника або інвестора за загальний стан охорони праці на об'єктах будівництва;

- виконання будівельно-монтажних робіт без проекту виконання робіт або за його низької якості;
- неналежне функціонування на підприємствах системи управління охороною праці;
- низький організаційний рівень підприємств, особливо з малою чисельністю працюючих (до 50 осіб) за відсутності виробничої бази, відсутності засобів колективного та індивідуального захисту, незабезпеченість санітарно-гігієнічними умовами;
- залучення до виконання обов'язків фахівців, які не мають кваліфікації відповідного рівня, які не пройшли навчання та перевірку знань з охорони праці (або пройшли їх формально) та масове залучення до будівництва некваліфікованих працівників, трудові відносини яких оформлені за цивільно-правовими договорами, а в окремих випадках зовсім не оформлені;
- низький рівень відповідальності за скоєні порушення з охорони праці керівників підприємств, організацій.

Більшість перелічених фактів мають знайти своє відображення при розробці і затвердженні будівельних генеральних планів на зведення об'єктів. Особливо вони стосуються організації безпечного виконання робіт на будівельному майданчику.

4.2.1 Оцінка масштабу, розмірів втрат та інших наслідків можливої НС на промисловому об'єкті

В ході експлуатації цеху з виробництва молочної продукції можуть виникнути ряд надзвичайних ситуацій, як техногенного, так і природного характеру у разі виникнення яких необхідно мінімізувати їх наслідки, зокрема це пожежі і викликані ними вибухи, отруєні токсичні речовини, затоплення, буревії, снігопади, радіоактивне забруднення місцевості, землетруси та ін.

Надзвичайна ситуація (НС) - порушення нормальних умов життя і діяльності людей на об'єкті або території, спричинене аварією, катастрофою, стихійним лихом чи іншою небезпечною подією, яка призвела (може призвести) до загибелі людей або значних матеріальних втрат.

НС за масштабами наслідків можуть присвоюватися наступні рівні [постанова КМУ від 2004р. №368]:

- а) об'єктовий рівень, коли наслідки НС не виходять за межі санітарно-захисної зони об'єкта, де трапилась НС;
- б) місцевий рівень, коли наслідки НС виходять за межі і зачіпають жилу зону населеного пункта;
- в) регіональний рівень, коли до зони НС потрапляють декілька населених пунктів;
- г) загальнодержавний рівень, коли до зони НС потрапляють декілька областей.

У процесі здійснення оцінки втрат застосовують два основних методологічних підходи: прямий розрахунок та непрямую оцінку.

Оцінка збитків методами прямого розрахунку потребує збору та обробки великої кількості інформації, що є трудомістким і незручним процесом, і в основному в світі використовується як засіб створення інформаційної бази для проведення ймовірнісної оцінки .

Метод непрямого розрахунку, що базуються на оцінці пофакторних та поре-

ципієнтних збитків. Структура пофакторних та пореципієнтних збитків затверджена в [20]

Розроблення і реалізація заходів щодо захисту працівників та промислового об'єкта

На даному об'єкті у сфері ЦЗ є доцільним проведення таких заходів:

- планування і здійснення заходів щодо безпеки і захисту працівників від НС, зниження ризиків аварій, забезпечення сталого функціонування цеху;
- розроблення планів локалізації і ліквідації аварій (катастроф);
- підтримування у готовності до застосування сил і засобів із запобігання та ліквідації наслідків НС;
- створення матеріальних резервів на випадок НС;
- забезпечення своєчасного оповіщення працівників про загрозу або виникнення НС.

На підприємстві планування роботи з питань запобігання і реагування на НС відбувається на підставі експертної оцінки, прогнозу наслідків можливих НС. На об'єкті розроблюють «План дій» – мотивоване рішення керівника (начальника ЦЗ об'єкта) щодо організації і здійснення цивільного захисту об'єкта. Основне завдання «Плану дій» – збереження життя і здоров'я людей, мінімізація матеріальних втрат. «План дій» складається з п'яти розділів.

У першому розділі оцінено (аналізовано) природний (топографічний), техногенний та екологічний стан місцевості (території), де розміщений об'єкт, наявність потенційно небезпечних об'єктів і можливий характер надзвичайних ситуацій.

Другий розділ присвячено оцінюванню (аналізу) об'єкта ЦЗ з урахуванням розташування його на місцевості, оцінюванню факторів, що будуть полегшувати або ускладнювати організацію та ведення ЦЗ об'єкта, пошуку шляхів уникнення або зменшення впливу негативних факторів.

У Третньому розділі, крім рішень керівника щодо організації і ведення ЦЗ об'єкта в період запобігання або реагування на НС, окремо зазначено, як реагувати на можливі НС, пов'язані з потенційно небезпечними об'єктами, організувати спостереження, радіаційний, хімічний, медичний захист та евакуаційні заходи.

Четвертий розділ присвячено матеріально-технічному забезпеченню ЦЗ (протирадіаційне, протихімічне, медичне, протипожежне, транспортне, матеріальне тощо). Заходи щодо організації управління, зв'язку, оповіщення та взаємодії наведено в п'ятому розділі.

До «Плану дій» додають:

- схему управління, зв'язку, оповіщення і взаємодії;
 - план евакуації об'єкта в заміську зону (план розосередження робітників і службовців);
 - план-календар дій у режимах діяльності (повсякденної, підвищеної готовності, НС);
 - карту (схему) регіону з позначеними на ній місцями розташування об'єкта, можливої техногенної, природної, екологічної небезпеки, графічну частину плану евакуації (розосередження) з необхідними розрахунками;
 - особисті плани дій керівного складу об'єкта, командирів формувань тощо.
- «План дій» з планом реагування (якщо він розроблений окремо) та додатками, що забезпечують організоване та чітке виконання заходів ЦЗ щодо запобігання та реагування на НС, є «Планом цивільного захисту об'єкта».

Висновки: У розділі розглянуто питання виникнення можливих НС, визначення оцінки, розмірів втрат та масштабу наслідків можливої НС на об'єкті багатоповерхової автостоянки, а також розроблення і реалізація заходів щодо захисту користувачів та працівників від наслідків НС.

ВИСНОВКИ

Запроектована будівля виробничого призначення – цех з виробництва молочної продукції.

При будівництві цеху передбачається використовувати всі сучасні методи ведення робіт та нові матеріали, застосування яких веде до зменшення матеріаломісткості, збільшення продуктивності праці, підвищення ефективності будівництва.

Об'єм будівлі повністю відповідає функціональному процесу, що протікає у будівлі.

В **«Архітектурно-будівельному розділі»** прийнято архітектурно-будівельні рішення щодо проектування і будівництва павільйону.

Обґрунтовано об'ємно-планувальні рішення будівництва на відведеній ділянці. Приведено конструктивні рішення основних несучих конструкцій.

У **«Розрахунково-конструктивному розділі»** здійснено розрахунок та конструювання залізобетонних елементів будівлі. Встановлено навантаження, які діють на певний елемент конструкції, і проведено перевірку на виконання умов міцності та прогинів.

Проаналізовано інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, фізико-механічні характеристики ґрунтів та визначено їх просідання. Розраховано фундаменти під будівлю.

У **«Науково-дослідному розділі»** розроблено скінченно-елементну модель фундаментної плити. Досліджено деформативність та розподіл зусиль від дії експлуатаційних навантажень при наявності складних інженерно-геологічних умов..

У розділі **«Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях»** розроблено заходи щодо дотримання техніки безпеки будівельних робіт. Розроблено заходи по захисту працівників у надзвичайних ситуаціях.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006.
6. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
7. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
8. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
9. ДБН 360-92 Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1992.
10. Malezhyk, M.P., Pidhurs’kyi, M.I., Rudyak, Y.A., Pidhurs’kyi, I.M. & Voitovych, L.V. (2019) Investigation of the Fracture of an Orthotropic Plate with Circular Hole and Two Edge Cracks Under Pulsed Loading by the Method of Dynamic Photoelasticity. *Materials Science*, 55(2). P. 254-258. (SCOPUS)
11. Pidgurskyi, Mykola & Rudyak, Yuri & Pidgurskyi, Ivan. (2019). Research and Modeling of Stress-Strain State and Fracture Strength of Triplexes at Temperatures 293–213K. // *Lecture Notes in Mechanical Engineering SerProceedings of the 7th International Conference on Fracture Fatigue and Wear.*, Belgium, Ghent University, 2018. – P.135-150.

12. Pidgurskyi I. Analysis of stress intensity factors obtained with the fem for surface semielliptical cracks in the zones of structural stress concentrators // Scientific Journal of TNTU. - Ternopil: TNTU, 2018. - Vol. 90. - No 2. - P. 92-104. (Index Copernicus, Google Scholar)

13. Вплив температури на мікромеханізми статичного деформування та руйнування теплостійких сталей / П.В. Ясній, В.Б. Гладь, П.О. Марущак, Д.Я. Баран // Вісник Тернопільського державного технічного університету. - 2007. - Т. 14. - № 3. – С. 7-16.

14. Maruschak P., Degradation and cyclic crack resistance of continuous casting machine roll material under operating temperatures / P. Maruschak, D. Baran // Iranian Journal of Science and Technology Transaction B: Engineering. - 2011. - Vol. 35. - M2. - P. 159-165.

15. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // ЛОГОС. Мистецтво наукової думки, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293> 44. Ignatyeva, V. B. (2018).

16. Yasniy, P.V., Mykhailyshyn, M.S., Pyndus, Y.I. et al. Numerical Analysis of Natural Vibrations of Cylindrical Shells Made of Aluminum Alloy. Mater Sci 55, 502–508 (2020). <https://doi.org/10.1007/s11003-020-00331-2>

17. Yasniy P., Pyndus Y., Hud M. Methodology for the experimental research of reinforced cylindrical shell forced oscillations. Scientific journal of the Ternopil national technical university. 2017. Vol. 86. №. 2. P. 7–13

18. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

19. Теслюк, М.В. Аналіз впливу типу перев'язки на НДС цегляної кладки в місці стику стін / М.В. Теслюк, Т.К. Гунда, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 133-134.
20. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.
21. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.
22. Основания, фундаменты и подземные сооружения.: Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.
23. Цытович Н. А. Механика грунтов. – М. : Госстройиздат, 1934; 1940; 1951; 1963; 1971; 1979; 1983. – 357с.
24. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.
25. Ухов С. Б., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Механика грунтов, основания и фундаменты.– М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.
26. Бартоломей А. А. Основы расчёта свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М. : 1982. – 253с.
27. Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.
28. Мерлинов М. В., Ягупов Б. А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. М. : 2006. – 145с.
29. Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов. Изд. – Саратовского университета, 1989. – 212с.
30. Основания и фундаменты. Справочник строителя. Под ред. М. И. Смердинова. – М. : 2003. – 355с.

31. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М. : 2005. – 235с.
32. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость основания сооружений. – М. : 2000. - 310с
33. Флорин В. А. Основы механики грунтов. – М. – Л. : Т. 1, 1951; Т. 2, 1961.
34. Цытович Н. А. Механика мёрзлых грунтов (общая и прикладная) , – М. : 1973. – 387с.
35. Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М. : Высшая школа, 1987. – 167с.
36. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.
37. Бодьин Г. М. и др. Технология строительного производства. – Л. : Стройиздат, 1987. – 197с.
38. Пищаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.
39. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.
40. Невзоров Л. А. и др. Башенные строительные краны. Справочник. – М. : Машиностроение, 1992. – 254с.
41. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.
42. Залізобетонні конструкції. Навчальний посібник / Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П.// К: Вища школа, 1999.
43. Зоценко М.Л.,Коваленко В.І.,Хілобок В.Г. Яковлев А.В. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. -К.:Вища шк.,1992.- 408 с.
44. Мельник І.В. Деформації зовнішньої композитної арматури при підсиленні залізобетонних балок / І.В. Мельник, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць: механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – 2009. - №8. – С. 235-241.

45. Мельник І.В. Ефективність використання композитних матеріалів при підсиленні будівельних конструкцій / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Збірник наукових праць третьої всеукраїнської науково-технічної конференції: науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. – Львів, 2003. – С. 577-584.
46. Мельник С.В. Дослідження несучої здатності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених наклеєними вуглепластиковими матеріалами / С.В. Мельник // Зб. наук. пр. Полтавського нац. тех. ун-ту ім. Ю.Кондратюка. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – Вип. 2(32), Том 1. – С.151–158.
47. Мельник С.В. Розрахунок міцності похилих перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглепластиковими матеріалами при однократному навантаженні / С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне, 2012. – Вип. 23 – С. 494 – 501.
48. Клампуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Клампуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270-276.
49. Внешние армирование железобетонных конструкций композитными материалами. Шилин А.А., Пшеничный В.А., Картузов Д.В. М.: Стройиздат. 2007, 182с.
50. Перераспределение моментов в неразрезных железобетонных балках, упрочненных слоистыми углепластиковыми. Аиелло М.А., Валенте Л., Риццо А.. Мех. композит. матер. 2007. 43, № 5 с. 667 – 686.
51. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник. - Київ: НДІБК, 2003.- Випуск 59.- Книга 1.- С. 121 – 130.
52. Крусь Ю.О. Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез / Ю.О. Крусь // Проблеми теорії і практики залізобетону: Збірник наукових статей.- Полтава,1997.- С. 265 – 268.