

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект цеху з ремонту водогрійного обладнання у Чернівцях

Виконала: студентка 4 курсу, групи МБ-41

спеціальності

192. Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Вавринчук Н.О.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Коваль І.В.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В. П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Качка О. І.

(прізвище та ініціали)

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
Ясній В.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)
« » 2025 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр
(назва освітнього ступеня)
за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)
студента Вавринчука Назарія Олександровича
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект цеху з ремонту водогрійного обладнання у Чернівцях

Керівник роботи Коваль Ігор Володимирович. к.т.н., доц.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 24 » 01 2025 року № 4/7-48

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

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

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

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Безпека життєдіяльності, основи охорони праці	Окіпний І.Б. доцент		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студентка

(підпис)

Вавринчук Н. О.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Крамар Г. М.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	7
1.1 Загальні дані.....	7
1.1.1 Характеристика об'єкта будівництва	7
1.1.2 Вихідні дані та умови для підготовки документації на об'єкт капітального будівництва	7
1.1.3 Відомості про функціональне призначення об'єкта капітального будівництва	7
1.1.4 Техніко-економічні показники проєктованих об'єктів капітального будівництва, що проєктуються	8
1.2 Схема планувальної організації земельної ділянки.....	8
1.2.1 Характеристика земельної ділянки наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва.....	8
1.2.2 Обґрунтування меж санітарно-захисних зон об'єктів капітального будівництва в межах земельної ділянки	8
1.2.3 Обґрунтування та опис планувальної організації земельної ділянки відповідно до містобудівного та технічного регламенту або документа про використання земельної ділянки	9
1.3 Об'ємно-планувальні та архітектурні рішення.....	9
1.3.1 Опис зовнішнього вигляду об'єкта капітального будівництва.....	9
1.3.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень	10
1.3.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва.....	10
1.3.4 Опис рішень з оздоблення приміщень	11
1.3.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей.....	13
1.3.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень	

від шуму, вібрації та іншого впливу	14
1.4 Конструктивні рішення	14
1.4.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки	14
1.4.2 Відомості про особливі природні кліматичні умови території	15
1.4.3 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включно з їхніми просторовими схемами.....	15
1.4.4 Опис та обґрунтування технічних рішень, що забезпечують необхідну міцність, стійкість, просторову незмінюваність будівель і споруд	16
1.4.5 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва.....	16
1.4.6 Опис та обґрунтування прийнятих об'ємно-планувальних рішень будівель і споруд.....	17
1.5 Опис проєктних рішень і заходів, що забезпечують дотримання необхідних характеристик конструкцій	17
1.5.1 Забезпечення необхідних теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій	17
1.5.2 Забезпечення зниження шуму та вібрацій.....	17
1.5.3 Забезпечення гідроізоляції та пароізоляції.....	17
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	19
2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі	19
2.1.1 Розбивка сітки колон	19
2.1.2 Визначення основних розмірів поперечника	19
Вертикальні розміри:	19
2.2. Збір навантажень на ферму	20
2.2.1. Постійні навантаження	20
2.2.2 Тимчасові навантаження	21
2.2.3 Вихідні дані.....	23
2.2.4 Збір навантажень на прогін.....	24
2.2.5 Статичний розрахунок прогону.....	25

2.2.6 Конструктивний розрахунок прогону	25
2.3 Розрахунок кроквяної ферми покриття.....	27
2.3.1 Вихідні дані.....	27
2.3.2 Збір навантажень на ферму	28
2.3.3 Підбір перерізів стрижнів ферми.....	30
2.3.4 Розрахунок і конструювання вузлів кроквяної ферми на фасонках	37
РОЗДІЛ 3 ФУНДАМЕНТИ	46
3.1 Вихідні дані для проектування	46
3.2 Збір навантажень на фундамент	48
3.2.1 Загальні дані.....	48
3.3 Проектування стовпчастого фундаменту	49
3.3.1 Аналіз ґрунтових умов.....	49
3.3.2 Визначення глибини закладення фундаменту	49
3.3.3 Визначення розмірів подошви фундаменту	50
3.3.4 Визначення розрахункового опору ґрунту основи	51
3.3.5 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями.....	52
3.3.6 Розрахунок осідання фундаменту і перевірка умови за деформаціями	53
3.3.7 Конструювання стовпчастого фундаменту неглибокого закладення.....	54
3.3.8 Розрахунок фундаменту за першою групою граничних станів.....	56
3.3.9 Розрахунок плитної частини фундаменту на вигин	57
3.4. Проектування фундаменту із забивних паль.....	59
3.4.1 Вихідні дані.....	59
3.4.2 Визначення несучої здатності забивної палі	59
3.4.3 Визначення числа паль і проектування ростверку	60
3.4.4 Перевірка плити ростверку на вигин і визначення арматури.....	61
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	63
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	67
БІБЛІОГРАФІЯ.....	68

ВСТУП

Проектування сучасних промислових об'єктів відіграє ключову роль у забезпеченні безперебійної та безпечної діяльності промислових підприємств. Кваліфікаційна робота присвячена розробці проєкту цеху з ремонту водогрійного обладнання в місті Чернівці.

Актуальність роботи. Актуальність обраної теми зумовлена зростаючими вимогами до ефективності промислових об'єктів, необхідністю модернізації та ремонту теплотехнічного обладнання, а також потребою у спорудах, які відповідають сучасним стандартам енергоефективності, надійності та екологічності.

Мета роботи. Метою кваліфікаційної роботи є розробка проєкту виробничої будівлі для ремонту водогрійного обладнання з урахуванням нормативно-технічних вимог, сучасних технологій будівництва та експлуатаційних характеристик.

Завдання кваліфікаційної роботи:

- виконати архітектурно-планувальне рішення будівлі;
- розробити конструктивну схему із зазначенням основних несучих елементів;
- здійснити інженерні розрахунки навантажень на елементи каркасу та покриття;
- розрахувати фундаменти стовпчастого та пальового типу;
- врахувати вимоги з охорони праці та безпеки життєдіяльності.

Практичне значення одержаних результатів. Одержані в результаті виконання кваліфікаційної роботи проєктні рішення можуть бути використані для реального проєктування та будівництва аналогічних промислових об'єктів.

Ключові слова: промислова будівля, водогрійне обладнання, конструктивна схема, металевий каркас, кроквяна ферма, фундамент.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Загальні дані

1.1.1 Характеристика об'єкта будівництва

Проект будівлі виробничої бази з виготовлення та ремонту котлів і котельного обладнання розроблено відповідно до вимог нормативних документів.

Призначення об'єкта - будівля промислового призначення.

1.1.2 Вихідні дані та умови для підготовки документації на об'єкт капітального будівництва

Випускна кваліфікована робота на тему «Проект цеху з ремонту водогрійного обладнання у Чернівцях» розроблена на підставі:

- завдання на виконання кваліфікаційної роботи;
- геологічного розрізу ґрунтової основи.

Проект розроблено відповідно до урахуванням містобудівних планів, інженерних вишукувань.

1.1.3 Відомості про функціональне призначення об'єкта капітального будівництва

Об'єкт "Проект цеху з ремонту водогрійного обладнання у Чернівцях" є одноповерховою будівлею виробничого призначення.

Будівля передбачена для виготовлення та ремонту котлів і котельного обладнання. Внутрішня територія підприємства розділена на передзаводську, виробничу, підсобну, складську зони. Виробництво планується у 2 зміни. Експлікація приміщень представлена на аркуші 1.

1.1.4 Техніко-економічні показники проєктованих об'єктів капітального будівництва, що проєктуються

Техніко-економічні показники проєктованого об'єкта капітального будівництва наведено в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - Техніко-економічні показники проєкту будівництва цеху з ремонту водогрій ногообладнання у Чернівцях

Найменування показника	Од. вим.	Значення
1. Об'ємно-планувальні показники		
Площа забудови	м ²	4563,64
Площа об'єкта	м ²	4536
Поверховість	ет.	1
Матеріал стін		сендвіч-панелі
Висота поверху	м	12,8
Будівельний обсяг, усього, зокрема	м ³	63845,3
надземної частини	м ³	64484,48
підземної частини	м ³	1360,8
Об'ємний коефіцієнт		14,1

1.2 Схема планувальної організації земельної ділянки

1.2.1 Характеристика земельної ділянки наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва

Будівництво цеху з ремонту водогрійногообладнання планується в межах міста Чернівці.

1.2.2 Обґрунтування меж санітарно-захисних зон об'єктів капітального будівництва в межах земельної ділянки

Ділянка розташована оптимально згідно з розою вітрів м.Чернівці.

Переважаючий напрямок вітру - південно-західний, житлові та громадські будівлі міста розташовані в протилежному боці. Ці умови відповідають екологічному законодавству.

Цеху з ремонту водогрійного обладнання належить до IV класу небезпеки. Отже, санітарно-захисна зона об'єкта має становити 100 м. На підібраній для будівництва ділянці можливо реалізувати СЗЗ.

1.2.3 Обґрунтування та опис планувальної організації земельної ділянки відповідно до містобудівного та технічного регламенту або документа про використання земельної ділянки

Категорія земель ділянки визначається згідно з кадастровими картами як землі промисловості, енергетики, транспорту, зв'язку, радіомовлення, телебачення, інформатики, землі для забезпечення космічної діяльності, землі оборони. Ділянка вільна від забудови.

1.3 Об'ємно-планувальні та архітектурні рішення

1.3.1 Опис зовнішнього вигляду об'єкта капітального будівництва

Об'єкт капітального будівництва має просту прямокутну форму в плані, геометричні розміри в плані в осях А-К - 54 м, 1-15 - 84 м. Будівля складається з двох паралельних прольотів однакової довжини і висоти з розмірами в плані в осях А-Д - 24 м, Д-К - 30 м.

За відносну позначку 0.000 прийнято позначку чистої підлоги першого поверху. Будівля одноповерхова. Висота об'єкта від відмітки 0.000 до низу кроквяних конструкцій становить 9,6 м.

Будівля із зовнішніми стінами із сендвіч-панелей. Конструктивна схема - каркасна.

Архітектурно-планувальне рішення будівлі прийнято виходячи з особливостей її функціонального призначення.

Просторову та планувальну організацію об'єкта обґрунтовано його функціональною та конструктивною схемами.

Функціональна організація об'єкта обґрунтована технологією виробництва котлів і котельного обладнання.

1.3.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень

Об'єкт запроектовано з урахуванням природно-кліматичних умов району будівництва та функціонально-технологічних особливостей виробництва.

Об'ємно-планувальні рішення побудовані на принципах функціонального зв'язку приміщень і технологічних процесів. У проєкті застосовано уніфіковані прольоти і висоти з модульною прив'язкою і розмірами.

Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення розроблено на основі чинних нормативних документів. У прийнятих рішеннях враховано заходи з пожежної безпеки та охорони праці, що висуваються до підприємств з виготовлення котельного обладнання.

Архітектурно-планувальні рішення прийняті з урахуванням санітарно-гігієнічних вимог. Проєкт розроблено з дотриманням правил щодо розроблення проєктної документації. У проєкті враховано обов'язкові гігієнічні вимоги, що забезпечують умови праці, необхідні для збереження здоров'я працюючих, і охорону навколишнього природного середовища.

1.3.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

Об'ємно-планувальні рішення будівлі створюють зовнішній образ сучасної виробничої будівлі.

Лаконічне архітектурне рішення фасадів визначено функціональною обумовленістю цих елементів, можливостями обраного будівельного матеріалу, а

саме сендвіч-панелей. Широкий спектр кольорів панелей дозволяє створити сучасний індивідуальний образ споруди.

Покрівля плоска з внутрішнім водостоком, покриттям є сучасні гідроізоляційні матеріали.

1.3.4 Опис рішень з оздоблення приміщень

В оздобленні приміщень передбачено використання сучасних, економічно обґрунтованих, екологічно- і пожежобезпечних матеріалів. Покриття стін - двокомпонентна композиція, що наноситься в 2-3 шари лакофарбового матеріалу. Збільшує термін служби конструкцій на 4-8 років, залежно від матеріалу фарбованої поверхні.

Антикорозійне покриття металоконструкцій складається з двох компонентів, що утворюють після полімеризації міцне покриття з високою зносостійкістю, хімічною стійкістю і тривалим терміном служби.

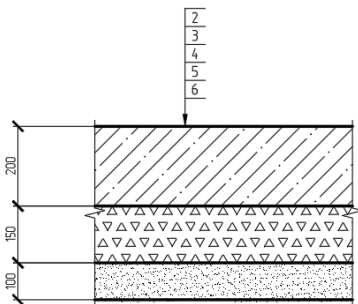
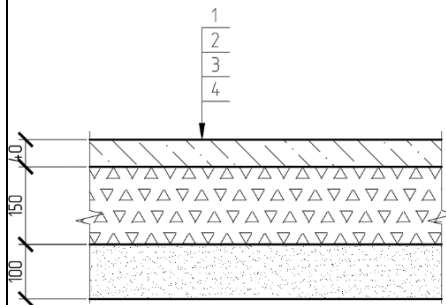
Відомість оздоблення приміщень подано в таблиці 1.2.

Тип підлоги обрано залежно від функціонального призначення приміщення. У приміщеннях, призначених для виробництва, передбачено знепилювальне покриття з метою пожежної безпеки. Експлікація підлог представлена в таблиці 1.3.

Таблиця 1.2 - Відомість оздоблення приміщень

Найменування або номер приміщення	Вид оздоблення елементів інтер'єру						
	Сте ля	Площа, м ²	Стіни або перегородки	Площа, м ²	Колони	Площа, м ²	Примітка
1-15	-	-	Двокомпонентне покриття на основі епоксидних смол	12495	Антикорозійне покриття двокомпонентною кольоровою сумішшю на епоксидній основі з вмістом слюдяних оксидів заліза	83,7	-

Таблиця 1.3 - Експлікація підлог

Номер приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги	Дані елементів підлоги (найменування, товщина, підстава та ін.)	Площа, м ²
3, 4	1		1. Топінг - знепилювальне покриття 2. Залізобетонна плита з фібробетону – 200 мм 3. Поліпропіленова плівка Ізоспан D 4. Підстилаючий шар із щебеню 150 мм 5. Утрамбований шар піску 6. Ґрунт основи	1276,83
1-2, 5-14	2		1. Топінг - знепилювальне покриття 2. Стяжка з цементно-піщаного розчину 40 мм 3. Підстилаючий шар із щебеню 150 мм 4. Утрамбований шар піску 5. Ґрунт основи	4034,47

Продовження таблиці 1.3

15	3		1. Керамічна плитка 5 мм 2. Плитковий клей 3. Гідроізоляція Техноеласт 4. Стяжка з цементно-піщаного розчину 50 мм 5. Підстиляючий шар із щебеню 150 мм 6. Утрамбований шар піску 7. Ґрунт основи	21,51
----	---	--	---	-------

1.3.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень з постійним перебуванням людей

Природне освітлення цеху запроектовано з урахуванням планувальних і конструктивних рішень будівлі, технології виробництва продукції.

Передбачено стрічкове вітражне скління фасаду будівлі та світлоаераційні ліхтарі в кожному прольоті будівлі. Таким чином, система природного освітлення забезпечує об'єкт нормованою тривалістю інсоляції та освітлення.

Розрахункові значення показників коефіцієнта природної освітленості відповідають нормам.

Специфікація елементів заповнення віконних і дверних прорізів наведена в таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 - Специфікація елементів заповнення віконних і дверних прорізів

Поз.	Найменування	Кільк.
Двері та ворота		
1	ДВ 1000х2100	4
2	ДВ 1100х2100	1
3	ДВ 900х2100	6
4	ВР 3600 х 2800	16
Вітражі		
ВР-1	ОАК СПД 3000-3000-82 В2	84
ВР-2	ОАК СПД 1200-3000-82 В2	40

1.3.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу

Захист від шуму вібрації забезпечують зовнішні огорожувальні конструкції та покрівля. Приміщення об'єкта не потребують додаткового захисту від шуму і вібрації.

Від впливу вологи приміщення захищені гідроізоляцією і пароізоляцією. Вертикальна і горизонтальна гідроізоляція передбачена для захисту фундаменту. Так само гідроізоляція передбачена в конструкції покрівлі та підлоги. Пароізоляція присутня в конструкції даху. Пароізоляційний матеріал - мастика бітумна.

1.4 Конструктивні рішення

1.4.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки

Природно-кліматичні умови згідно з [3,21,23]:

Кліматичний район і підрайон 1.

Розрахункові температури зовнішнього повітря

Найбільш холодної п'ятиденки із забезпеченістю 0,92: -16°C.

Середня річна температура повітря: -10,4 °C.

Дані щодо вологості зовнішнього повітря (зона вологості, пружність водяної пари зовнішнього повітря, опади)

Добовий максимум опадів - 99 мм.

Зона вологості - суха.

Відносна вологість повітря - 66,2%.

Середній річний парціальний тиск водяної пари - 6 ГПа.

Властивості ґрунтів;

Ґрунт - пісок середньої крупності, крупний і гравелистий. Глибина промерзання - 2,29 м.

Дані щодо вітру (повторюваність і швидкість вітру за напрямками) і снігу (снігове навантаження).

Максимальна швидкість вітру взимку - 4,7 м/с.

Максимальна швидкість вітру влітку - 2,7 м/с. Сніговий район - III, вітровий район - IV.

Розрахункове значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі (IV район за вагою снігового покриву) - $S_g = 2$ кПа.

Нормативне значення вітрового тиску (III район за вітровим тиском) - $w_0 = 0,38$ кПа.

1.4.2 Відомості про особливі природні кліматичні умови території

Рівень підземних вод на момент вишукування зафіксовано на абсолютних відмітках +218,08, +218,62, глибина 3,30-4,460 м. Підземні води приурочені до алювіальних четвертинних відкладень. Води порово-пластичного типу, безнапірні.

1.4.3 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включно з їхніми просторовими схемами

Конструктивна схема - каркасна. Конструктивна схема - з поперечним розташуванням ригелів. Каркас - металеві колони і металеві ферми, металеві хрестові вертикальні і горизонтальні зв'язки. Колони - одновітьові суцільного двотаврового перерізу, два ряди крайніх колон, один ряд середніх. Передбачено

консолі для пересування мостових кранів. Ферми з парних куточків із паралельними поясами. Фахверкові колони для кріплення перегородок, сендвіч панелей і воріт - прямокутні труби.

Несучі конструкції будівлі - рами, що складаються з колон і ферм. Огороджувальні конструкції стін - сендвіч-панелі.

Покриття будівлі - профільований настил по металевих прогонах.

Прольоти блоків будівлі - 24 м і 30 м.

Вибір металевого каркаса будівлі обумовлений швидкою швидкістю і простотою зведення, невеликою масою конструкції каркаса.

1.4.4 Опис та обґрунтування технічних рішень, що забезпечують необхідну міцність, стійкість, просторову незмінюваність будівель і споруд

Стійкість і геометрична незмінність каркаса забезпечується:

у поперечному напрямку - конструкціями несучих рам;

у поздовжньому напрямку - системою вертикальних зв'язків і розпірок.

Жорсткість каркаса будівлі забезпечується спільною роботою жорсткого диска покриття, системи горизонтальних зв'язків і жорстким закріпленням колони у фундаменті. Жорсткість торцевих стін - системою розпірок по стійках фахверка.

Систему зв'язків розроблено з урахуванням вимог [2].

1.4.5 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини об'єкта капітального будівництва

Проектування фундаментів проведено з урахуванням [2].

За проєктну позначку 0.000 прийнято позначку чистої підлоги 1-го поверху, що відповідає абсолютній позначці +221,550.

Під колони, обладнання та фахверки запроектовано стовпчастий фундамент мілкового закладення. Розрахунок фундаменту наведено в розділі 3 "Фундаменти" цієї пояснювальної записки.

1.4.6 Опис та обґрунтування прийнятих об'ємно-планувальних рішень будівель і споруд

Об'ємно-планувальне рішення описано в п. 1.3 цієї пояснювальної записки.

1.5 Опис проєктних рішень і заходів, що забезпечують дотримання необхідних характеристик конструкцій

1.5.1 Забезпечення необхідних теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій

Тепловий захист будівлі запроектовано з урахуванням вимог [21].

Усі огорожувальні конструкції підібрані за теплотехнічним розрахунком.

Стінова огорожа являє собою стінові сендвіч-панелі з утеплювачем з мінераловатних плит товщиною 100 мм.

Конструкція покрівлі включає в себе один шар утеплювача: мінераловатна плита товщиною 100 мм.

1.5.2 Забезпечення зниження шуму та вібрацій

Зниження шуму і вібрацій досягається шляхом влаштування:

- огорожувальних світлопрозорих конструкцій з повітряними прошарками;
- дверних полотен зі звукоізоляційним шаром всередині;
- ущільнювальних прокладок у притворах.

1.5.3 Забезпечення гідроізоляції та пароізоляції

Цим проєктом передбачено надійну гідроізоляцію будівлі для її довготривалої експлуатації.

Для конструкцій підземної частини будівлі та цокольних залізобетонних панелей передбачено бітумну гідроізоляцію у 2 шари.

Конструкція покрівлі з утеплювачем із мінеральної вати, укладеної в 1 шар (100 мм), передбачає гідроізоляцію у вигляді ПВХ-мембрани.

По периметру будівлі виконується бетонне вимощення шириною 1000 мм.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Компонування конструктивної схеми будівлі

2.1.1 Розбивка сітки колон

Розбивка сітки колон - це розміщення колон у плані, який характеризують два основні параметри:

- відстань між поздовжніми координаційними осями, яка називається прольотом будівлі;
- відстань між поперечними осями будівлі.

Відповідно до завдання на проєктування приймаємо прольоти будівлі $\ell(AD)=24000$ мм, $\ell(DK)=30000$ мм. Крок колон приймаємо 6 м відповідно до довжини огорожувальних конструкцій і сендвіч панелей.

2.1.2 Визначення основних розмірів поперечника

Вертикальні розміри:

- корисна висота $H(0)$ (відстань від рівня чистої підлоги - відм. 0.000 - до низу кроквяної ферми), $H_0=9600$ мм;
- довжина колони до низу кроквяної ферми по осях А, Д і К $H = H_0 + H_B = 10200$ мм;
- висота ферми на опорі $h_{ro}=3150$ мм.
- висота ферми світлоаераційного ліхтаря на опорі $h=2560$ мм.
- Горизонтальні розміри:
 - проліт будівлі в осях АД $\ell(AD)=24000$ мм, в осях ДК $\ell(DK)=30000$ мм;
 - прив'язка зовнішньої грані колони до розбивочної осі: прив'язка колон до осей А і К - 250, до осі Д - центральна;
 - висота перерізу крайньої колони в площині рами h за віссю А і К: $h_{K1}=340$ мм І40Ш7.
 - висота перерізу середньої колони в площині рами h за віссю Д: $h_{K2}=$

340 мм І40Ш7.

2.2. Збір навантажень на ферму

2.2.1. Постійні навантаження

Збір постійних навантажень на ферму подано в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 - Постійні навантаження на кроквяну ферму від ваги несучих і огороджувальних конструкцій покриття покрівлі

Конструкція покриття	Вимірювач	Нормативне навантаження	γ_f	Розрахункове навантаження
Покрівля				
1 ПВХ-мембрана	мм	0,016	1,2	0,019
2 Розділовий фільтрувальний шар (геотекстиль) - 300 кг/м ³ , t=2 мм		0,006	1,2	0,007
3 Мінераловата (45 кг/м ³ , t=200 мм)	кН/м ²	0,052	1,3	0,062
4 Пароізоляція - мастика (1700 кг/м ³ , t=5мм)	поверхні	0,177	1,3	0,230
Огороджувальні конструкції				
1 Сталевий профільований настил Н60-84-0,7		0,085	1,05	0,089
Несучі конструкції				
1 Прогони прокатні прольотом м (m = 18,4 кг/м)		0,06	1,05	0,063
2 Кроквяна ферма		0,30	1,05	0,315
3 Ферма ліхтаря		0,15	1,05	0,158
4 Зв'язки		0,04	1,05	0,042
Разом:		0,736		$q_r = 0,985$

Розрахункове постійне навантаження на пог. м ригеля покриття.

$$q_1 = (q_r) \cdot B = 0,985 \cdot 6 = 5,907 \text{ кН/м}, (1.1)$$

де q_r - розрахункове навантаження від ваги несучих і огорожувальних конструкцій на 1 м₂;

α - кут нахилу покрівлі до горизонту. Оскільки ухил покрівлі менше 1/8, можна прийняти $\cos \alpha = 1$.

B - крок кроквяних ферм.

2.2.2 Тимчасові навантаження

підраховується за формулою (2.1).

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_q \quad (2.1)$$

Тут S_q - нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальній поверхні землі, що приймається за [2]; для решти території S_q слід приймати залежно від снігового району за даними [2]. c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру [2]); установлюють залежно від типу місцевості (А, В, С [2], форми покриття та ступеня його захищеності від дії вітру згідно з [2,]); встановлюють залежно від типу місцевості (А, В, С [2], форми покриття та ступеня його захищеності від впливу вітру згідно з [2]; для пологих покриттів (з ухилом до 12 %) однопрогонових і багатопрогонових будинків без ліхтарів, які проєктують для місцевості типу А і В, і які мають характерний розмір у плані l_c не більше 100 м [2]).

$$c_e = (1,4 - 0,4 \cdot \sqrt{k})(0,8 + 0,002 \cdot l_c); \quad (2.2)$$

де k - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску залежно від місцевості для висоти Z_e [2]; l_c - характерний розмір покриття, що приймається не більше 100 м;

$$l_c = 2 \cdot \left(b - \frac{b^2}{l} \right) \quad (2.3)$$

тут b - найменший розмір покриття в плані;

l_c - найбільший розмір покриття в плані;

c_t - термічний коефіцієнт [2]; застосовують його для покриттів із високим коефіцієнтом теплопередачі, унаслідок танення снігу, спричиненого втратою тепла, в інших випадках $c_t = 1,0$

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття, що приймається відповідно до [2,].

Тут коефіцієнт k [2] для типу місцевості В за еквівалентної висоти $z_e = h = 10,2$ м [2] знаходимо інтерполяцією:

Таблиця 2.2 – Коефіцієнт k

№	X	Y
1	10	0,65
2	10,2	?
3	20	0,85

$$y_2 = \frac{(x_2 - x_1)(y_3 - y_1)}{(x_3 - x_1)} + y_1 = \frac{(10,2 - 10)(0,85 - 0,65)}{20 - 10} + 0,65 = 0,66$$

$$l_c = 2 \cdot \left(b - \frac{b^2}{l} \right) = 2 \cdot \left(30 - \frac{30^2}{84} \right) = 38,6 \text{ м}$$

Згідно з [2] для будівлі з ліхтарем приймаю 2 варіант снігового завантаження для зони С, що представлено на рисунку 2.1.

Коефіцієнт μ слід визначати за формулою

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 1 + 0,1 \frac{12}{9} = 1,133$$

Коефіцієнт μ має бути не більшим за 4,0 і не більшим за $2h_l/S_0$; $b_l = h_l$, але не більшим за b

Варіанти завантаження представлено на рис. 2.1

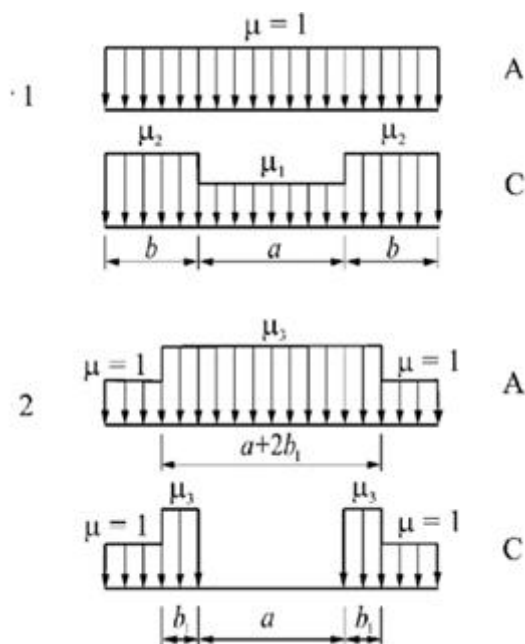


Рисунок 2.1 - Схеми снігового навантаження

Нормативне значення снігового навантаження при визначається:

$$S_{01} = 0,89 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 0,8 = 1,068 \text{ кН/м}^2, \text{ при } \mu = 0,8;$$

$$S_{02} = 0,89 \cdot 1 \cdot 1,133 \cdot 1,5 = 1,513 \text{ кН/м}^2, \text{ при } \mu = 1,133;$$

Розрахункове значення снігового навантаження на ригель поперечної рами без підкрювляних конструкцій підраховується :

$$P_1 = S_0 \cdot \gamma_f \cdot B = 1,068 \cdot 1,4 \cdot 6 = 8,9 \text{ кН/м}$$

$$P_2 = S_0 \cdot \gamma_f \cdot B = 1,513 \cdot 1,4 \cdot 6 = 12,7 \text{ кН/м}$$

2.2.3 Вихідні дані

- прогоны прокатні зі швелерів за ;
- прогоны прокатні зі швелерів;
- тип прогону з ухилом внутрішніх граней полиць ;
- проліт прогону $L = 6$ м;
- крок прогону $b = 3$ м;

- матеріал прогону - сталь С245
- розрахункові характеристики сталі: $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ при товщині прокату від 10 до 20 мм включно, $R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2$; $R_s = 0,58 * 370 = 214,6 \text{ Н/мм}^2$; $R_p = 361 \text{ Н/мм}^2$
- ухил покрівлі $i = 1,5\%$

2.2.4 Збір навантажень на прогін

Нормативне навантаження на прогін підраховується від вищерозміщених покрівлі, снігу і власної ваги прогону за формулою 2.4.

$$q_{\text{пр}} = \left(\frac{q_{nr}^{\text{пр}}}{\cos \alpha} + S_o + \frac{q_{ncB}^{\text{пр}}}{\cos \alpha} \right) \cdot b \quad (2.4)$$

де $q_{nr}^{\text{пр}}$ - нормативне навантаження від вищерозміщених покрівельних конструкцій $\left(q_{nr}^{\text{пр}} = \frac{0,0485 \text{ кН}}{\text{м}^2} \right)$;

S_o - снігове навантаження на 1 м^2 горизонтальній проекції покриття ($S_o = 2$);

$q_{n \text{ вв}}^{\text{пр}}$ - нормативне навантаження від власної ваги прогону $\left(q_{n \text{ вв}}^{\text{пр}} = \frac{0,06 \text{ кН}}{\text{м}^2} \right)$;

b - крок прогону ($b = 3 \text{ м}$).

$$q_{\text{пр}} = \left(\frac{0,0485}{1} + 2,02 + \frac{0,06}{1} \right) \cdot 3 = 6,4 \text{ кН/м}$$

Розрахункове навантаження на прогін визначається за формулою 2.5.

$$q_n^{\text{пр}} = \left(\frac{q_{nr}^{\text{пр}}}{\cos \alpha} \cdot \gamma_{f1} + S_o \cdot \gamma_{f2} + \frac{q_{ncb}^{\text{пр}}}{\cos \alpha} \cdot \gamma_{f3} \right) \cdot b, \quad (2.5)$$

$$q_n^{\text{пр}} = \left(\frac{0,0485}{1} \cdot 1,2 + 4,46 \cdot 1,4 + \frac{0,06}{1} \cdot 1,05 \right) \cdot 3 = 8,763 \text{ кН/м}^2.$$

2.2.5 Статичний розрахунок прогону

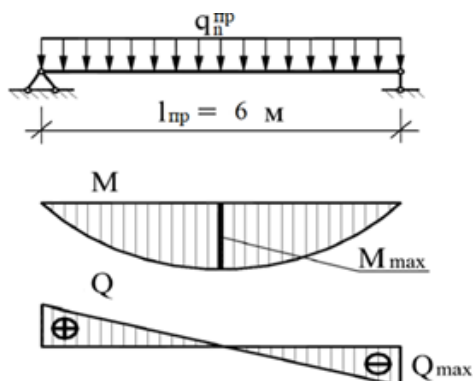


Рисунок 2.2 - Розрахункова схема прогону

Статичний розрахунок прогону виконують за формулами 2.6, 2.7. Статичну схему прогону та епюри внутрішніх зусиль подано на рисунку 2.2.

$$M_{\max} = \frac{q_n^{\text{mp}} \cdot l_{\text{mp}}^2}{8} = \frac{8,763 \cdot 6^2}{8} = 39,4 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (2.6)$$

$$Q_{\max} = \frac{q_n^{\text{mp}} \cdot l_{\text{mp}}}{2} = \frac{8,763 \cdot 6}{2} = 26,3 \text{ кН}. \quad (2.7)$$

2.2.6 Конструктивний розрахунок прогону

За завданням прогін має бути запроектований з напружено-деформованим станом (НДС), за якого напруження по всій площі розрахункового перерізу не повинні перевищувати розрахункового опору сталі $|\sigma| \leq R_y$ (пружний стан перерізу).

У разі дії моменту в одній із головних площин, що має місце в нашому випадку, умова міцності за нормальними напруженнями для балки 1го класу суцільного перерізу має вигляд:

$$\frac{M}{W_{n,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (2.8)$$

З цієї умови визначають необхідний момент опору перерізу прогону за формулою 2.9.

$$W_{req} = \frac{M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{39,4 \cdot 100}{240 \cdot 10^{-1.1}} = 164,16 \text{ см}^3. \quad (2.9)$$

Приймаємо швелер 22У і виписуємо його геометричні характеристики:

$$W_{nx} = 192,0 \text{ см}^3; I_x = 2110,0 \text{ см}^4; S_x = 110,0 \text{ см}^3;$$

.

$$h = 220 \text{ мм}; b = 82 \text{ мм}; s = 5,4 \text{ мм}; t = 9,5 \text{ мм}; m_{np} = 21,00 \text{ кг/м}$$

Перевірки на міцність балки 1-го класу, що згинається в одній із головних площин, виконують таким чином:

$$\text{у перерізах з } M = M_{\max} \text{ і } Q = 0 \quad \sigma = \frac{M_{\max}}{W_{n,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1;$$

$$\text{у перерізах з } Q = Q_{\max} \text{ і } M = 0 \quad \tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1$$

Епюри нормальних і дотичних напружень у прогоні наведено на рис. 2.3.

Міцність прогону (рисунок 2.3) перевіряємо в середині його прольоту ($M = M_{\max}$) і на опорі ($Q = Q_{\max}$)

Нормальні напруження визначають за формулою 2.10.

$$\sigma = \frac{39,4 \cdot 10^2}{192 \cdot 240 \cdot 10^{-1.1}} = 0,855 \leq 1 \quad (2.10)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_{n,\min}} = \frac{39,4 \cdot 10^3 \cdot 10^3}{192 \cdot 10^3} = 205,2 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} \leq 240 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

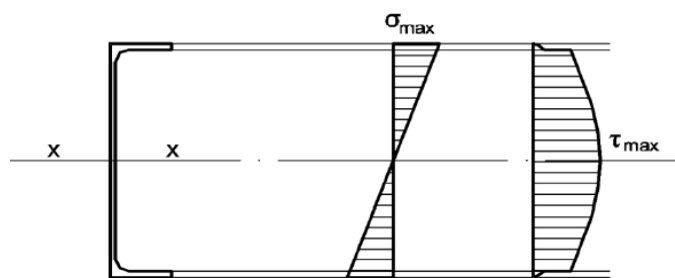


Рисунок 2.3 - Епюри напружень у прогоні

Дотичні напруження біля опори визначають за формулою 2.11.

$$\tau = \frac{26,3 \cdot 110}{2110 \cdot 9,5 \cdot 214,6 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,006 \leq 1 \quad (2.11)$$

$$\tau_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t} = \frac{26,3 \cdot 10^3 \cdot 110 \cdot 10^3}{2110 \cdot 10^4 \cdot 9,5} = 14,4 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

Місцеву стійкість прогонів не перевіряють, оскільки її забезпечено співвідношенням їхніх розмірів, призначених з урахуванням стійкості роботи за різних напружених станів.

Перевірка деформативності (жорсткості) визначаються за формулою 2.12.

$$f_{\max} = \frac{M_{n,\max} \cdot l_{\text{пр}}^2}{10 \cdot EI_x} \quad (2.12)$$

$$f_{\max} = \frac{28,35 \cdot 10^2 \cdot 6^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 2110} = 2,3 \text{ см} < f_u = \frac{l_{\text{пр}}}{200} = \frac{6 \cdot 10^2}{200} = 3 \text{ см}$$

Отже, жорсткість прогону забезпечено.

2.3 Розрахунок кроквяної ферми покриття

2.3.1 Вихідні дані

Проектуємо кроквяну ферму прольотом 30 м зі світлоаераційним ліхтарем прольотом 12 м, схема ферм на малюнку 2.4;

- схема ферми показана на малюнку 2.4;
- ферма з паралельними поясами, ухил верхнього пояса ферми $i = 1,5\%$.

Решітка ферм трикутна з додатковими стійками;

- розмір панелі верхнього пояса - 3 м, нижнього пояса - 6 м;
- крок колон будівлі $B = 6$ м;
- переріз усіх елементів ферми, включно з ліхтарною фермою, - складений тавр із куточків за ДСТУ 2251-93;
- матеріал ферми - сталь С245;
- розрахункові характеристики сталі згідно: $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ за товщини прокату від 2 до 20 мм включно, $R_{yk} = 370 \text{ Н/мм}^2$; $R_s = 0,58 \times 370 = 214,6 \text{ Н/мм}^2$; $R_p = 361 \text{ Н/мм}^2$

2.3.2 Збір навантажень на ферму

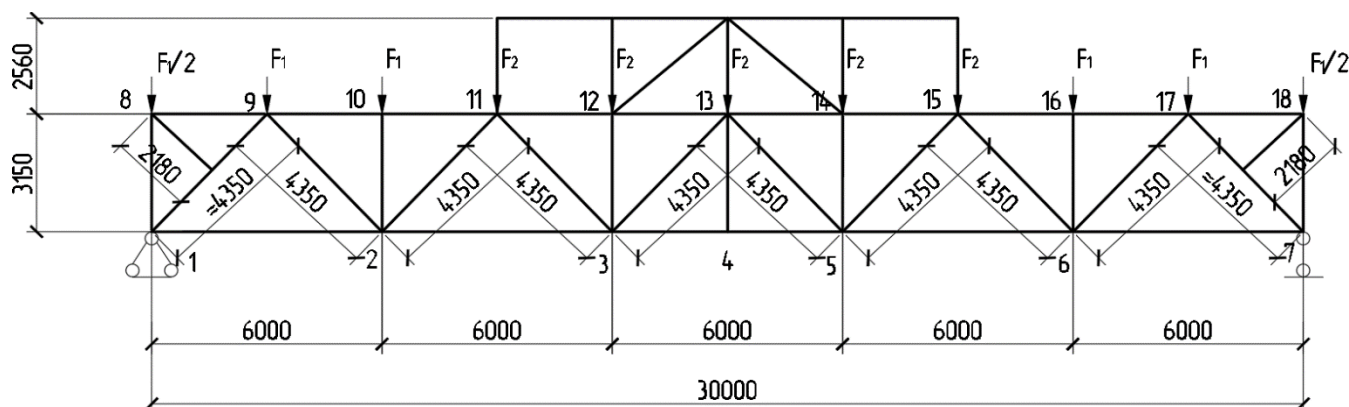


Рисунок 2.4 - Розрахункова схема кроквяної ферми

Розрахункові вузлові навантаження на i -ий вузол кроквяної ферми (рисунок 2.4)

постійне навантаження визначається за формулою 2.13.

$$F = q_1 \cdot d = 5,907 \cdot 3 = 17,21 \text{ кН}; \quad (2.13)$$

Тоді розрахункове зосереджене навантаження у вузлах визначатиметься :

$$P_1 = P \cdot d = 8,9 \cdot 3 = 26,7 \text{ кН.}$$

$$P_2 = P \cdot d = 12,7 \cdot 3 = 38,1 \text{ кН.}$$

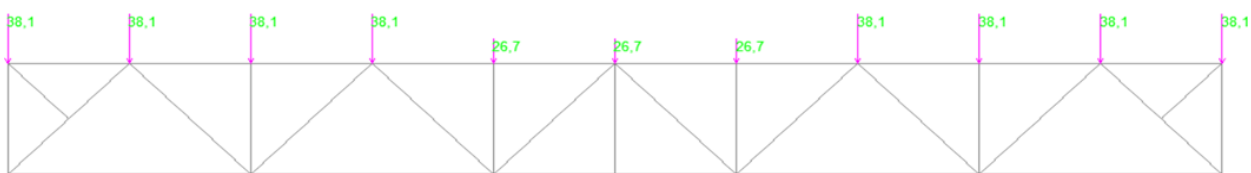


Рисунок 2.5 - Схема завантаження сніговим навантаженням

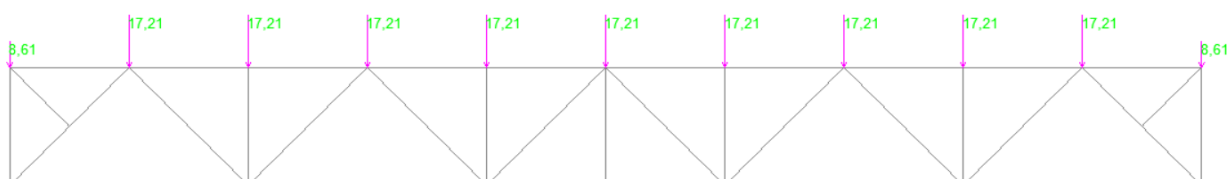


Рисунок 2.6 - Схема завантаження постійним навантаженням

Результати розрахунку в SCAD подано на рисунку 2.7 і в таблиці 2.2.

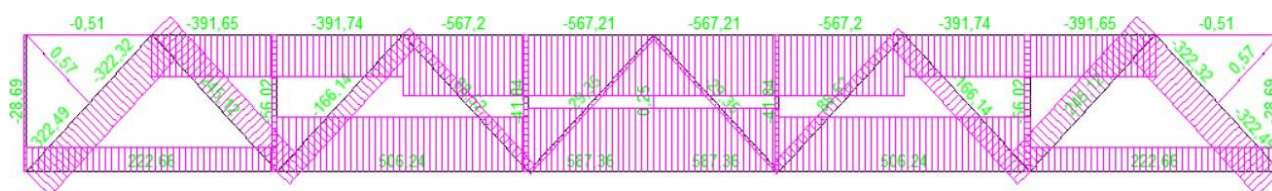


Рисунок 2.7 - Епюра поздовжніх зусиль N

Таблиця 2.2 - Значення поздовжніх зусиль у стрижнях кроквяної ферми

Найменування	Стрижень	Розрахункові зусилля	
		розтягнення	стиснення
1	2	3	4
Нижній пояс (Нп)	1-2	222,66	0,00
	6-7		
	2-3	506,24	0,00
	5-6		
	3-5	587,37	0,00

Продовження таблиці 2.2

1	2	3	4
Верхній пояс (Вп)	8-9 17-18	0,00	0,00
	9-10 10-11 15-16 16-17	0,00	391,74
	11-12 12-13 13-14 14-15	0,00	567,2
Стійки	1-8 7-18	0,00	28,69
	2-10 3-12 5-14 6-16	0,00	56,02
Розкоси	1-9 7-17	0,00	322,32
	2-9 6-17	245,12	0,00
	2-11 6-15	0,00	166,14
	3-11 5-15	88,52	0,00
	3-13 5-13	0,00	29,35

2.3.3 Підбір перерізів стрижнів ферми

Тип перерізів стрижнів ферми - тавровий переріз із парних куточків. Верхній і нижній пояс виконуємо з нерівнополичних куточків, а решту елементів ферми з рівнополичних куточків.

Для підбору перерізів стрижнів ферми необхідно знати:

розрахункові довжини стрижнів у площині та з площини ферми;

граничні гнучкості стрижнів ферми.

Розрахункові довжини стрижнів ферми в площині та з площини ферми:

а) верхній пояс: $l_{ef,x} = l = 3000$ мм; $l_{ef,y} = l_1 = 3000$ мм;

б) нижній пояс; $l_{ef,x} = l = 6000$ мм $l_{ef,y} = l_1 = 15000 - 6000 = 9000$ мм;

в) опорний розкіс $l_{ef,x} = 0,5 \cdot l = 2175 \text{ мм}$; $l_{ef,y} = l_1 = 4350 \text{ мм}$;

г) інші елементи решітки $l_{ef,x} = 0,8 \cdot l$; $l_{ef,y} = l_1$

Несуча здатність стиснутих стрижнів залежить від їхніх розрахункових довжин, і перевіряють її у двох напрямках (у площині ферми та в напрямку, перпендикулярному до площини ферми, тобто з площини ферми), тому що заздалегідь невідомо, у якому напрямку відбудеться втрата їхньої стійкості. Тому для таких стрижнів необхідно знати розрахункові довжини $l_{ef,x}$ (у площині ферми) і $l_{ef,y}$ (з площини ферми).

l - геометрична довжина стрижня ферми;

l_1 - відстань між точками закріплення в стрижнях ферми

Граничні гнучкості стрижнів ферми $[\lambda]$:

а) стиснуті пояси й опорні розкоси; $[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha$

б) інші стиснуті стрижні; $[\lambda] = 210 - 60 \cdot \alpha$

в) розтягнуті стрижні. $[\lambda] = 400$

Приймаю товщину фасонки $t_f = 10 \text{ мм}$, оскільки максимальне зусилля в опорному розкосі. $N = -322,32 \text{ кН}$

Нижній пояс кроквяної ферми:

Стрижень 1-2: $N = 222,66 \text{ кН}$.

визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$l_{ef,x} = 6000 \text{ мм}$; $l_{ef,y} = 6000 \text{ мм}$.

необхідна площа перерізу стрижня визначається за формулою 2.14.

$$A_{req}^L = \frac{N}{2 \cdot \alpha \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{222,66}{2 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 4,63 \text{ см}^2. \quad (2.14)$$

за ДСТУ 8769:2018 приймаю $L90 \times 56 \times 6$:

$$A^L = 8,54 \text{ см}^2; i_x = 1,58 \text{ см}; i_y = 4,49 \text{ см.}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{6000}{1,56 \cdot 10} = 384,6 < [\lambda] = 400$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{6000}{4,49 \cdot 10} = 133,6 < [\lambda] = 400$$

перевірка міцності стрижня виконується за формулою 2.15.

$$\sigma = \frac{N}{2 \cdot A^L} = \frac{222,66}{2 \cdot 8,54 \cdot 10^{-1}} = 130,4 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}. \quad (2.15)$$

Міцність і гнучкість стрижня нижнього пояса забезпечено, приймаю L 90x56x6 ДСТУ 8769:2018.

Стрижень 2-3:

$$N = 506,24 \text{ кН.}$$

визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми: $l_{ef,x} = 6000 \text{ мм}; l_{ef,y} = 9000 \text{ мм.}$

необхідна площа перерізу стрижня:

$$A_{req}^L = \frac{N}{2 \cdot \alpha \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{506,24}{2 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 10,54 \text{ см}^2$$

за ДСТУ 8769:2018 приймаю L110 × 70 × 8 :

$$A^L = 13,9 \text{ см}^2; i_x = 1,98 \text{ см}; i_y = 5,41 \text{ см}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{6000}{1,98 \cdot 10} = 303 < [\lambda] = 400$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{9000}{5,41 \cdot 10} = 166,4 < [\lambda] = 400$$

перевірка міцності стрижня:

$$\sigma = \frac{N}{2 \cdot A^L} = \frac{506,24}{2 \cdot 13,9 \cdot 10^{-1}} = 182,1 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

Міцність і гнучкість стрижня нижнього пояса забезпечена, приймаю 110×70×8 [ДСТУ 8769:2018].

Стрижень 3-4:

$$N = 587,37 \text{ кН.}$$

визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef,x} = 3000 \text{ мм}; l_{ef,y} = 9000 \text{ мм.}$$

необхідна площа перерізу стрижня:

$$A_{req}^L = \frac{N}{2 \cdot \alpha \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{587,37}{2 \cdot 1 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 12,2 \text{ см}^2$$

за ДСТУ 8769:2018 приймаю $L110 \times 70 \times 8$:

$$A^L = 13,9 \text{ см}^2; i_x = 1,98 \text{ см}; i_y = 5,41 \text{ см.}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef,x}}{i_x} = \frac{6000}{1,98 \cdot 10} = 303 < [\lambda] = 400$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,y}}{i_y} = \frac{9000}{5,41 \cdot 10} = 166,4 < [\lambda] = 400$$

перевірка міцності стрижня:

$$\sigma = \frac{N}{2 \cdot A^L} = \frac{587,37}{2 \cdot 13,9 \cdot 10^{-1}} = 211,3 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 240 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Міцність і гнучкість стрижня нижнього пояса забезпечена, приймаю $L110 \times 70 \times 8$ [ДСТУ 8769:2018].

Верхній пояс кроквяної ферми:

Стрижні 9-10, 10-11:

$$N \text{ Стрижні 9-10, 10-11: } N = -391,74 \text{ кН.}$$

визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef} = 3000 \text{ мм}; l_{ef,1} = 3000 \text{ мм.}$$

необхідна площа перерізу стрижня:

$$A_{req}^L = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{391,74}{2 \cdot 0,8 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 10,2 \text{ см}^2.$$

за ДСТУ 8769:2018 $L160 \times 100 \times 9$:

$$A^L = 22,9 \text{ см}^2; i_x = 2,85 \text{ см}; i_y = 7,67 \text{ см.}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{3000}{2,85 \cdot 10} = 105,3;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,1}}{i_y} = \frac{3000}{7,67 \cdot 10} = 39,1.$$

розрахунок гнучкості стрижня:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 105,3 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,6;$$

перевірка умови стійкості стрижня:

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A^L \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{391,74}{0,572 \cdot 2 \cdot 22,9 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,62 < 1,$$

де коефіцієнт стійкості під час центрального стиснення φ , за $\bar{\lambda}_x = 3,6$ дорівнює 572.

Оскільки $\alpha < 1$, то стійкість стрижня забезпечено.

перевірка гнучкості стрижня в площині та з площини ферми:

Гранична гнучкість стрижня: $[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,62 = 142,8$.

$$\lambda_x = 105,3 < [\lambda] = 142,8.$$

$$\text{перевірка стійкості стрижня: } \sigma = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A^L} = \frac{391,74}{0,572 \cdot 2 \cdot 22,9 \cdot 10^{-1}} = 149,5 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 198 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Умова виконується, приймаємо для верхнього пояса кроквяної ферми L160×100×9 [ДСТУ 8769:2018].

Стрижні 11-12, 12-13: $N = -567,2 \text{ кН}$.

визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef} = 3000 \text{ мм}; l_{ef,1} = 3000 \text{ мм}.$$

необхідна площа перерізу стрижня:

$$A_{req}^L = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{567,2}{2 \cdot 0,8 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 14,8 \text{ см}^2$$

за ДСТУ 8769:2018 приймаю L180 × 110 × 10 :

$$A^L = 28,3 \text{ см}^2; i_x = 3,12 \text{ см}; i_y = 8,62 \text{ см}.$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{3000}{3,12 \cdot 10} = 96,2;$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,1}}{i_y} = \frac{3000}{8,62 \cdot 10} = 34,8.$$

розрахунок гнучкості стрижня:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 96,2 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,3$$

перевірка умови стійкості стрижня:

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A^L \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{567,2}{0,6 \cdot 2 \cdot 28,3 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,73 < 1,$$

Оскільки $\alpha < 1$, то стійкість стрижня забезпечено.

перевірка гнучкості стрижня в площині та з площини ферми:

Гранична гнучкість стрижня:

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,73 = 136,2$$

$$\lambda_x = 96,2 < [\lambda] = 136,2$$

перевірка стійкості стрижня:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A^L} = \frac{567,2}{0,6 \cdot 2 \cdot 28,3 \cdot 10^{-1}} = 175,2 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 198 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

Умова виконується, приймаємо для верхнього пояса кроквяної ферми L180×110×10 [ДСТУ 8769:2018].

Опорні розкоси:

Стрижні 1-9, 7-17: $N = -322,32 \text{ кН}$.

визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef} = 2175 \text{ мм}; l_{ef,1} = 4350 \text{ мм}.$$

необхідна площа перерізу стрижня:

$$A_{req}^L = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{322,32}{2 \cdot 0,55 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 12,2 \text{ см}^2$$

за ДСТУ 8769:2018 приймаю L125 × 80 × 8 :

$$A^L = 16 \text{ см}^2; i_x = 2,28 \text{ см}; i_y = 6,06 \text{ см}$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{2175}{2,28 \cdot 10} = 95,4$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,1}}{i_y} = \frac{4350}{6,06 \cdot 10} = 71,78$$

розрахунок гнучкості стрижня:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 95,4 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,2$$

перевірка умови стійкості стрижня:

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A^L \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{322,32}{0,66 \cdot 2 \cdot 16 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,63 < 1$$

Оскільки $\alpha < 1$, то стійкість стрижня забезпечено.

перевірка гнучкості стрижня в площині та з площини ферми:

Гранична гнучкість стрижня:

$$[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,63 = 142,2$$

$$\lambda_x = 95,4 < [\lambda] = 142,2$$

перевірка стійкості стрижня:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A^L} = \frac{322,32}{0,66 \cdot 2 \cdot 16 \cdot 10^{-1}} = 152,6 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 198 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}$$

Умова виконується, приймаємо для верхнього пояса кроквяної ферми L125×80×8 [ДСТУ 8769:2018].

Стійки:

Стрижні (2-10, 3-12, 5-14, 6-16): $N = -56,02 \text{ кН}$.

визначення розрахункових довжин стрижня в площині та з площини ферми:

$$l_{ef} = l = 2520 \text{ мм}; l_{ef,1} = l = 3150 \text{ мм}.$$

необхідна площа перерізу стрижня:

$$A_{req}^L = \frac{N}{2 \cdot \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{56,02}{2 \cdot 0,8 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 0,8} = 1,8 \text{ см}^2$$

за ДСТУ 2251-93 приймаю L56×5:

$$A^L = 5,41 \text{ см}^2; i_x = 1,72 \text{ см}; i_y = 2,69 \text{ см}.$$

$$\lambda_x = \frac{l_{ef}}{i_x} = \frac{2520}{1,72 \cdot 10} = 146,5$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ef,1}}{i_y} = \frac{3150}{2,69 \cdot 10} = 117,1.$$

розрахунок гнучкості стрижня:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 146,5 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 5;$$

перевірка умови стійкості стрижня:

$$\alpha = \frac{N}{\varphi \cdot 2 \cdot A^L \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{56,61}{0,304 \cdot 2 \cdot 5,41 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 0,8} = 0,72 > 1,$$

перевірка гнучкості стрижня в площині та з площини ферми:

Гранична гнучкість стрижня:

$$[\lambda] = 210 - 60 \cdot \alpha = 210 - 60 \cdot 0,72 = 166,8$$

$$\lambda_x = 146,5 < [\lambda] = 166,8$$

перевірка стійкості стрижня:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A^L} = \frac{56,02}{0,304 \cdot 2 \cdot 5,41 \cdot 10^{-1}} = 170,3 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < R_y \cdot \gamma_c = 198 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Умова виконується, приймаємо для верхнього пояса кроквяної ферми L56×5 [ДСТУ 2251-93].

2.3.4 Розрахунок і конструювання вузлів кроквяної ферми на фасонках

Конструюють вузли ферм у такому порядку:

- креслю осьові лінії (лінії, що проходять через центр ваги) стрижнів, що сходяться у вузлі;
- прив'язую поясні куточки, чим визначають можливе наближення торців стрижнів решітки до вузлів;
- наношу контури стрижнів решітки, прив'язуючи їх до осьових ліній; при цьому відстань від центру тяжіння до обухка округляю до 5 мм; різання стрижнів решітки проводять нормально до осі стрижня і не доводять їх до поясів на відстань $\alpha = 6t_\phi - 20$ мм, але не більше 80 мм (t_ϕ – товщина фасонки, мм);
- за довжиною швів, що кріплять стрижні решітки у вузлі, визначаю необхідні розміри фасонки;
- кріплять стрижні решітки у вузлі, визначаю необхідні розміри фасонки.

Розрахунок опорного вузла ферми (рисунки 2.8)

Вихідні дані:

- проліт ферми 30 м, крок колон (ферм) 6 м;
- сполучення ферми з колоною шарнірне;
- опорна реакція ферми $A = 415,8$ кН;
- матеріал ферми - сталь С245;
- зварювання механізоване дугове в середовищі вуглекислого газу (МДС CO_2); зварювальний дріт Св-08Г2С; зварні кутові шви - безперервні,

двосторонні;

- розрахункові характеристики сталі: $R_y = 240 \text{ Н/мм}^2$ при товщині прокату від 10 до 20 мм включно, $R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2$; $R_s = 0,58 \cdot 370 = 139,2 \text{ Н/мм}^2$; $R_p = 361 \text{ Н/мм}^2$ $R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2$; $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 166,5 \text{ Н/мм}^2$; коефіцієнти $\beta_f = 0,9$; $\beta_z = 1,05$.

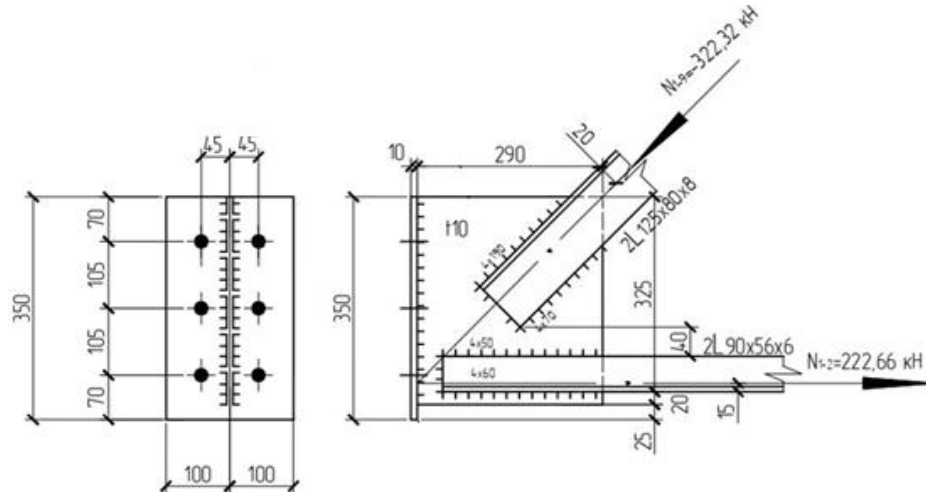


Рисунок 2.8 - Нижній опорний вузол

Нижній опорний вузол (рисунок 2.8)

Розрахунок зварних з'єднань елементів вузла. Куточки опорного розкосу ($2L125 \times 80 \times 8$) із зусиллям $N = -322,32 \text{ кН}$ прикріплюємо до фасонки $t = 10$ мм двосторонніми кутовими швами. Умова $t \geq 0,6T$ виконується; тут t – товщина тоншого з елементів, що зварюються, а T – товщина товстішого, а саме $t = 8$ мм, $T = 10$ маємо $8 \geq 0,6 \times 10$

Розрахунок ведемо за металом на межі спалення, оскільки:

$$\frac{\beta_f \cdot R_{wf}}{\beta_z \cdot R_{wz}} = \frac{0,9 \cdot 215}{1,05 \cdot 166,5} = 1,1 > 1$$

Розрахункові довжини швів визначають за формулою 2.15, 2.16.

$$l_W^{\text{I}} = \frac{\alpha_1 \cdot N}{2 \cdot \beta_z \cdot R_{Wz} \cdot k_{f1} \cdot \gamma_c} + 1,0 = \frac{0,75 \cdot 332,32}{2 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} + 1,0 = 18,8 \text{ см}; \quad (2.15)$$

$$l_{Wz}^{\text{II}} = \frac{\alpha_2 \cdot N}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{Wf} \cdot k_{f1} \cdot \gamma_c} = \frac{0,25 \cdot 332,32}{2 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 0,4 \cdot 10^{-1}} + 1,0 = 6,9 \text{ см}, \quad (2.16)$$

де α_1, α_2 - коефіцієнти, що враховують розподіл зусиль між швами за обушком і пером.

$$l_{w, \max 1} = 85 \cdot \beta_f \cdot k_{f1} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,4 = 30,6 \text{ см}$$

$$l_{w, \max 2} = 85 \cdot \beta_f \cdot k_{f2} = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,4 = 30,6 \text{ см}$$

Приймаємо $l_w^{0\sigma} = 190 \text{ мм}$; $l_{wz}^I = 70 \text{ мм}$. Визначаємо розміри швів для прикріплення нижнього пояса $N = 222,66 \text{ кН}$.

$$l_w^{0\sigma} = \frac{0,7 \cdot 222,66}{2 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1,1}} + 1,0 = 5,5 \text{ см};$$

$$l_{wz}^{\text{In}} = \frac{0,3 \cdot 222,66}{2 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 10^{-1,1}} + 1,0 = 2,9 \text{ см},$$

Приймаємо $l_w^{0\sigma} = 60 \text{ мм}$; $l_{wz}^{\text{In}} = 50 \text{ мм}$. Прикріплення опорного фланця до опорної фасонки у разі висхідного розкосу розраховують на опорну реакцію рігеля як простої ферми.

За отриманими довжинами швів кріплення опорного розкоса і нижнього пояса графічно (за масштабом) визначимо розміри опорної фасонки. Опорний розкіс не доводимо до пояса на відстань $\alpha = 6t_\phi - 20 \text{ мм} = 6 \cdot 10 - 20 = 40 \text{ мм}$, приймаємо 40 мм.

Приймаємо опорний фланець із листа 200×10 і перевіряємо його міцність на зім'яття (при фрезеруванні торця) визначаємо за формулою 2.17.

$$\sigma = \frac{A}{b_f \cdot t_f} = \frac{415,8 \cdot 10}{20 \cdot 1,0} = 207,9 < R_p \cdot \gamma_c = 361 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}. \quad (2.17)$$

Перевіримо міцність кутового шва, що кріпить опорний фланець до торцевої фасонки при $k_f = 4 \text{ мм}$.

$$\frac{A}{2 \cdot \beta_z \cdot t_f \cdot l_{w, \max 2}} = \frac{415,8 \cdot 10}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,4 \cdot 30,6} = 161,7 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 166,5 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Випускаємо фланець за межі фасонки на $\alpha \leq 1,5t$; $\alpha = 20 \text{ мм}$

Проміжні вузли. Вузол 9 (рисунок 2.9)

Катет і довжина шва кріплення розкосу 1-9 см. розрахунок нижнього опорного

Гранична розрахункова довжина флангового шва, що кріпить перо пояса з одного боку фасонки, дорівнює ; $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 0,4$

$$\tau_{wF} = \frac{F}{\beta_z k_f \sum l_w} = \frac{55,4 \cdot 10}{1,05 \cdot 0,4 \cdot 61,2} = 21,6 \text{ Н/мм}^2$$

$$\sum l_w = 30,6 \cdot 2 = 61,2 \text{ см}$$

Розрахунок поясних швів відповідає розрахунковій моделі роботи елементів ферми на осьові зусилля в разі рівномірного розподілу напружень за перерізом.

Вузол 2 (рисунок 2.10)

Довжини швів, що прикріплюють розкіс 2-11 і стійку 2-10, визначаємо аналогічно до попередніх стрижнів.

Кріплення розкосу 2-11: $N = -166,14 \text{ кН}$; $k_f = 4 \text{ мм}$; $\alpha_1 = 0,7$ і $\alpha_2 = 0,3$

$$l_w^{\text{ос}} = \frac{0,7 \cdot 166,5}{2 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} + 1,0 = 9,33 \text{ см};$$

$$l_w^{\text{л}} = \frac{0,3 \cdot 166,5}{2 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} + 1,0 = 4,6 \text{ см};$$

Приймаємо $l_w^{\text{ос}} = 100 \text{ мм}$; $l_{wz}^{\text{л}} = 50 \text{ мм}$. Кріплення стійки 2-10: $N = 56,02 \text{ кН}$; $k_f = 4 \text{ мм}$; $\alpha_1 = 0,7$ і $\alpha_2 = 0,3$

$$l_w^{\text{ос}} = \frac{\alpha_1 \cdot N}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot k_{f1} \cdot \gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 56,02}{2 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} + 1,0 = 3,8 \text{ см}$$

$$l_w^{\text{л}} = \frac{\alpha_2 \cdot N}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{wf} \cdot k_{f1} \cdot \gamma_c} = \frac{0,3 \cdot 56,02}{2 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} + 1,0 = 2,2 \text{ см}$$

Приймаємо $l_w^{\text{ос}} = 50 \text{ мм}$ $l_{wz}^{\text{л}} = 50 \text{ мм}$, оскільки мінімальна фактична довжина шва - 50 мм .

Кріплення розкоса 2-9 розраховано під час проєктування вузла 9. За розрахунковими даними швів встановлюємо конфігурацію і розміри фасонки.

Міцність швів, що прикріплюють фасонку до пояса, розраховується на дію поздовжнього зусилля $N = N_{2-3} + N_{1-2} = 506,24 + 222,66 = 728,9 \text{ кН}$; $\tau_{wN} =$

$$\frac{N}{\beta_z k_f \sum l_w} = \frac{728,9 \cdot 10}{1,05 \cdot 0,4 \cdot 4 \cdot 30,6} = 141,8 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} < 166,5 \text{ Н/мм}^2$$

Міцність швів забезпечено.

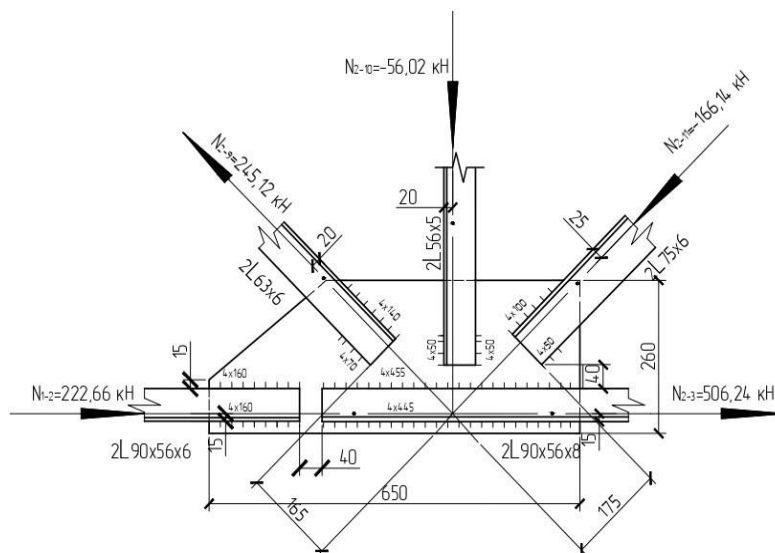


Рисунок 2.10 - Вузол 2

Вузол 10 (рисунок 2.11).

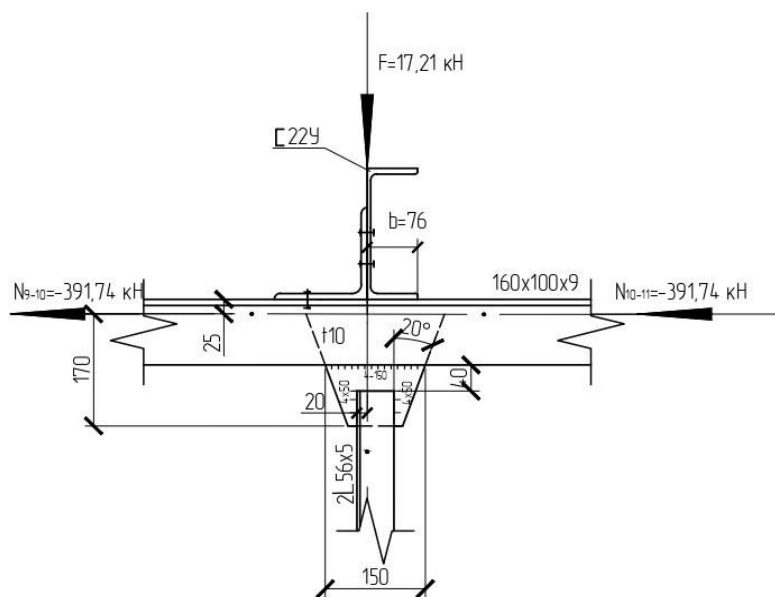


Рисунок 2.11 - Вузол 10

Довжини швів кріплення розкоса 3-11 визначаємо аналогічно до попередніх стрижнів.

Кріплення розкосу 3-11: $N = 88,52 \text{ кН}$; $k_f = 4 \text{ мм}$; $\alpha_1 = 0,7$ і $\alpha_2 = 0,3$

$$l_W^{0\sigma} = \frac{0,7 \cdot 88,52}{2 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} + 1,0 = 5,4 \text{ см};$$

$$l_W^I = \frac{0,3 \cdot 88,2}{2 \cdot 1,05 \cdot 166,5 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 10^{-1}} + 1,0 = 2,9 \text{ см};$$

Приймаємо $l_W^{0\sigma} = 60 \text{ мм}$; $l_{WZ}^I = 50 \text{ мм}$, оскільки мінімальна фактична довжина шва - 50 мм.

Розміри фасонки, отримані графічно за довжинами швів, наведені на рисунку 2.12.

Перевірка міцності швів кріплення пояса до фасонки (див. розрахунок вузла 2).

Вузол 11 (рисунок 2.12)

Перевірка міцності швів кріплення пояса до фасонки:

$$\tau_{wF} = \frac{F}{\beta_z k_f \sum l_w} = \frac{55,4 \cdot 10}{1,05 \cdot 0,4 \cdot 61,2} = 21,6 \text{ Н/мм}^2 < 166,5 \text{ Н/мм}^2$$

$$\text{де } \sum l_w = (21 - 1) \cdot 2 = 40 \text{ мм.}$$

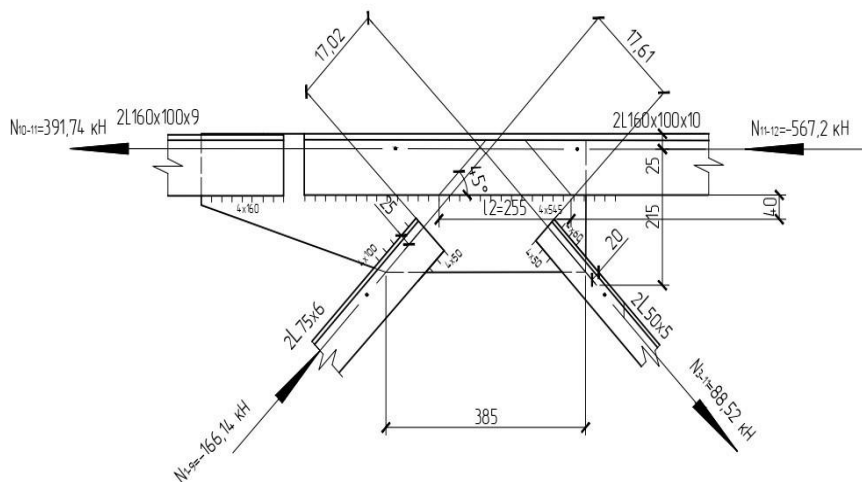


Рисунок 2.12 - Вузол 11

Вузол 4 (рисунок 2.13)

Нижній опорний вузол проектуємо аналогічно верхньому. Нижні поясні куточки 90 х 56 х 8 перекриваємо двома листовими накладками; площу поперечного перерізу кожної накладки визначаємо :

$$A = \frac{\alpha_1 \cdot 1,2 \cdot N_{2-3}}{2 \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{0,75 \cdot 1,2 \cdot 506,24}{2 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,1} = 9,5 \text{ см}^2$$

$$Z_0 = \frac{S_a}{A} = \frac{11 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 12,5 \cdot 0,4}{11 \cdot 2 \cdot 0,8 + 1 \cdot 25} = 2,06 \text{ см} \quad A = 42,6 \text{ см}^2$$

$$I_x = 2 \cdot (58 + 0,4)^2 \cdot 11 \cdot 0,8 + 1 \cdot \frac{25^2}{12} + 7,7^2 \cdot 25 \cdot 1 = 11007,4 \text{ см}^4$$

$$W_{XB} = \frac{11007,4}{24,67} = 147,3 \text{ см}^3$$

$$W_{XH} = \frac{11007,4}{9,31} = 1157,60 \text{ см}^3$$

Ексцентриситет прикладання поздовжньої сили

$$e = 8,33 - 16,4 = 8,7 \text{ см.}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{506,24 \cdot 10}{42,6} + \frac{506,24 \cdot 8,7 \cdot 10}{1157,60} = 156,1 < R_{yz} \gamma_c = 240 \text{ Н/мм}^2.$$

Катет кутових швів для кріплення вертикальних накладок до вузлової фасонки $k_f = 10 \text{ мм.}$

Розрахунок сполучних прокладок

Для забезпечення спільної роботи куточків їх з'єднують прокладками. Відстань між ними має бути не більше 40 і для стиснутих елементів і 80 і для розтягнутих, де і - радіус інерції одного куточка щодо осі, паралельної прокладці. При цьому між вузлами в стиснутих елементах має бути не менше двох прокладок. Якщо куточки не з'єднані прокладками, то під час розрахунку кожен куточок розглядають окремо, а його гнучкість визначають, виходячи з мінімального для одного куточка радіуса інерції $i_{\min}$.

Прокладки роблять шириною 60-80 мм, завдовжки на 20-50 мм більше ширини куточків. Для всіх куточків однієї ферми слід мати не більше двох трьох типорозмірів прокладок.

РОЗДІЛ 3

ФУНДАМЕНТИ

3.1 Вихідні дані для проектування

За позначку 0,000 умовно прийнято позначку чистої підлоги першого поверху будівлі, що відповідає абсолютній позначці +221,550.

Інженерно-геологічну колонку наведено на рисунку 3.1, характеристики ґрунтових умов - у таблиці 3.1.

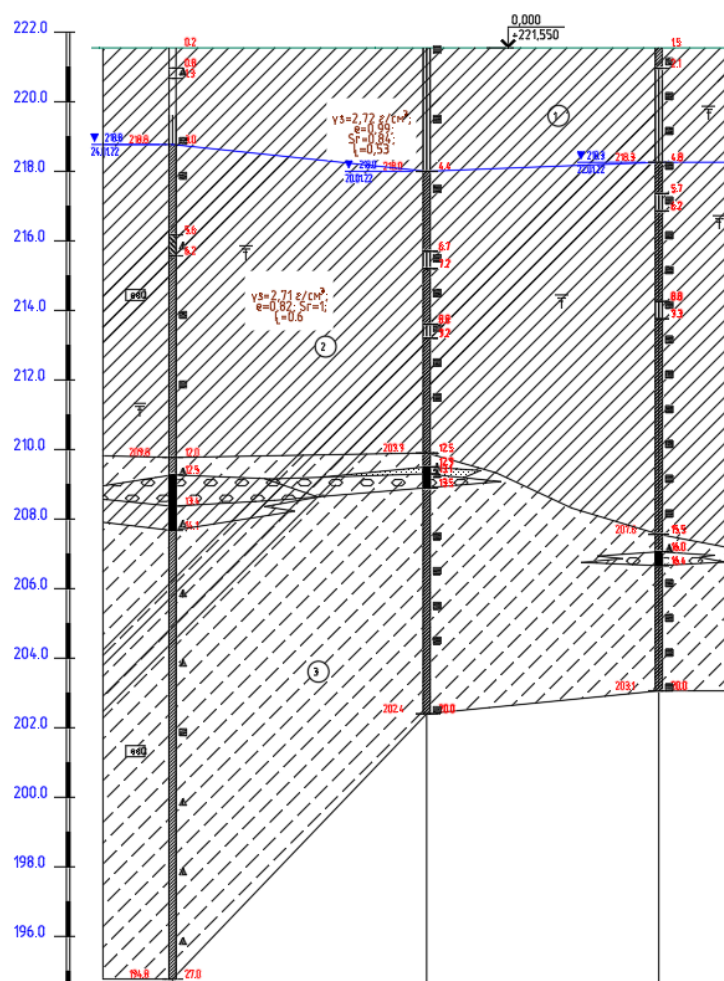


Рисунок 3.1 - Інженерно-геологічна колонка

У результаті аналізу просторової мінливості приватних показників властивостей ґрунтів, визначених лабораторними методами та з урахуванням літологічної будови ґрунтів на досліджуваному майданчику до розвіданої глибини 20,00-27,00 м виділено 3 інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

ПЕ-1 - Суглинок тугопластичний, непрasadочний;

ПЕ-2 - Суглинок м'якопластичний, непрasadочний; ПЕ- 3 - Супісок пластичний, непрasadочний;

Грунти незасолені. Корозійна активність ґрунтів щодо вуглецевої сталі - висока.

За ступенем агресивного впливу на бетон і залізобетон ґрунти за вмістом хлоридів і сульфатів є неагресивними до бетонів і цементів усіх марок.

На період буріння в межах майданчика робіт підземні води розкриті всіма свердловинами на глибині 3,30-4,460 м від денної поверхні (абс. відм. 218,08-218,62м)

Підземні води приурочені до алювіальних четвертинних відкладень. Води порово-пластичного типу, безнапірні. Водовміщувальними породами слугують суглинки ПЕ-2 і супіски ПЕ-3. До розвіданої глибини 20,00-27,00 м (абс.відм. 194,88-202,83 м) водотривких ґрунтів не розкрито. Розкрита потужність водоносного горизонту в межах майданчика становить 15,4-23,7 м.

За хімічним складом ґрунтові води належать до гідрокарбонатного, натрієвого типу зі слаболужною реакцією, за жорсткістю - дуже м'яка, за мінералізацією - від помірно прісної до власне прісної.

За завданням дипломного проекту необхідно виконати розрахунок стовпчастого фундаменту неглибокого закладення і на палях під стійку рами. Вибрати один варіант шляхом порівняння ТЕП.

Таблиця 3.1 - Фізико-механічні характеристик ґрунту

Номер ПЕ	Повне найменування ґрунту	h , м	W , д.е.	e , д.е.	Щільність, т/м ³			$\gamma(\gamma_{sb})$, кН/м ³	I_L , д.е.	S_r , д.е.	Механічні хар-ки ґрунтів			R_o , кПа
					ρ	ρ_s	ρ_d				E , кПа	ϕ , град	c , кПа	
ПЕ-1	Суглинок тугопластичний, слабозаторфований	4,2	0,306	0,99	1,76	2,72	1,37	17,6	0,37	0,84	2600	16	25	163
ПЕ-2	Суглинок м'якопластичний, непрasadочний	8,1	0,304	0,84	1,91	2,71	1,47	19,1	0,6	0,98	3500	17	19	
ПЕ-3	Супісок пластичний непрasadочна	7,5	0,220	0,64	2,00	2,70	1,65	20,0	0,58	0,93	7100	24	13	

3.2 Збір навантажень на фундамент

3.2.1 Загальні дані

Як розрахункову ділянку приймаємо стійку середнього ряду.

На фундамент під стійку передається навантаження:

- навантаження з покриття, що включає власну вагу конструкції покрівлі та снігове навантаження;
- навантаження від власної ваги сталевих елементів;
- навантаження від конструкції підлог першого поверху.

Тимчасові навантаження включають у себе короточасні навантаження (корисне навантаження і снігове). До постійних навантажень належить власна вага сталевих конструкцій, а також власна вага конструкції покрівлі та підлоги.

Під час збирання навантаження на покриття і перекриття враховується основне поєднання навантажень, що включає в розрахунок постійні навантаження з коефіцієнтом 1, короточасні—0,9 і тривалі .—0,95

Опорна реакція ферми згідно з п.2.5 — $R = 415,8$ кН.

Власну вагу сталевий колони перерізом із двотавра 40Ш7 з лінійною густиною $m_1 = 250$ кг/м і довжиною $l_1 = 10,2$ м визначаю за формулою 3.1.

$$G_{k1} = m_1 \cdot \gamma_f \cdot l_1 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3}. \quad (3.1)$$

$$G_{k1} = 289,7 \cdot 1,05 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 12,75 = 38,05 \text{ кН.}$$

З урахуванням спирання двох ферм на колону, навантаження на фундамент за формулою 3.2.

$$N = 415,8 \cdot 2 + 38,05 = 869,65 \text{ кНм.} \quad (3.2)$$

$$N = 415,8 \cdot 0,233 = 96,88 \text{ кНм.}$$

3.3 Проектування стовпчастого фундаменту

3.3.1 Аналіз ґрунтових умов

Інженерно-геологічні умови сприятливі для будівництва.

Наявність пучинистих ґрунтів із поверхні:

Нормативна глибина промерзання в м. Чернівці на підставі теплотехнічного розрахунку приймається для суглинків ІГЕ-1 і ІГЕ-2 - 1,75 м.

Слабкі шари ґрунту - відсутні.

Підземні води розташовані на глибині -3,550 м.

3.3.2 Визначення глибини закладення фундаменту

Глибина закладення фундаменту *d* (відстань від відмітки планування до подошви) приймається, виходячи з таких умов:

- конструктивних особливостей будівлі (наявність підвалів, підполів, тунелів, фундаментів під обладнання та інших заглиблених споруд) - будівля, для якої розробляється фундамент, не має підвалу;
- конструктивних вимог, що висуваються до фундаментів
- глибини промерзання пучинистого ґрунту - глибину закладення фундаментів опалювальних споруд за умовами недопущення морозного пучіння ґрунтів основи слід призначати для внутрішніх фундаментів - незалежно від розрахункової глибини промерзання ґрунтів;
- ґрунтових умов: з поверхні залягає насипний ґрунт до глибини - 0,200 м, який не може слугувати основою для фундаменту.

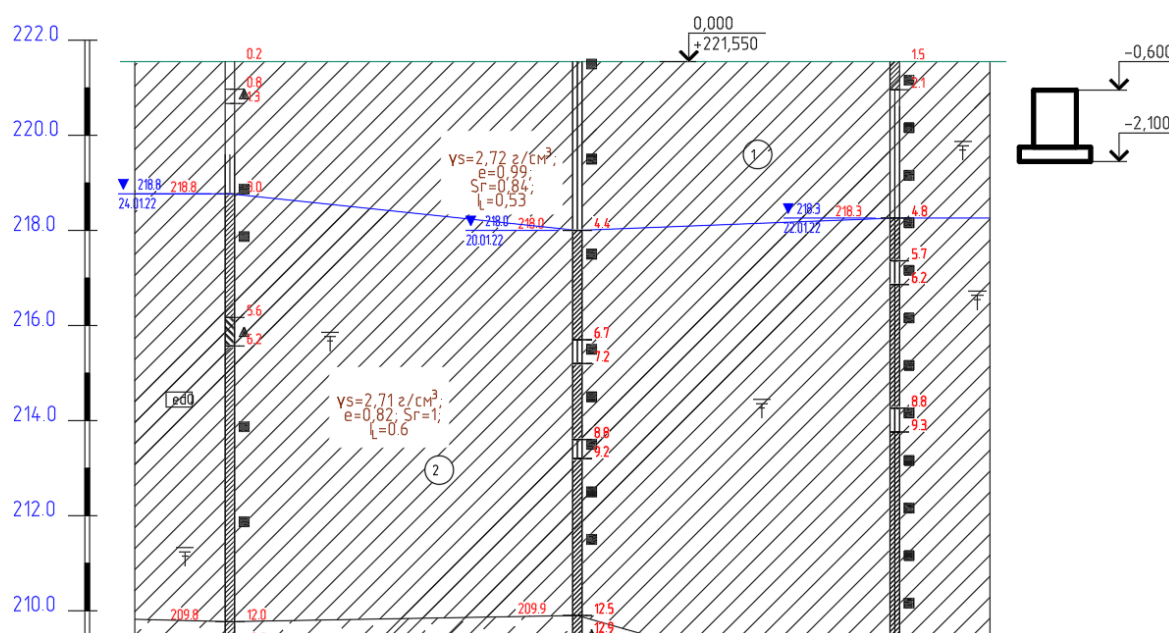


Рисунок 3.2 - Стовпчастий фундамент

Приймаємо за основу суглинок тугопластичний шар ІГЕ-1, глибину закладення фундаменту як найбільшу з перерахованих вище - 2,100 м, враховуючи, що висота фундаменту має бути кранною 0,3 м, заглиблення в несучий шар - не менш як 0,3 м, а верхній обріз фундаменту перебуває на позначці -0,600 м.

3.3.3 Визначення розмірів підшви фундаменту

Площу підшви визначають за формулою 3.3.

$$A_{mp} = \frac{N_p}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{869,65}{163 - 20 \cdot 2,1} = 7,19 \text{ м}^2 \quad (3.3)$$

$R_0 = 163 \text{ кПа}$ - розрахунковий опір ґрунту (див. табл. 3.1); $\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$ - усереднена питома вага фундаменту і ґрунту на його обрізах; $d = 2,1 \text{ м}$ - глибина закладення фундаменту.

За знайденою площею приймаємо розміри підшви фундаменту $b = 2,7 \text{ м}$; $l = 2,7 \text{ м}$.

3.3.4 Визначення розрахункового опору ґрунту основи

Визначимо в першому наближенні розрахунковий опір ґрунту для безпідвальних будівель за формулою 3.4.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] \quad (3.4)$$

де $\gamma_{c1} = 1,2$ і $\gamma_{c2} = 1$ - коефіцієнти умов роботи, прийняті за [2]; $k = 1,1$ - коефіцієнт, що враховує надійність визначення характеристик c_{II} і φ ; $M_{\gamma} = 0,36$; $M_g = 2,43$; $M_c = 4,99$ - коефіцієнти, що залежать від φ , прийняті за [2];

$c = 25$ кПа - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під подошвою фундаменту;

$$\gamma_{II} = \frac{1,45 \cdot 17,6 + 3,35 \cdot 19,1}{4,8} = 18,65 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}$$

$$b + d = 2,7 + 2,1 = 4,8 \text{ м}$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,36 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 18,65 + 2,43 \cdot 2,1 \cdot 17,6 + 4,99 \cdot 25] = 254 \text{ кПа} \quad (3.5)$$

Оскільки отримане значення $R = 254$ кПа перевищує початкове значення $R = 163$ кПа більше, ніж на 15%, виконаємо перерахунок.

Площу подошви визначають за формулою 3.6.

$$A_{mp} = \frac{N_p}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot d} = \frac{869,65}{254 - 20 \cdot 2,1} = 4,1 \text{ м}^2 \quad (3.6)$$

Приймаємо розміри подошви $b = 2,1$ м; $l = 2,1$ м.

$$R = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} [0,36 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 18,65 + 2,43 \cdot 2,1 \cdot 17,6 + 4,99 \cdot 25] = 249 \text{ кПа}$$

Оскільки отримане значення $R = 249$ кПа перевищує початкове значення $R = 254$ кПа не більше, ніж на 15%, залишаємо прийняті розміри

фундаменту.

Приймаємо розміри підосви $b = 2,1$ м; $l = 2,1$ м, $A = 4,41$ м²

3.3.5 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями

Основними критеріями розрахунку основи фундаменту неглибокого закладення за деформаціями є умови:

$$p_{cp} = \frac{N}{A} \leq R;$$

$$p_{\max} = \frac{N'_{II}}{A} + \frac{M'_{II}}{W} \leq 1,2 \cdot R;$$

$$p_{\min} = \frac{N'_{II}}{A} - \frac{M'_{II}}{W} \geq 0;$$

де M' - розрахункове значення моменту, що діє на підосву фундаменту (див. табл. 3); W - момент опору її площі, визначається за формулою 3.7.

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2,1 \cdot 2,1^2}{6} = 1,54 \text{ м}^3; \quad (3.7)$$

N' - навантаження на основу з урахуванням ваги фундаменту;
 $G_f = b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{mt} = 2,1 \cdot 2,1 \cdot 1,5 \cdot 20 = 132,3$ кН – вага фундаменту, звідси вертикальне навантаження:

$$N' = 869,65 + G_f = 869,65 + 132,3 = 1001,95 \text{ кН.}$$

$$p_{cp} = \frac{1001,95}{4,41} = 227 \text{ кПа} < 249 \text{ кПа}$$

$$p_{\max} = \frac{1001,95}{4,41} + \frac{96,88}{1,54} = 269,9 \text{ кПа} < 1,2 \cdot 227 = 272,4 \text{ кПа}$$

$$p_{\min} = \frac{1001,95}{4,41} - \frac{96,88}{1,54} = 206,99 \text{ кПа} > 0$$

Умова виконується. Остаточню приймаємо розміри підосви фундаменту $b = 2,1$ м; $l = 2,1$ м з $A = 4,41$ м²

3.3.6 Розрахунок осідання фундаменту і перевірка умови за деформаціями

Розрахунок осідання за деформаціями полягає в перевірці умови: $S \leq S_u$, де S - очікувана деформація фундаменту, яку визначають розрахунком під час проєктування фундаменту; S_u - гранична спільна деформація основи і споруди, яку призначають під час проєктування будівлі відповідно до вимог норм.

Розрахунок осідань проводимо методом пошарового підсумовування за розрахункової схеми основи у вигляді лінійно - деформованого напівпростору. Порядок розрахунку приймаємо такий:

Напластування ґрунтів нижче підосви фундаменту поділяємо на шари потужністю не більше $0,4b$ ($h_i \leq 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 2,1 = 0,84$ м)

Визначаємо природний побутовий тиск на межі шарів і будуємо епюру. Спочатку визначимо тиск на рівні підосви фундаменту $\sigma_{zg0} = \gamma' \cdot d = 17,6 \cdot 2,1 = 36,96$ кПа, потім будемо додавати тиск від кожного нижчого шару, $\sigma_{zgi} = \sigma_{zg0} + \sum \gamma_i \cdot h_i$, де γ_i, h_i - відповідно питома вага, кН/м³, і потужність, м, для кожного шару. Результати розрахунку занесемо в таблицю 3.2. 3 Визначимо додатковий тиск під підосвою фундаменту: $p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg0} = 227 - 36,96 = 190,04$ кПа, де p_{cp} - більший із двох комбінацій середній тиск від фундаменту. Визначимо напруження σ_{zpi} на межах шарів: $\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_0$, де α_i - коефіцієнт розсіювання, що приймається за [2] залежно від відношень $\frac{l}{b}$ и $\frac{2z_i}{b}$ (z_i - глибина розташування покрівлі i - го шару нижче підосви фундаменту). Результати розрахунку занесемо в таблицю 3.2. Визначимо умовну межу стисливої товщі ВСТ. Вона знаходитиметься там, де задовольняється умова: $\sigma_{zp,i} \leq 0,2\sigma_{zg,i}$.

Для 6-го шару: $16,10 < 0,2 \cdot 126,65 = 25,33$ - умова виконується, отже, це умовна межа стисливої товщі ВСТ. 6. Для кожного шару в межах стисливої товщі визначимо середнє напруження $\sigma_{zp,cp} = \frac{\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,i+1}}{2}$.

Визначимо осадку кожного шару за формулою: $S_i = \frac{\sigma_{zp,cp,i} \cdot h_i}{E_i} \beta$, де E_i - модуль

деформації i -го шару; β - коефіцієнт, що приймається рівним 0,8 .

$$S_1 = \frac{174,31 \cdot 75}{2600} 0,8 = 4,023 \text{ см}$$

$$S_2 = \frac{130,16 \cdot 70}{2600} 0,8 = 2,803 \text{ см}$$

$$S_3 = \frac{79,42 \cdot 84}{3500} 0,8 = 1,525 \text{ см}$$

$$S_4 = \frac{45,9 \cdot 84}{3500} 0,8 = 0,881 \text{ см}$$

$$S_5 = \frac{28,83 \cdot 84}{3500} 0,8 = 0,554 \text{ см}$$

$$S_6 = \frac{19,52 \cdot 84}{3500} 0,8 = 0,375 \text{ см}$$

Визначимо сумарну осадку і перевіримо умову:

$$S = \sum S_i = 10,161 \text{ см} < S_u = 15 \text{ см} - \text{умова виконується.}$$

3.3.7 Конструювання стовпчастого фундаменту неглибокого закладення

Параметри фундаменту $b = 2,1 \text{ м}$; $l = 2,1 \text{ м}$; $d = 2,1 \text{ м}$; колона перетином із двотавра 40Ш7. Розмір опорної пластини $400 \times 480 \text{ мм}$. Для кріплення колони до фундаменту застосовуємо болти М30. Відстань між болтами приймаємо рівною 175 мм і 680 мм, відстань від осі болта до межі підколонника приймаємо рівною 260 і 513 мм, що більше $4d = 4 \cdot 30 = 120 \text{ мм}$ і не менше 100 мм.

Приймаємо перетин підколонника: $b_{cf} \times l_{cf} = 1200 \times 1200 \text{ мм}$.

Висота фундаменту: $h = d - 0,6 = 2,1 - 0,6 = 1,5 \text{ м}$.

Призначаємо кількість і розміри сходинок. У напрямку сторони l сумарний виліт сходинок становитиме $\frac{l-l_{cf}}{2} = \frac{2,1-1,2}{2} = 0,45 \text{ м}$.

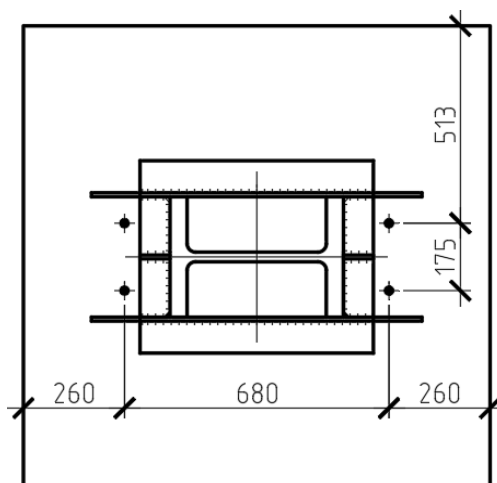


Рисунок 3.3 - План розташування анкерних болтів

Приймаючи висоту сходинок 300 мм і враховуючи, що відношення вильоту сходинок c_i до висоти її h_i рекомендується від 1 до 2, приймаємо 1 сходинку з вильотом 450 мм. У напрямку сторони b сумарний виліт сходинок складе $\frac{b-b_{cf}}{2} = \frac{2,1-1,2}{2} = 0,45$ м.

Приймаємо 1 щабель висотою 300 мм і вильотом 450 мм.

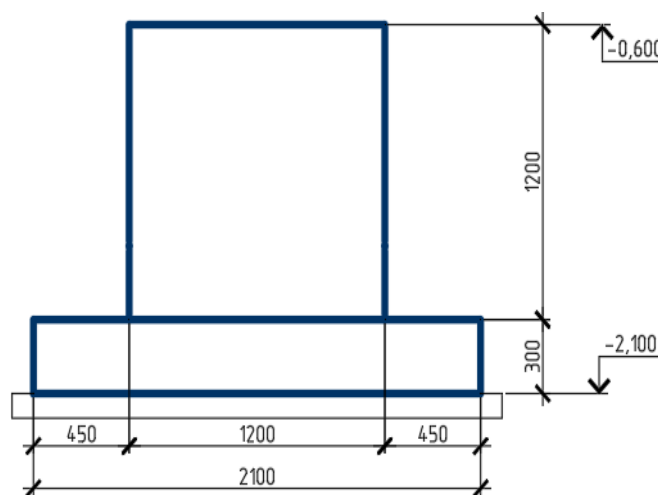


Рисунок 3.4 - Розміри фундаменту

Оскільки $h_{cf} - d_p = 1200$ мм $> 0,5(l_{cf} - l_c) = 0,5(1200 - 600) = 300$ мм, значить цей фундамент - високий.

3.3.8 Розрахунок фундаменту за першою групою граничних станів

Розрахунок фундаменту на продавлювання плитної частини підколонником

Перевірка проводиться з умови $F \leq b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt}$, де $R_{bt} = 1050$ кПа - розрахунковий опір бетону марки В25; F - сила продавлювання по одній, найбільш навантаженій грані фундаменту, що визначається за формулою 3.8.

$$F = A_o \cdot p_{\max} = 0,38 \cdot 207,98 = 79,03 \text{ кН} \cdot \text{м}^2, \quad (3.8)$$

$$\begin{aligned} \text{де } A_o &= 0,5 \cdot b \cdot (l - l_{cf} - 2 \cdot h_{op}) - 0,25(b - b_{cf} - 2 \cdot h_{op})^2 = \\ &= 0,5 \cdot 2,1 \cdot (2,1 - 1,2 - 2 \cdot 0,25) - 0,25(2,1 - 1,2 - 2 \cdot 0,25)^2 = 0,38 \text{ м}^2 \end{aligned}$$

тут h_{op} - робоча висота плитної частини фундаменту.

$$h_{op} = h - h_{cf} - 0,05 = 1,5 - 1,2 - 0,05 = 0,25 \text{ м}$$

$p_{\max}$ - максимальний тиск під підпошвою фундаменту від розрахункових навантажень на рівні верху плитної частини (обрізу верхньої сходинки), що визначається за формулою 3.9.

$$p_{\max} = \frac{N'}{A} = \frac{869,65 + 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 25 \cdot 1,1}{4,41} = 207,98 \text{ кН} \quad (3.9)$$

Оскільки $b - b_{cf} = 2,1 - 1,2 = 0,9 \text{ м} > 2 \cdot h_{op} = 2 \cdot 0,25 = 0,5 \text{ м}$, то $b_m = b_{cf} + h_{op} = 1,2 + 0,25 = 1,45 \text{ м}$.

Звідси: $F = 79,03 < 1,45 \cdot 0,25 \cdot 1050 = 380,6 \text{ кПа}$.

Умова виконується.

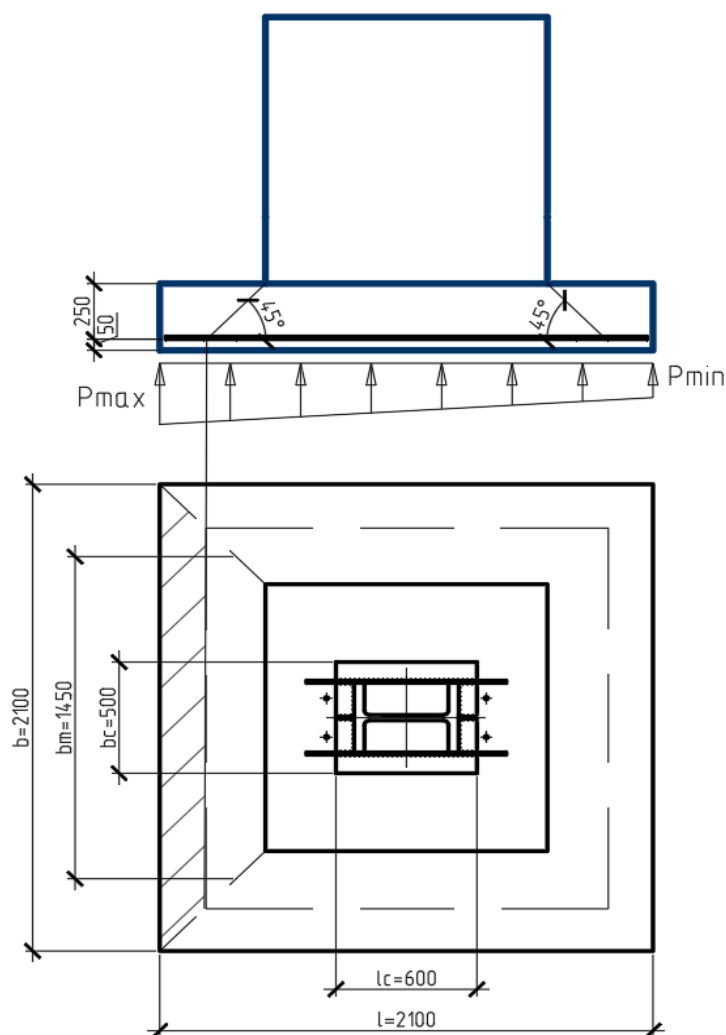


Рисунок 3.5 - Схема до розрахунку низького фундаменту на продавлювання підколонником

3.3.9 Розрахунок плитної частини фундаменту на вигин

Моменти в перерізі ґрунту 3.10.

$$M_{xi} = \frac{N \cdot c_{xi}^2}{2l} \left(1 + \frac{6 \cdot e_{ox}}{l} - \frac{4 \cdot e_{ox} \cdot c_{xi}}{l^2} \right) \quad (3.10)$$

Де N - розрахункове навантаження на основу без урахування ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах: $N = N_p$, e_{ox} - ексцентриситет навантаження при моменті M , приведену до підшви фундаменту і рівному $(M_K + Q_K \cdot h - N_{ст} \cdot a)$; c_{xi} - вільоти ступенів. Згинальні моменти в перерізах, що діють у

площині, паралельній меншій стороні фундаменту b за формулою 3.11.

$$M_{yi} = \frac{N \cdot c_{yi}^2}{2 \cdot b} \quad (3.11)$$

За величиною моментів у кожному перерізі визначається площа робочої арматури: $A_{si} = \frac{M_i}{\xi \cdot h_{oi} \cdot R_s}$, де ξ - коефіцієнт, що визначається за таблицею залежно від величини α_m за формулою 3.12.

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i \cdot h_{oi}^2 \cdot R_b} \quad (3.12)$$

Розраховуємо арматуру плитної частини фундаменту.

Тут у таблиці вертикальне навантаження прийнято: $N = N_p = 869,65 \text{ кН}$.

Момент наведено до підшви: $M = 0 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $e = 0 \text{ м}$

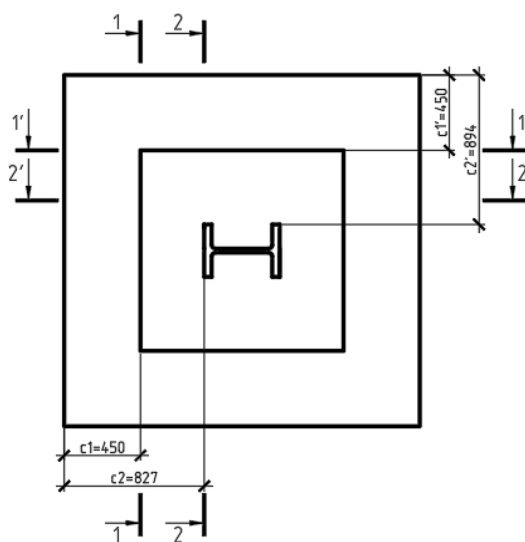


Рисунок 3.6 - Схема до розрахунку арматури плитної частини фундаменту

Конструюємо сітку С1 таким чином. Крок арматури в обох напрямках приймаємо 200 мм, тобто сітка С 1 має в напрямку l – 11 стрижнів, у напрямку b – 11 стрижнів. Діаметр арматури в напрямках l і b приймаємо за сортаментом - 10 мм

(для $11\emptyset 10 A500 - A_s = 8,64 \text{ см}^2$, що більше за $4,85 \text{ см}^2$). Довжини стрижнів приймаємо, відповідно, 2050 мм і 2050 мм.

Підколонник армуємо окремими стрижнями, приймаючи робочу (подовжню) арматуру конструктивно $\emptyset 12 A500$ з кроком 200 мм, поперечну $\emptyset 8 A240$ з кроком 400 мм. Довжина робочих стрижнів 1450 мм. Довжина поперечної арматури - 1170 мм.

3.4. Проектування фундаменту із забивних паль

3.4.1 Вихідні дані

Попередньо призначаємо висоту ростверку 0,9 м. Глибину закладення ростверку - з урахуванням позначки верху фундаменту $-0,6 - d_p = 1,5 \text{ м}$. Відмітка голови палі $-1,200$, після зрубівання відмітка голови палі становить $-1,450$, що на 50 мм вище за підшову ростверку. Підшва ростверку на позначці $-1,500$.

3.4.2 Визначення несучої здатності забивної палі

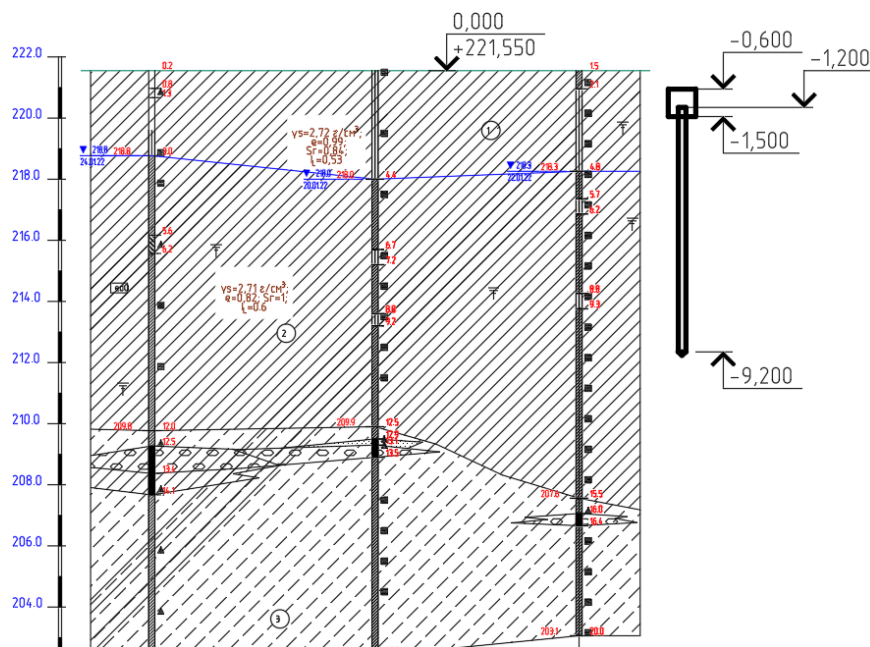


Рисунок 3.7 - Забивна паля

Приймаємо палі довжиною 8 м - С80.30. Спирання забивних паль

передбачаємо на суглинок м'якопластичний шару ІГЕ-2, що залягають на позначці—3,500 . Відмітка кінця палі складе—9,200 м.

За характером роботи в ґрунті паля з цими умовами обпирання є висячою.

Несуча здатність висячих паль визначається за формулою 3.13.

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf,i} \cdot f_i \cdot h_i \right) \quad (3.13)$$

$$F_d = 1[1 \cdot 2677 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot 147,94] = 418,46 \text{ кПа.}$$

де F_d - несуча здатність висячої палі, кПа; γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 1; R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа; A - площа поперечного перерізу палі, м²; $\gamma_{cR} = 1$ — коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі; U — периметр поперечного перерізу палі, м²; $\gamma_{cf} = 1$ — коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі; f_i - розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі в межах i -го шару ґрунту, кПа; h_i - товщина i -го шару ґрунту, м.

$$\text{Допустиме навантаження на палю визначається } \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{418,46}{1,4} = 299 \text{ кН}$$

Тут $\gamma_k = 1,4$ — коефіцієнт надійності.

3.4.3 Визначення числа паль і проектування ростверку

При відомій несучій здатності палі 299кН , а також при врахуванні рівномірної передачі навантаження через ростверк на палі фундаменту, визначимо необхідну кількість палі в ростверку. Розрахунок ведемо за І граничним станом, тобто від розрахункових навантажень.

Кількість паль, необхідна для влаштування одного фундаменту під колону 3.14.

$$n = \frac{N_p}{\frac{F_d}{\gamma_k} - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma} \quad (3.14)$$

$$n = \frac{869,65}{299 - 0,9 \cdot 1,5 \cdot 20} = 3,06 \text{ паль}$$

Відстань між палями приймаємо в межах від 3 до 6d. Розміри ростверка в плані $1,5 \times 1,5 \text{ м}$. Висота ростверка $0,9 \text{ м}$. Приймаємо кількість паль 4 шт. Навантаження на ростверк становить $869,65 \text{ кН}$, клас бетону за міцністю приймаємо B25 ($R_b = 14,5 \text{ МПа}$).

3.4.4 Перевірка плити ростверку на вигин і визначення арматури

Моменти в перерізах ростверку: $M_x = N_{\text{пл}} \cdot x$; $M_y = N_{\text{пл}} \cdot y$;

Де $N_{\text{пл}} = \frac{869,65}{4} = 217,4 \text{ кН}$ - розрахункове навантаження на одну палю;

x і y - відстані від центру кожної палі в межах консолі, що згинається, до перерізу, що розглядається.

Таблиця 3.2 - Перевірка плити ростверку на вигин

Перетин	М, кН· м	α_m	ξ	h_{oi}	$As, \text{ см}^2$
1-1	127,83	0,007	0,995	0,85	4,32
1'-1'	98,69	0,005	0,995	0,85	3,33

Тут

$$M_{1-1} = 2 \cdot 217,4 \cdot 0,294 = 127,83 \text{ кН};$$

$$M_{1'-1'} = 2 \cdot 217,4 \cdot 0,227 = 98,69 \text{ кН}.$$

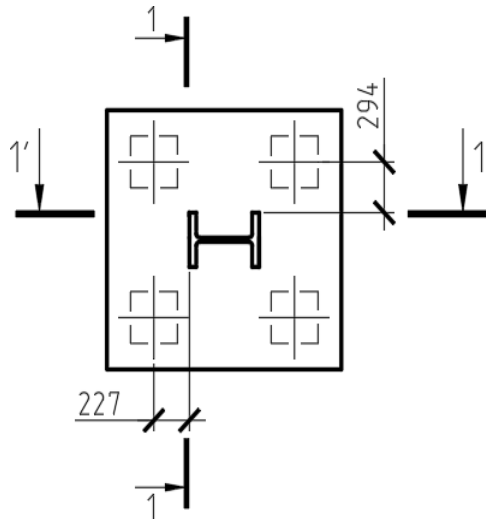


Рисунок 3.8 - Схема до розрахунку ростверка на вигин

Визначаємо необхідне армування в перерізі за формулою 3.15

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i \cdot h_{oi}^2 \cdot R_b} \quad (3.15)$$

де b - ширина стиснутої зони перерізу, м; h_{oi} - робоча висота кожного перерізу, м; R_b - розрахунковий опір бетону стисненню, кПа. $A_{si} = \frac{M_i}{\xi \cdot h_{oi} \cdot R_s}$, де ξ - коефіцієнт, що визначається за величиною α_m .

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

Під час виконання робіт на влаштування залізобетонних конструкцій необхідно дотримуватися вимог [32-33].

На межі території будівельного майданчика, щоб уникнути доступу сторонніх осіб, має бути виконана огорожа.

Особи, відповідальні за утримання будівельних машин у працездатному стані, зобов'язані забезпечувати технічне обслуговування і ремонт згідно з вимогами експлуатаційних документів заводу-виробника.

До машиністів вантажопідіймальних машин повинні пред'являтися додаткові вимоги з безпеки та охорони праці. До роботи з експлуатації автобетононасоса допускаються особи не молодше 21 року, які пройшли спеціальний медичний огляд. Машиніст автобетононасоса зобов'язаний мати водійське посвідчення з правом керування транспортними засобами категорії "С" і машиніста бетононасосних установок не нижче 4 розряду, повинен вивчити конструкцію автобетононасоса та пройти інструктаж з безпеки та охорони праці. Організації та фізичні особи, які застосовують машини, транспортні засоби, виробниче обладнання та інші механізми, повинні забезпечувати їх працездатний стан.

Перелік несправностей, за яких забороняється експлуатація засобів механізації, визначається згідно з документацією заводу-виготовлювача цих засобів.

У кабіні машиніста автобетононасоса повинен бути встановлений надійний радіо- і телефонний зв'язок з місцем бетонування.

Під час бетонування необхідно контролювати виносні опори автобетононасоса і за необхідності їх вирівнювати.

Забороняється ліквідація пробок шляхом збільшення тиску в системі понад максимальний.

З'єднувати сталеві труби бетоновода з гумовотканинними шлангами необхідно за допомогою інвентарних хомутів на болтах. Застосовувати в цих цілях

дріт забороняється.

Забороняється перегинати шланги з бетонною сумішшю, що рухається.

Над бетоноводами, укладеними в місцях постійного руху людей або транспортних засобів, встановлюються спеціальні містки і переходи.

Щоб уникнути перекидання автобетононасоса забороняється подовжувати кінцевий шланг стріли.

Забороняється проводити роботи під стрілою автобетононасоса, а також піднімати стрілою будь-які вантажі.

Під час роботи в нічний час має бути забезпечено достатнє освітлення стоянки автобетононасоса і місця укладання бетонної суміші відповідно освітленості будівельних майдачиків.

Технічне обслуговування і ремонт автобетононасоса, монтаж, демонтаж бетонопроводу проводяться тільки після зупинки двигуна і скидання тиску в системі до атмосферного.

Роз'єднання бетоноводів виконується робітниками в захисних окулярах.

Під час переміщення автобетононасоса своїм ходом мають дотримуватися вимоги правил дорожнього руху .

Під час переміщення автобетононасос має перебувати в транспортному положенні.

Пересування автобетононасоса з повністю або частково висунутою стрілою забороняється.

Під час ущільнення бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмоведучі шланги не допускається, а під час перерв у роботі та при переході з одного місця на інше електровібратори необхідно відключати.

Зварювальні роботи повинні виконуватися відповідно до вимог [32-33]. Пересувні джерела зварювального струму на час їх пересування необхідно відключати від мережі.

Не допускається проводити ремонт зварювальних установок під напругою.

Довжина первинного ланцюга між пунктом живлення і пересувною зварювальною установкою не повинна перевищувати 10 м. Ізоляція проводів має

бути захищена від механічних ушкоджень (ці вимоги не стосуються живлення установки по тролейній системі).

При виконанні електрозварювальних робіт на відкритому повітрі над установками і зварювальними постами повинні бути споруджені навіси з вогнетривких матеріалів. За відсутності навісів електрозварювальні роботи під час дощу або снігопаду повинні бути припинені.

До роботи з електрозварювання допускаються особи, які пройшли відповідне навчання, інструктаж і перевірку знань вимог безпеки з оформленням у спеціальному журналі та мають кваліфікаційне посвідчення.

Під час влаштування на роботу електрозварювальники повинні пройти попередній медичний огляд, а при подальшій роботі в установленому порядку проходити періодичні медичні огляди.

Електрозварникам необхідно мати кваліфікаційну групу з електробезпеки не нижче II.

Електрозварювальники повинні забезпечуватися засобами індивідуального захисту відповідно до типових галузевих норм видачі спецодягу, спецвзуття та запобіжними пристосуваннями.

Елементи каркасів арматури необхідно пакетувати з урахуванням умов їхнього підйому, складування і транспортування до місця монтажу. Під час обробки стрижнів арматури, що виступають за габарити верстата, необхідно огорожувати робоче місце, а у 2-х сторонніх верстатів, окрім цього, розділяти верстак посередині металевою сіткою заввишки не менше 1 м. Під час різання стрижнів арматури верстатами на відрізки завдовжки менше ніж 0,3 м застосовувати пристосування, що запобігають їхньому розльоту.

Необхідно закривати щитами торцеві частини стрижнів арматури в місцях загальних проходів, що мають ширину менше 1 м.

Щоб уникнути перевантаження риштувань, не допускається зберігання на них запасів арматури.

Забороняється перебувати на каркасі до його остаточного встановлення і розкріплення та залишати без закріплення встановлену арматуру.

При виконанні робіт на висоті робочий майданчик повинен бути огорожений інвентарною огорожею заввишки не менше 1,2 м з відбійною дошкою по низу огорожі заввишки 10 см.

Для проходу людей при бетонуванні конструкції по арматурних каркасах повинні бути укладені дерев'яні настили.

Забороняється працювати з неперевіраних риштувань, риштувань, а також настилів, покладених на випадкові нестійкі опори.

Пожежну безпеку на будівельному майданчику слід забезпечувати відповідно до вимог[17].

Усі, хто працює, мають бути проінструктовані з правил пожежної безпеки. У кожній зміні має бути призначений відповідальний за протипожежну безпеку.

Будівельний майданчик має бути забезпечений протипожежним обладнанням та інвентарем згідно з [18]. Характер протипожежного обладнання встановлюють за погодженням із місцевими органами державного пожежного нагляду залежно від ступеня пожежної небезпеки об'єкта та його державного значення.

Для дотримання екологічних норм на будівельному майданчику розміщують ємність для зливу забрудненої води після промивання бетононасоса та установку для миття коліс зі зворотним циклом водопостачання. Забороняється спалювання будівельного сміття на майданчику. Будівельне сміття має бути вивезено, для чого використовуються контейнери.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі всебічно опрацьовано питання архітектурно-будівельного та конструктивного проєктування промислового цеху. У першому розділі проведено аналіз вихідних даних, визначено функціональне призначення об'єкта, подано схему планувальної організації земельної ділянки та обґрунтовано об'ємно-просторові, архітектурно-художні та конструктивні рішення будівлі. Визначено заходи щодо забезпечення належного рівня теплоізоляції, захисту від шуму, вібрацій і вологи.

У другому розділі здійснено розрахунки основних конструктивних елементів каркасної системи будівлі. Розглянуто збори навантажень на кроквяну ферму і прогони, виконано статичний та конструктивний розрахунок. Підібрано перерізи стрижнів ферм, розраховано вузли на фасонках, перевірено умови міцності, стійкості та жорсткості елементів. Обґрунтовано вибір таврових перерізів із куточків відповідно до норм ДСТУ.

У третьому розділі опрацьовано проєктування фундаментів: розглянуто дві альтернативи — стовпчастий фундамент неглибокого закладення та фундамент на забивних палях. Проведено збір навантажень, визначено параметри закладення, площу подошви, здійснено розрахунок на міцність та осідання. Підбір фундаментного варіанту здійснено на підставі техніко-економічного порівняння.

У четвертому розділі висвітлено питання охорони праці та безпеки життєдіяльності. Проаналізовано виробничі ризики та заплановано організаційно-технічні заходи для їхнього усунення. Особливу увагу приділено дотриманню нормативних вимог з пожежної безпеки, вентиляції, освітлення, а також використанню засобів індивідуального захисту працівників.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 158 с.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Hud, M., Meshcheryakova, O., Kachor, A., & Hud, V. (2023, December). Bases of design and calculation of reinforced concrete structures. In SWorld-Ger Conference proceedings (No. gec30-00, pp. 13-19).
9. Hud, M., Koval, I., & Frankiv, M. (4.7). Переваги та недоліки легких сталевих тонкостінних конструкцій. SWorldJournal, (25-02), 15-22.
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Підгурський М.І. Проектування металевих конструкцій. Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Теоретичні основи проектування з прикладами розрахунку / М.І. Підгурський, І.М. Підгурський. – Тернопіль: ФОП Паляниця В.М, 2021. – 236 с.
12. Клименко, Ф. Є., Барабаш, В. М., & Стороженко, Л. І. (4.8). Металеві

конструкції: підручник. Львів: Світ, 312.

13. Пермяков, В. О., Нілов, О. О., & Шимановський, О. В. та ін. Металеві конструкції: підручник. Київ: Видавництво «Сталь», 2008. 812 с.

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

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

16. ДБН В.2.2-41:2019 Висотні будівлі. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2019.

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

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

19. ДСТУ EN 81-20:2016 Безпечність конструкції і експлуатації ліфтів. Частина 20. Ліфти пасажирські і вантажопасажирські. – К.: Мінекономрозвитку України, 2016. – 120 с.

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

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

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

23. ДСТУ Б EN 15251:2011 Розрахункові параметри мікроклімату приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель з урахуванням якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN 15251:2007, IDT). – К.: Мінрегіон України, 2011. – 72 с.

24. ДБН В.2.6-31:2016. Покриття підлог. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016.

25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд /

Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.

26. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.

27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008 Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні.

Технічні умови

28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. — 64 с.

29. Биків, Н. З., & Ясній, В. П. (2022). Застосування сплавів із пам'яттю форми у будівельних конструкціях. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві, (17), 3-14..

30. Гудь, М. І., Бойко, Р. А., & Кравчук, С. В. (2024). Конструктивні рішення перекриття висотних громадських споруд. Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 29-29.

31. ДСТУ Б В.2.8-10-98:1999. Стропи вантажні. Класифікація, параметри та розміри. Технічні вимоги. — Київ: Держбуд України, 1999.

32. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. — 38 с.

33. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. — 50 с.