

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 дробильного цеху в Горішніх Плавнях

Виконав: студент 4 курсу, групи МБс-41
спеціальності _____

192. Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Сава А. Б.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Баран Д. Я.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О.М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В.П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Бобик М.П.

(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

(підпис) (прізвище та ініціали)
« » 20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр
(назва освітнього ступеня)

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

студенту Саві Андрію Богдановичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект дробильного цеху в Горішніх Плавнях

Керівник роботи Баран Денис Ярославович к.т.н.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 23 » 01 2023 року № 4/7-31

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи Геолокація об'єкту.

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	Пулька Ч.В., професор кафедри МТ		
Основи охорони праці	Окіпний І.Б. зав. кафедри МТ		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М., ст. викл. кафедри БМ		

7. Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка

Студент _____
(підпис)

Сава А. Б. _____
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____
(підпис)

Баран Д. Я. _____
(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 ТЕОРЕТИЧНА ЧАСТИНА	6
1.1 Опис і оцінка варіантів методів зведення підземної частини будівлі	6
1.1.1 Варіант 1: Метод опускних колодязів	6
1.1.2 Варіант 2: Метод "Стіна в ґрунті"	9
1.2 Вибір остаточного варіанта зведення будівлі	11
РОЗДІЛ 2 АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ	12
2.1 Основні відомості	12
2.2 Технологічна схема переробки руди	13
2.3 Об'ємно-планувальні рішення	15
2.4 Конструктивні рішення	16
2.5 Опалення та вентиляція.....	18
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	20
3.1 Компонування конструктивної схеми каркаса будівлі	20
3.1.1 Розбивка сітки колон	20
3.1.2 Визначення основних розмірів поперечника	20
3.2 Розрахунок поперечної рами	22
3.2.1 Вибір розрахункової схеми рами	22
3.2.2 Збір навантажень.....	23
3.2.3 Статичний розрахунок рами	32
3.2.4 Визначення розрахункових сполучень зусиль.....	37

3.3 Розрахунок і конструювання колони	38
3.4 Розрахунок і конструювання ригеля рами	39
3.4.1 Визначення навантажень і розрахункових зусиль у стрижнях кроквяних ферм	39
3.5 Призначення конструкцій ножової частини опускного колодязя	41
3.6 Розрахунок стін опускного колодязя на вигин у поперечних перерізах..	42
3.7. Розрахунок днища опускного колодязя.....	52
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЕДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	57
4.1 Онови охорони праці	57
4.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці	57
4.1.2 Охорони праці і техніка безпеки при зведені дробильного цеху	58
4.1.3 Вентиляція виробничого приміщення	59
4.2 Безпека життєдільності	61
4.2.1 Законодавство України про цивільний захист.....	61
4.2.2 Евакуація відвідувачів при пожежах	61
ВИСНОВКИ	65
БІБЛІОГРАФІЯ	66

ВСТУП

Актуальність теми. Зведення підземних і заглиблених споруд промислового призначення набуває дедалі більшого значення. Збільшення обсягів будівельних робіт по об'єктах підземного господарства стимулює пошуки більш раціональних і економічно доцільних конструкційно-технологічних рішень. Відповідальність подібних споруд, значний обсяг коштів, що витрачаються на їхнє будівництво, зумовлюють підвищені вимоги до їхнього проектування та влаштування. Основними технологіями для будівництва підземних споруд є шпунтові огорожі, стіна в ґрунті і метод опускного колодезя. У кожній з цих технологій є свої переваги і недоліки, що визначають їхні сфери застосування.

Метою роботи є проектування і розрахунок основних конструкцій дробильного цеху збагачувальної фабрики методом в умовах чинного гірничо-збагачувального комбінату в м. Горішні Плавні.

Завдання роботи.

1. Розробити об'ємно-планувальні рішення дробильного цеху відповідно до умов на відведеній ділянці у м. Горішні Плавні.
2. Розробити конструктивні рішення щодо несучих елементів конструкцій.
3. Проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та запроектувати фундаменти.
4. Розробити заходи з охорони праці, техніки безпеки під час зведення дробильного цеху.

Методи проведення розрахунків. Аналітичний та з використанням прикладних пакетів розрахункових комплексів.

Практичне значення одержаних результатів. Отримані в роботі результати розрахунків можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих виробничих каркасних будівель.

Ключові слова: цех, дроблення, руда.

РОЗДІЛ 1

ТЕОРЕТИЧНА ЧАСТИНА

1.1 Опис і оцінка варіантів методів зведення підземної частини будівлі

1.1.1 Варіант 1: Метод опускних колодязів

Опускні колодязі використовують під час влаштування фундаментів глибокого закладання і різного роду заглиблених споруд.

Сутність опускного колодязя полягає в тому, що конструкцію спочатку встановлюють або бетонують на поверхні землі, а потім усередині неї розробляють ґрунт у напрямку від центру до ножа.

Опускні колодязі занурюють під впливом власної ваги. Як правило, їх зводять із монолітного, збірного і збірно-монолітного залізобетону.

Роботи зі зведення опускних колодязів включають такі етапи:

- підготовка будівельного майданчика і пристосувань для занурення;
- будівництво стін колодязя;
- вибірка ґрунту та занурення колодязя;
- влаштування днища.

Для зменшення і рівномірного передавання на поверхню ґрунту тиску від першого ярусу опускного колодязя до початку робіт із бетонування та монтажу під ножову частину колодязя підготовлено тимчасову основу у вигляді піщано-щебневих призм, дерев'яних підкладок, дерев'яних або залізобетонних підкладок, залізобетонних, монолітних або збірних кілець.

Під час влаштування монолітних опускних колодязів як опалубку застосовують: розбірно-переставну опалубку, залізобетонні тонкостінні плити-оболонки, які залишають у конструкції колодязя; переставну металеву опалубку і стаціонарну дерев'яну опалубку. Для зведення колодязів застосовується бетон класу В30 з водоцементним відношенням 0,4- 0,45, водонепроникністю W4 і W6. Бетонувати

колодязі рекомендується малорухомими бетонними сумішами з осадкою конуса 40-60 мм із застосуванням пластифікуючих добавок.

Арматуру слід виготовляти у вигляді укрупнених елементів: армокаркасів, армомереж або армоблоків. На початку на підготовлену тимчасову основу монтують армокаркас ножа. Потім на армокаркас закріплюють опалубку. Іноді під ніж відсипають піщану призму і ретельно ущільнюють ґрунт із підбиванням його під похилу грань ножа.

Стіни колодязя під час бетонування розбивають на яруси, а яруси - на блоки. Бетонування кожного наступного ярусу допускається тільки після набору бетоном міцності 1,2-1,5 МПа. Яруси розбивають на блоки бетонування залежно від прийнятої ППР інтенсивності подачі бетонної суміші і конструкції стін колодязя. Бетонну суміш подають у стіни бетононасосами. Розпалубку ножа і нижнього ярусу колодязя починають тільки після досягнення бетоном 100 %-ної проєктної міцності. Верхні яруси колодязя можна розпалублювати за 70 %-ної проєктної міцності.

Гідроізоляція стін колодязів повинна виконуватися до початку їх опускання. Опускні колодязі занурюють із водовідливом і без водовідливу. Занурення з водовідливом застосовується, якщо приплив підземних вод невеликий і поблизу немає споруд, чутливих до опадів. В осушених колодязях великого діаметру для розроблення ґрунту використовують екскаватори з прямою лопатою і бульдозери. Розроблений ґрунт навантажують у бадді та видаляють кранами. Замість бадей також використовують грейфери. У деяких випадках для розпушування ґрунту проводять вибухові роботи. Вибір технології та комплекту машин під час розроблення ґрунту залежить від способу опускання колодязя, його розмірів і виду розроблюваного ґрунту. У процесі опускання колодязя необхідно вести постійне геодезичне спостереження за його вертикальністю і швидкістю занурення. У разі незначного припливу підземних вод його бетонують в осушеному колодязі. До початку робіт із влаштування днища колодязя необхідно зачистити і спланувати ложе під нього, видалити мулисті та пилюваті фракції, укласти щебеневу підготовку і забезпечити

повне водовідведення з дренавального шару. За товщини днища понад 1,5 м застосовують двоярусну систему бетонування. Кожен ярус бетонування в плані розбивають на кілька блоків. Під час розбивки на блоки необхідно забезпечити перев'язку швів бетонування блоків у плані та по висоті. Починати бетонування слід із блоків, що примикають до внутрішнього периметра ножевої частини колодезя. Одним із цікавих прикладів є побудована в Англії 30-поверхова будівля з гаражними стоянками на 242 автомобілі. Підземна частина будівлі була виконана у вигляді опускного колодезя діаметром 45,0 і глибиною 7,34 м з товщиною стін 45 см. Стіни колодезя забезпечували радіальними діафрагмами і спіралеподібними перекриттями шириною 3,56 м. Під час занурення колодезя використовували тиксотропний розчин, який подавали під тиском по трубах, закладених у стіни, і нагнітали в простір між ґрунтом і зовнішньою стіною колодезя. Будівництво 30-поверхового житлового будинку з підземною частиною методом опускного колодезя представлено на рисунку 1.1.

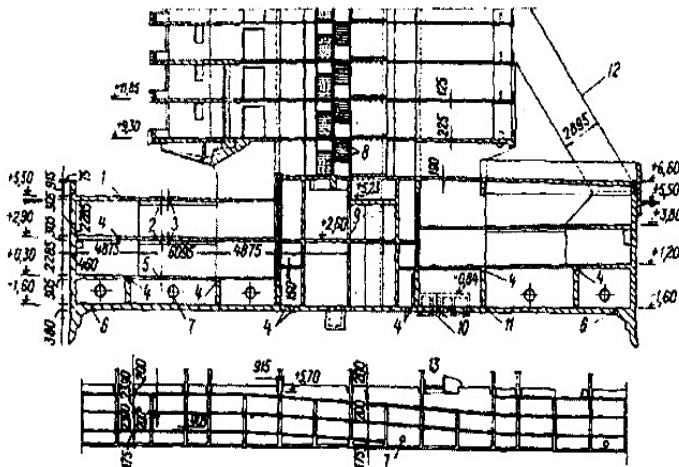


Рисунок 1.1 – Будівництво 30-поверхового житлового будинку з підземною частиною методом опускного колодезя

Переваги методу опускних колодезів:

- простота і доступність;
- занурення без застосування спеціальної дорогої техніки;

- низька енергоємність (це важливо для віддалених районів і за малих обсягів робіт);

- можливість спорудження потужних фундаментів із глибиною закладання до 40-80 м.

Недоліки методу опускних колодязів:

- велика витрата бетону;
- неповне використання (всього на 15-20%) міцнісних властивостей бетону як матеріалу для колодязя;

- тривалі терміни спорудження;
- підвищена (порівняно зі спорудженням пальових і стовпчастих фундаментів) трудомісткість робіт;

- неможливість використання колодязя, якщо в ґрунті є валуни або скельні прошарки;

- ускладнення зведення в зимовий період будівництва.

1.1.2 Варіант 2: Метод "Стіна в ґрунті"

Сутність методу "Стіна в ґрунті" полягає в тому, що до початку гірничобудівельних робіт по периметру майбутньої підземної споруди (тунелю) відривають або розбурюють вузькі траншеї (завширшки 0,4-1,0 м) на всю глибину закладення споруди, зазвичай, до водоупору. У міру виїмки ґрунту траншеї заповнюються глинистим розчином, який оберігає стінки траншеї від обвалення. Надалі глинистий розчин замінюють огорожувальним кріпленням із монолітного бетону або збірного залізобетону, під захистом якого проводять розроблення ґрунту всередині споруди і зведення постійних конструкцій (оздоблення).

Виконання робіт за способом "стіна в ґрунті" з монолітного залізобетону здійснюється в певній послідовності. По контуру осі майбутньої стіни споруди влаштовується траншея форшахти, яка слугує напрямною для землерийної машини і

забезпечує стійкість верхньої частини стінок траншеї. До початку відривки траншеї робиться геодезична розбивка і планується майданчик уздовж майбутньої стінки з таким розрахунком, щоб з обох боків форшахти було б місце для встановлення необхідного обладнання та автотранспорту. Уздовж траншеї, що розробляється, на відстані 3 м з кожного боку влаштовується огорожа. Форшахта зазвичай влаштовується в котловані глибиною 0,8-1,0 м, відритому по осі споруди. Для армування форшахти застосовують металеві сітки діаметром 10-14 мм із вічками 0,2-0,3 м. По довжині форшахти через кожні 1,5-2,0 м встановлюються розпірки для обмеження деформацій і обвалення стінок. Після твердіння бетону форшахти поруч із нею на піщану підготовку укладають залізобетонні плити (ДСП-2), які є щільною основою для опори землерийної машини. За траншейної схеми зведення "стіни в ґрунті" роботи проводять окремими ділянками (захопленнями) завдовжки 3,0-6,0 м у послідовності, що залежить від наявного обладнання та умов виконання робіт.

Після спорудження форшахти, для влаштування "стіни в ґрунті", послідовно виконуються такі основні технологічні операції:

- розробка траншеї;
- встановлення і вилучення обмежувачів захваток;
- встановлення секцій арматурних каркасів;
- бетонування траншеї методом вертикально переміщеної труби (ВПТ).

Після проходки чергової ділянки (захватки) траншеї перевіряється вертикальність стін і проводиться підготовка траншеї для укладання бетонної суміші методом вертикально-переміщеної труби (ВПТ). Для цього очищають дно траншеї і замінюють забруднений глинистий розчин на свіжий, після чого приступають до монтажу арматурних каркасів, розміри яких відповідають розмірам захваток траншеї. При цьому відповідно до конкретних умов на одну захватку виготовляється або один армокаркас, або кілька.

Переваги методу "стіна в ґрунті":

- можливість спорудження різних типів і форм (таврові, двотаврові, пустотні);

- використання тиксотропних властивостей бентонітових глинистих розчинів дає змогу не використовувати для кріплення металевих шпунтових стін, залізобетонних або дерев'яних шпунтів;

- немає необхідності організовувати зниження рівня ґрунтових вод і/або водовідкачування.

- можливість зведення в умовах тісної міської забудови;

- можливість використання швидкісних методів зведення стін у ґрунті.

Недоліки методу "стіна в ґрунті":

- зниження зчеплення бетону і рифленої арматури;

- велика витрата бетону;

- затруднення зведення в зимовий період будівництва;

- неможливість зведення в ґрунтах із пустотами і кавернами, на пухких насипних ґрунтах;

- неможливість зведення на ділянках з колишньою кам'яною кладкою, уламками бетонних і залізобетонних елементів, металевих конструкцій тощо.

1.2 Вибір остаточного варіанта зведення будівлі

Якщо розглядати складність зведення будівлі, можна сказати, що обидва варіанти мають приблизно однакові показники за трудомісткістю. Але для зведення будівлі за 1 варіантом потрібно менше механізованої праці, ніж за 2 варіантом. Розглядаючи ґрунтові умови, найбільш вигідним буде 1 варіант зведення будівлі. Оскільки на території будівництва переважають слабкі ґрунти.

У результаті аналізу вищевикладених факторів приймаємо 1 варіант - метод опускних колодязів.

РОЗДІЛ 2

АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

2.1 Основні відомості

Будівництво дробильно-конвеєрного цеху рудної збагачувальної фабрики умовно прив'язане до діючого родовища.

Характеристики проекрованої будівлі:

- ступінь вогнестійкості будівлі - II [3];

За відносну позначку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги дробильного цеху, що відповідає абсолютній позначці 125,00 м.

Будівля неопалювальна. Температура повітря всередині проєктованих приміщень $+18^{\circ}\text{C}$.

Вихідні дані району будівництва прийнято згідно з [7]:

Місце будівництва - м. Горішні плавні;

Зона вологості - нормальна

Тривалість опалювального періоду $z_{ht} = 150$ діб .

Середня розрахункова температура опалювального періоду $t_{ht} = -9,6^{\circ}\text{C}$.

Температура найхолоднішої п'ятиденки $t_{ext} = -16^{\circ}\text{C}$.

Розрахунок зроблено для виробничої будівлі:

Температура внутрішнього повітря $t_{int} = +18^{\circ}\text{C}$;

Вологість повітря: = 50 %;

Вологісний режим приміщення - нормальний.

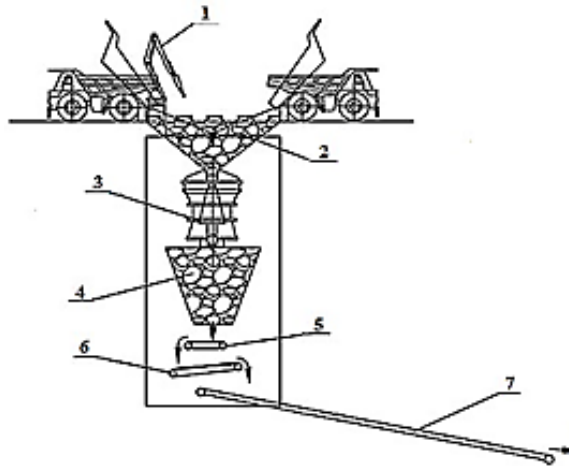
Сніговий район будівництва - V [2];

Вітровий район будівництва - II [2];

Сейсмічність району будівництва - 6 балів.

2.2 Технологічна схема переробки руди

Апаратурна схема проектованого дробильного корпусу представлена на рис. 1.1



1 – бутобій; 2 – завантажувальний бункер; 3 – гіраційна дробарка; 4 – розвантажувальний бункер;
5 – пластинчастий живильник; 6 – розвантажувальний конвеєр; 7 – магістральний конвеєр.

Рисунок 2.1 – Апаратурна схема проектованого дробильного корпусу

Для первинного дроблення і транспортування руди від місця ведення гірничих робіт до складу проектом передбачається застосування рудного дробильно-конвеєрного цеху. Цей цех є потоковою складовою рудної циклічно-потокової системи, прийнятої проектом до реалізації на кар'єрі.

Під час вибору схеми первинного дроблення взято до уваги речовий склад і фізичні властивості руди, а також гранулометрію матеріалу, що надходить на фабрику.

Технологічна схема дроблення і складування подрібненої руди містить дільницю приймання і дроблення руди, призначену для приймання руди з кар'єра, дроблення і подачі на проміжний склад подрібненої руди. Від місця встановлення дробарки до складу подрібненої руди монтується магістральний конвеєр, більша частина якого прокладається в конвеєрному тунелі.

З метою реалізації рішення щодо попередньої рудопідготовки проектом передбачається встановлення стаціонарної дробильної установки з гіраційною дробаркою (3), яка розміщується в залізобетонному корпусі.

Дробильну установку обладнано бутобоем (1) для дроблення негабаритів у приймальному бункері, мостовим електричним опорним краном для виконання ремонтних робіт. Електричне обладнання, обладнання аспіраційних систем і систем автоматизації розташовані в дробильному корпусі цеху.

Дроблення проводиться в одну стадію з огляду на застосування в умовах збагачувальної фабрики млинів напівсамоподрібнення, крупність вихідного продукту для якої становить 150 мм.

На дробильну установку руда з кар'єра доставляється автосамоскидами і розвантажується в приймальний бункер (2). Дроблення негабаритів проводиться гідромолотом у зіві дробарки. Також як додаткове обладнання для зазначеного вище маніпулятора передбачається використовувати гідравлічний двощелепний грейфер, за допомогою якого можна буде здійснювати видалення з приймального бункера сторонніх включень, що потрапили туди разом із рудою.

Для забезпечення швидкої зміни робочого обладнання на маніпуляторі (молот-грейфер) передбачається використовувати швидкороз'ємне з'єднання. Управління молотом-маніпулятором здійснюється з операторської, розташованої на верхньому майданчику установки дроблення.

Подрібнена руда через розвантажувальний бункер надходить на пластинчастий живильник (5) і далі на розвантажувальний конвеєр (6).

Розвантажувальний конвеєр оснащується електромагнітним, саморозвантажувальним залізовіддільником.

Приміщення операторської дробарного комплексу передбачається у вигляді закритої, герметично утепленої модульної будівлі з дверима, тамбуром і вікнами і розташовується в корпусі дробарної установки так, що забезпечує гарний огляд за

самоскидами, що зсипають руду, а також дає змогу контролювати й керувати гідравлічними маніпуляторами.

Для ремонтних і монтажно-демонтажних робіт дробильна установка оснащується допоміжним мостовим електричним опорним краном.

Подрібнена руда з розвантажувального конвеєра надходить на конвеєр магістральний (7) і далі транспортується на склад руди.

2.3 Об'ємно-планувальні рішення

Будівельні показники будівлі:

- 1) Площа забудови - 568,0 м².
- 2) Загальна площа - 3108,0 м².
- 3) Будівельний об'єм - 16443,0 м³.

Прольоти і висоти поверхів, конструктивна схема будівлі прийняті відповідно до технологічних вимог розміщення обладнання.

Довжина будівлі в осях 1-3 становить 24 м, ширина в осях А-І - 18,0 м. Надземна частина будівлі одноповерхова з висотою до низу кроквяних конструкцій +19,90 м.

Підземна частина будівлі з відмітками перекриттів тех. поверхів -6,700 м, 13,770 м, -19,550 м, -28,620, -33,720 м має позначку заглиблення до верху днища -41,770 м.

На позначці 0,000 м розміщуються:

- в осях 1-2 завантажувальний бункер.

В осях 2-3 модульний блок операторської, приміщення для ТО, венткамери, сходові клітка, ліфтовий хол, підсобне приміщення, тамбури.

На позначці -6,700м розміщуються:

- в осях 1-2 завантажувальний бункер.

- в осях 2-3 сходові клітка, ліфтовий хол, приміщення для ТО.

На позначці -13,770 м розміщуються:

- в осях 1-2 гіраційна дробарка, електротехнічні приміщення.

- в осях 2-3 сходові клітка, ліфтовий хол, приміщення для ТО.

На позначці -19,550 м розміщуються:

- в осях 1-2 розвантажувальний бункер, електротехнічні приміщення.

- в осях 2-3 сходові клітка, ліфтовий хол, приміщення для ТО, перехідний тамбур, приміщення маслостанції.

На позначці -28,620 м розміщуються:

- в осях 1-2 розвантажувальний бункер.

- в осях 2-3 сходові клітка, ліфтовий хол, приміщення для ТО.

На позначці -33,720 м розміщуються:

- в осях 1-2 пластинчастий живильник.

- в осях 2-3 сходові клітка, ліфтовий хол, приміщення для ТО. На позначці -41,770 м розміщуються:

- в осях 1-2 розвантажувальний конвеєр, магістральний конвеєр.

- в осях 2-3 сходові клітка, ліфтовий хол, приміщення для ТО, приміщення ємності зливу мастила, вихід у тунель.

2.4 Конструктивні рішення

Надземний металевий просторовий каркас будівлі вирішено за комбінованою схемою, представленою поєднанням рамної системи в поперечному напрямі (рами розташовані за цифровими осями будівлі з кроком 12 метрів) та рамно-зв'язною системою (у осях А-І прольотом 18,0 м) у поздовжньому напрямі.

Міцність і стійкість каркаса в поперечному напрямку забезпечується поперечними рамами, які утворюються з металевих колон змінного перерізу та ригелів (у осях 1,3) і запроектовані з усіма жорсткими вузлами сполучення елементів, за винятком вузлів сполучень кроквяних конструкцій із колонами, які прийняті шарнірними. Основні елементи рам - колони і ферми - утворюють систему, що

сприймає вертикальні та горизонтальні навантаження і передає їхній вплив на підземну частину і згодом на фундамент.

Таким чином, у поздовжньому напрямку геометрична незмінність каркаса забезпечена:

- системою поздовжніх підкроквяних ферм;
- вертикальними зв'язками між колонами, розташованими по осях А, І в осях 2-3;
- системою покриття;
- металевими підкрановими балками під мостовий кран.

Вузол сполучення металевих колон надземної частини будівлі із залізобетонними стінами підземної частини жорсткий.

Підземна частина будівлі представлена у вигляді збірно-монолітного залізобетонного просторового каркаса. Міцність і стійкість каркаса в поздовжньому і поперечному напрямках забезпечується за рахунок монолітних залізобетонних дисків перекриттів, які також виконують функцію розпірок.

Фундаменти під будівлю представлені як днище опускного колодязя.

З огляду на значну динаміку, вібрацію, ударні навантаження працюючого обладнання, фундаменти передбачено виконати масивними.

Для кріплення стінових панелей додатково введено сталевий фахверк, що спирається на конструкції каркаса. Розкріплення стійок фахверка в площині стіни здійснюється ригелями фахверка, каркасом самих панелей, а також додатковими розпірками. Покрівля неутеплена, неексплуатована похила з ухилом 10 % по балках покриття, із зовнішнім водостоком. Покрівля з профільованого сталевого оцинкованого настилу - h 75 мм.

Сходова клітка прийнята типу "Н2" з перегородкою, що розділяє, і перехідним тамбуром на відм. -19,350 м. Перегородка, що розділяє сходову клітку на відм. -19,350 м із гіпроку товщиною 200 мм. Понад відм. 0,000 до стін сходової клітки і ліфтової шахти прикріплюють сендвіч-панелі товщиною 150 мм.

Підлоги в будівлі відповідно до технологічних та експлуатаційних вимог прийняті: бетонні; бетонні із захисно-декоративним епоксидним покриттям; з керамічної плитки.

Ворота - металеві, утеплені, з хвіртками. Зовнішні двері - металеві. Внутрішні двері в протипожежних стінах і перегородках - металеві, вогнестійкі.

Заповнення віконних прорізів - склопакети в алюмінієвій палітурці для виробничих будівель. Навколо будівлі виконується бетонне вимощення, шириною 1,0 м.

2.5 Опалення та вентиляція

Оскільки будівля не опалювальна й експлуатується тільки в літній період, то проектування теплопостачання не потрібне. У санітарно-побутових приміщеннях передбачено теплове обладнання у вигляді промислових інфрачервоних обігрівачів.

Так само, передбачені окремі системи електричного опалення. У приміщеннях венткамер, маслостанції, електротехнічних і приміщень зливу олії нормовані температури підтримуються за допомогою електричних підлогових конвекторів ЕВУБ і ЕВПБ. У корпус електричного конвектора вмонтовано датчик аварійного вимкнення і датчик температури для плавного регулювання температури в приміщенні. Інші приміщення не опалюються. Для всіх приміщень дробильної установки до відм. -33,550 запроектовано припливно-витяжну вентиляцію з механічним спонуканням [8].

Система П1, запроектована з резервним вентилятором, працює постійно і подає повітря в приміщення ТО і маслостанції в підземній частині будівлі. Витяжка з приміщень здійснюється системою В1. Для постійного обслуговування електротехнічних приміщень передбачено припливно-витяжну установку П2/В2 з резервними вентиляторами.

На відм. -6,750 і -28,600 (на час обслуговування дробарної установки) передбачено припливну і витяжну системи з механічним спонуканням ПЗ, ВЗ. Подача повітря здійснюється у верхню зону, витяжка - з нижньої зони. Системи вмикаються від кнопки на обслуговуваному поверсі. Передбачено системи витяжної та припливної протидимної вентиляції. Система ДУ передбачена для видалення продуктів горіння з приміщень ТО дробильної установки в підземній частині. Системи ПД1 і ПД2 передбачені для компенсації повітря під час пожежі. Подавання повітря здійснюється в тамбур-шлюзи та шахту ліфта з режимом перевезення пожежних підрозділів (система ПД1) і в незадимлювану сходову клітку (система ПД2).

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Компонування конструктивної схеми каркаса будівлі

3.1.1 Розбивка сітки колон

Крок колон приймаємо $B = 12$ м. Між колонами передбачаємо поздовжні та поперечні стінові фахверки для кріплення стінового огородження. Прив'язку зовнішньої грані колони до поздовжніх координаційних осей приймаємо $a = 500$ мм.

Схема розташування колон наведена на рисунку 3.1.

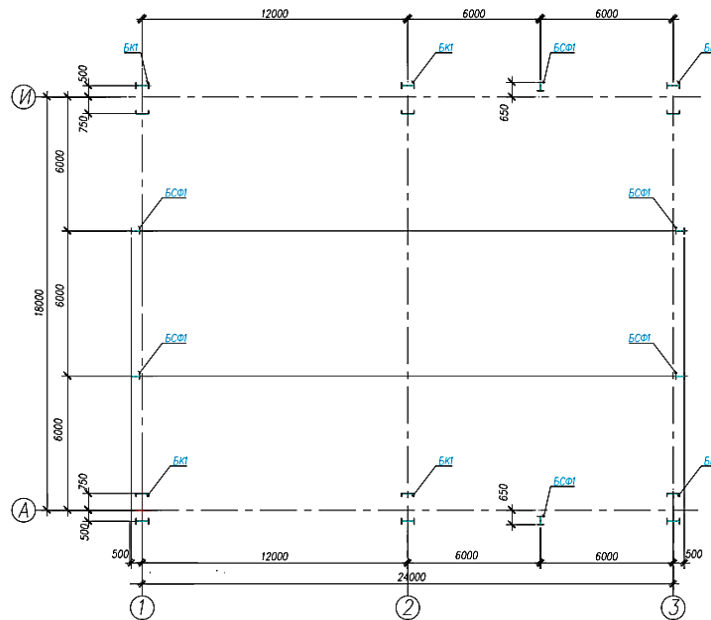


Рисунок 3.1 – Схема розташування колон

3.1.2 Визначення основних розмірів поперечника

Вертикальні розміри:

Корисна висота будівлі (відстань від рівня підлоги до низу кроквяної конструкції):

Корисна висота будівлі (відстань від рівня підлоги до низу кроквяної конструкції):

$$H_0 = H_1 + H_2 = 14800 + 6200 = 21000 \text{ мм},$$

де $H_1 = 14800$ мм - відмітка головки кранової рейки;

$H_2 = 6200$ мм - відстань від рівня головки кранової рейки до низу ригеля (ферми);

Повна довжина колони:

$$H = H_0 + H_B = 21000 + 100 = 21100 \text{ мм},$$

де $H_B = 100$ мм - відмітка низу колони над рівнем землі.

де $H_1 = 14800$ мм - відмітка головки кранової рейки;

$H_2 = 6200$ мм - відстань від рівня головки кранової рейки до низу ригеля (ферми);

Повна довжина колони:

$$H = H_0 + H_B = 21000 + 100 = 21100 \text{ мм},$$

де $H_B = 100$ мм - відмітка низу колони над рівнем землі.

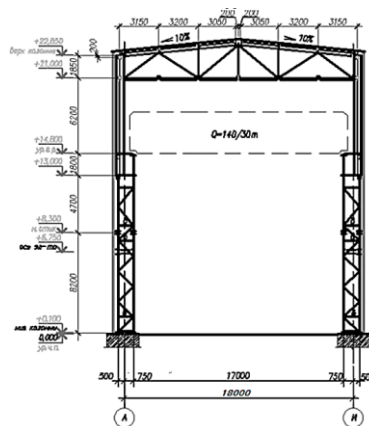


Рисунок 3.2 – Компонувальна схема поперечної рами

Довжина верхньої (надкранової) частини колони: $H_V = 8000$ мм;

Довжина нижньої (підкранової) частини колони: $H_N = 12900$ мм;

Висота ферми на опорі: $h_{R0} = 1790$ мм при ухилі 10 %.

Горизонтальні розміри

Проліт будівлі: $L = 18500$ мм; Проліт крана: $L_{CR} = 17000$ мм;

Прив'язка зовнішньої грані колони до розбивочної осі $a = 500$ мм;

Висота перерізу верхньої частини колони від позначки 13000 мм: $h_v = 600$ мм.

Висота перерізу нижньої частини колони нижче позначки 13000 мм:

Проектуємо спарену колону з двох двотаврів 60Ш2, $h_v = 1250$ мм.

Стіни будівлі проектуємо зі сталевого профільованого листа Н60-845-0,8 товщиною 0,8 мм.

3.2 Розрахунок поперечної рами

3.2.1 Вибір розрахункової схеми рами

Для розрахунку поперечної рами її конструктивну схему необхідно привести до розрахункової, в якій встановлюють довжини всіх елементів рами і окремих ділянок з перетинами, що відрізняються, а також згинальні й осьові жорсткості цих елементів і ділянок. При цьому дотримуються таких правил:

- за осі стрижнів, що замінюють колони, приймаємо лінії центрів тяжкості перерізів колони;
- оскільки сполучення ригеля з колоною прийнято шарнірним, то за геометричну вісь ригеля приймаємо лінію з'єднання центру опорних шарнірів. Ригелі з ухилом до 1:10 приймаємо горизонтальними.

Розрахункову схему поперечної рами представлено на рисунку 3.3

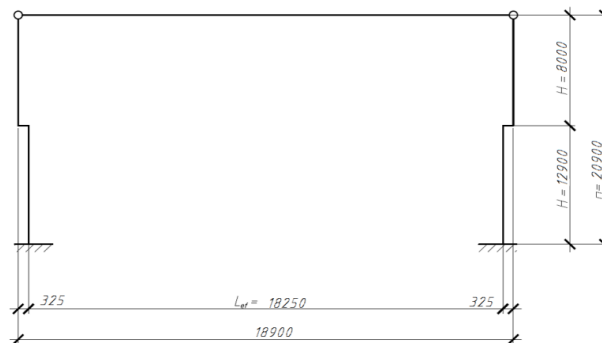


Рисунок 3.3 – Розрахункова схема поперечної рами

3.2.2 Збір навантажень

Поперечну раму розраховуємо на постійні навантаження - від ваги несучих і огорожувальних конструкцій будівлі, тимчасові - від кранового обладнання, снігу, вітру.

Постійні навантаження.

На стадії попередніх розрахунків скористаємося усередненими ваговими показниками, віднесеними до одиниці (1 м²) площі будівлі або площі стінового огороження. Для основних типів конструкцій вони наведено в [1].

Таблиця 3.1 - Навантаження на ригель від ваги конструкцій покриття і покрівлі

Склад покрівлі та конструкція покриття	Вимірювання	Нормативне навантаження	γ_{fi}	Розрахункове навантаження
Покрівля				
Сталевий профільований настил Н75-750-0,8	кН/м ² поверхні покриття	0,120	1,05	0,126
Несучі конструкції				
Прогін прокатний прольотом 6 м	кН/м ²	0,07	1,05	0,074
Кроквяна ферма, покриття зв'язки по покриттю	поверхні покриття	(0,3+0,07)	1,05	0,389
Підкроквяна ферма		0,10	1,05	0,105
Разом	кН/м ²	$q_n=0,66$		$q_r=0,694$

Розрахункове постійне навантаження на 1 пог.м ригеля рами визначається за формулою 3.1.

$$q = q_0 \cdot B = \sum q_{0i} \cdot B = \frac{q_r}{\cos \alpha} \cdot B, \quad (3.1)$$

де α - кут нахилу покрівлі до горизонту. У разі ухилу покрівлі $i = 10\% \leq 1/8$ приймаємо $\cos\alpha \approx 1$,

B - крок колон, приймаємо $B=12$ м.

$$q = 0,694 \cdot 12 = 8,33 \text{ кН/м}$$

Навантаження від ваги колони визначаємо за формулою 3.2:

$$G_k = q_k \cdot \gamma_f \cdot 0,5L \cdot B, \quad (3.2)$$

де L - проліт будівлі, що дорівнює 18,5 м;

γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням.

$$G_k = 0,65 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 18,5 \cdot 12 = 5,6 \text{ кН.}$$

Вага надкранової частини колони, як правило, становить 15÷25 % загальної ваги колони. Прийmemo 20%, то $G_v = 15,15$ кН, $G_n = 60,61$ кН.

Стіни виконані з профільованого листа Н60-845-0,8. Ширина панелей 0,9 м, кріпляться до ригелів і стійок фахверка. Навантаження від ваги 1 м² стіни з профільованого листа вказано в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 - Навантаження від ваги стінової огорожі

Склад стінової огорожі	Нормативне навантаження, кН/м ²	γ_{fi}	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Сталевий профільований настил Н60-845-0,8, t=8 мм	0,099	1,05	0,104
Ригелі	0,055	1,05	0,058
Ригелі фахверка	0,065	1,05	0,068
Разом	0,219		0,230

Для нижньої ділянки стіни:

$$G_{ns} = q_s \cdot 12,9 \cdot (3+3) = 0,230 \cdot 12,9 \cdot 12 = 35,60 \text{ кН}$$

$$M_{q1} = G_{ns} \cdot l_1 = 35,60 \cdot 0,809 = 28,80 \text{ кН м},$$

де $l_1 = (h_n/2) + (t_s/2) + c = (1250/2) + 4 + 180 = 809 \text{ мм}$ - ексцентриситет додатка

G_{ns} щодо розрахункової осі рами,

t_s - товщина стінової панелі,

c - відстань між внутрішньою поверхнею стіни і зовнішньою гранню колони.

Для верхньої ділянки стіни:

$$G_{vs} = q \cdot (23,05 - 12,9) \cdot (6 + 6) = 0,230 \cdot (23,05 - 12,9) \cdot 12 = 28,01 \text{ кН}$$

$$M_{q2} = G_{vs} \cdot l_2 =$$

$$28,01 \cdot 0,484 = 13,56 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{де } l_2 = (h_v/2) + (t_s/2) + c = 300 + 4 + 180 = 484 \text{ мм}.$$

Вага підкранових колій і відповідний момент:

$$S_{п.б.} = (1,59 \cdot 0,014 + 0,40 \cdot 0,020 + 0,36 \cdot 0,020) = 0,03746 \text{ м}^2$$

$$G_3 = S_{п.б.} \cdot l_{п.б.} \cdot 89,05 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,05 \cdot 1,05 = 0,03746 \cdot 12 \cdot 8905 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,05 \cdot 1,05 = 43,29 \text{ кН}.$$

$$M_{q3} = G_3 \cdot h_n/2 = 43,29 \cdot 1,25/2 = 27,06 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Сила G_1 включає навантаження від власної ваги підкранової частини колони і навантаження від ваги стін, що примикають до колони на цій ділянці:

$$G_1 = G_n + G_{ns} = 60,61 + 35,60 = 96,21 \text{ кН}$$

$$G_2 = G_v + G_{vs} = 15,15 + 28,01 = 43,16 \text{ кН відповідно}.$$

Завантаження поперечної рами будівлі постійними навантаженнями представлено на рисунку 3.4.

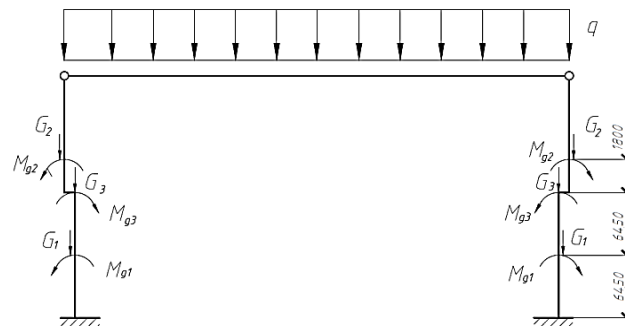


Рисунок 3.4 – Завантаження поперечної рами будівлі постійними навантаженнями

Тимчасові навантаження.

1) Снігове навантаження

Розрахункове снігове навантаження на 1 пог.м ригеля рами визначаємо за формулою 3.3.

$$p = S_g \cdot \gamma_f \cdot \mu \cdot B, \quad (3.3)$$

де - S_g - розрахункове значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі [1]; γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням для снігового навантаження під час розрахунку рам [1]; μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до ваги снігового покриву на покрівлю [1].

$$p = 3,2 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 12 = 33,6 \text{ кН/м}$$

Завантаження поперечної рами сніговим навантаженням представлено на рисунку 3.5.

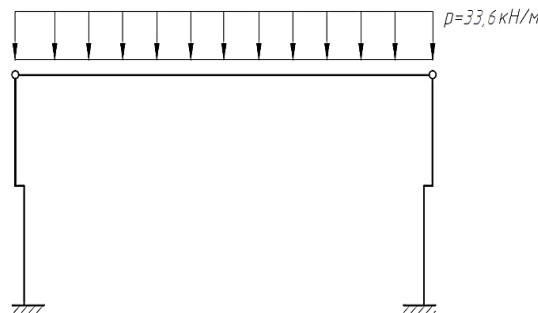


Рисунок 3.5 – Завантаження поперечної рами сніговим навантаженням

2) Кранові навантаження

Навантаження від мостових кранів розраховуємо згідно з [1]. Вертикальне кранове навантаження передається одночасно на обидві колони рами. Опорний тиск підкранової балки на колону, до якої наближені візки з вантажем на основних кранах, розраховується за формулою (3.4)

$$D_{max} = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n F_{ni,max} y_i, \quad (3.4)$$

$$F_{ni,max} = (F_{n1,max} + F_{n2,max}) / 2 = 457 \text{ кН} \quad (3.5)$$

$$F_{n1,max} = 442 \text{ кН}$$

$$F_{n2,max} = 472 \text{ кН}$$

де $D_{max} = 1,1 \cdot 1 \cdot 457 \cdot (0,733 + 0,808 + 0,733 + 0,808) = 1549,32 \text{ кН}$

де γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням для кранових навантажень, приймаємо $\gamma_f = 1,1$;

Ψ - коефіцієнт сполучень у разі врахування одного крана, приймаємо $\Psi = 1$;

$F_{ni,min}$ - мінімальний нормативний тиск на колесо крана, що дорівнює 108 кН;

Q - вантажопідйомність крана, $Q = 1250 \text{ кН}$;

G - вага крана з візком, $G = 1010 \text{ кН}$ [2, дод. 2, табл. 1];

n_0 - число коліс з одного боку моста крана, приймаємо $n_0 = 4$;

y_i - ордината лінії впливу опорної реакції колони.

Схему передавання навантажень від крана представлено на рисунку 3.6.

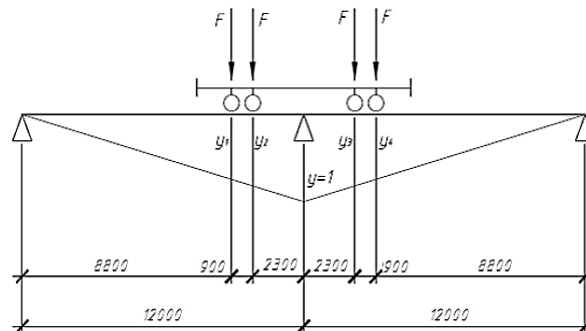


Рисунок 3.6 – Схема передачі навантажень від крана $Q = 125/30 \text{ т}$

$$y_1 = 0,733, y_2 = 0,808, y_3 = 0,808, y_4 = 0,733$$

Отримуємо

$$D_{min} = 1,1 \cdot 1 \cdot 108 \cdot (0,733 + 0,808 + 0,733 + 0,808) = 366,14 \text{ кН}$$

Вертикальний крановий тиск на колону передається через підкранові балки, встановлені з ексцентриситетом щодо осі колони, внаслідок чого виникають кранові моменти, прикладені в рівні підкранового ступеня, які визначаються за формулами (3.6) і (3.7).

$$M_{\max} = D_{\max} \cdot e_k, \quad (3.6)$$

$$M_{\min} = D_{\min} \cdot e_k, \quad (3.7)$$

де $e_k = 0,5 \cdot h_n = 0,5 \cdot 1,25 = 0,625$ м відстань від осі підкранової балки до центру ваги перерізу підкранової частини колони.

$$M_{\max} = 1549,32 \cdot 0,625 = 968,33 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{\min} = 366,14 \cdot 0,625 = 228,84 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Горизонтальне кранове навантаження, що виникає під час гальмування кранових візків, передається від підкранових балок через гальмівні конструкції тільки на одну з колон рами і може бути спрямоване в будь-який бік. Розрахункова горизонтальна сила на колону T , прикладена до рами на рівні верхнього пояса підкранової балки, має місце за того самого положення кранів, що D_{\max} і D_{\min} . Горизонтальне кранове навантаження визначається за формулою (3.8)

$$T = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n T_{kn} y_i, \quad (3.8)$$

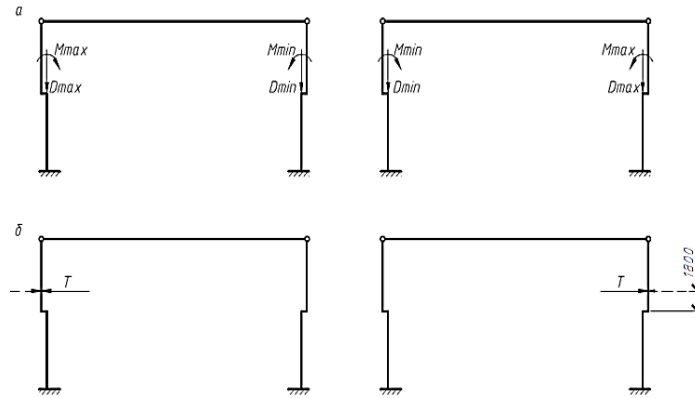
де T_{kn} - нормативне значення горизонтальної сили, що припадає на одне колесо з одного боку крана, що дорівнює:

$$T_{kn} = \beta \frac{Q + G_T}{n_0} = 0,05 \cdot \frac{1250 + 390}{4} = 20,5 \text{ кН}$$

($\beta=0,05$ - для кранів із гнучким підвісом, $G_T = 390$ кН - вага візка крана) [2, дод. 2, табл. 1].

$$T = \gamma_f \psi \sum_{i=1}^n T_{kn} y_i = 1,1 \cdot 1 \cdot 20,5 \cdot (0,733 + 0,808 + 0,733 + 0,808) = 69,50 \text{ кН},$$

Схему завантаження рами крановими навантаженнями представлено на рисунку 3.7.



а - вертикальні; б - горизонтальні.

Рисунок 3.7 – Завантаження поперечної рами крановими навантаженнями

3) Вітрове навантаження

Вітрове навантаження розраховуємо згідно з [2].

Вітрове навантаження слід визначати як суму середньої та пульсаційної складових. Під час розрахунку одноповерхової виробничої будівлі висотою m і відношенні висоти до прольоту ($h_1/l=24,11/18,5=1,303$) менше 1,5 пульсаційну складову можна не враховувати.

Далі розглядаємо лише вплив статичної складової.

Оскільки місцем будівництва є м. Горішні Плавні, яке згідно з [2] розташований у II районі за швидкісним тиском вітру, і для нього $w_0 = 0,30$ кПа - нормативне значення вітрового тиску [1].

Аеродинамічний коефіцієнт згідно з [1, табл. Д2], з навітряного боку $c_1 = 0,8$, із завітряного $c_2 = 0,73$.

У практичних розрахунках нерівномірне за висотою будівлі навантаження на ділянці від рівня землі до позначки ригеля замінюємо на еквівалентне за формулою (3.9)

$$w_{eq} = w_0 \cdot k_{eq}, \quad (3.9)$$

де k_{eq} знаходимо інтерполяцією при $H=H_0=20.9$ м:

при $H=20$ м $k_{eq}=1,068$

при $H=21$ м $k_{eq}=1,085$

$$\frac{x-x_1}{x_2-x_1} = \frac{y-y_1}{y_2-y_1}; \frac{20,9-20}{21-20} = \frac{y-1,068}{1,085-1,068}; y = k_{eq} = 1,083.$$

Отримуємо

$$w_{eq} = 0,3 \cdot 1,083 = 0,32 \text{ кН/м}^2.$$

З навітряного боку інтенсивність вітрового навантаження на колону визначаємо за формулою (3.10)

$$q_{eq} = \gamma_f \cdot w_{eq} \cdot c_1 \cdot B_1, \quad (3.10)$$

Із завітряного боку інтенсивність вітрового навантаження на колону визначаємо за формулою (3.11)

$$\overline{q}_{eq} = \gamma_f \cdot w_{eq} \cdot c_2 \cdot B_1, \quad (3.11)$$

де B_1 - відстань між основною колоною і сусідньою з нею стійкою фахверка.

Отримуємо

$$q_{eq} = 1,4 \cdot 0,32 \cdot 0,8 \cdot 6 = 2,15 \text{ кН/м}$$

$$\overline{q}_{eq} = 1,4 \cdot 0,32 \cdot 0,73 \cdot 6 = 1,96 \text{ кН/м}$$

Зосереджені навантаження: з ділянок стінового огородження (вантажні площі стійок поздовжнього фахверка) визначаємо за формулами (3.12) і (3.13)

$$W_1 = \gamma_f \cdot w_{eq} \cdot c_1 \cdot B_1 \cdot \frac{H_0}{2}, \quad (3.12)$$

$$\overline{W}_1 = \gamma_f \cdot w_{eq} \cdot c_2 \cdot B_1 \cdot \frac{H_0}{2}, \quad (3.13)$$

Отримуємо

$$W_1 = 1,4 \cdot 0,32 \cdot 0,8 \cdot 6 \cdot \frac{20,9}{2} = 22,47 \text{ кН};$$

$$\overline{W}_1 = 1,4 \cdot 0,32 \cdot 0,73 \cdot 6 \cdot \frac{20,9}{2} = 20,51 \text{ кН};$$

з вантажної площі, що знаходиться вище позначки ригеля, визначаємо за формулами (3.14) і (3.15)

$$W_2 = \gamma_f \cdot w_0 \cdot \frac{k_3 + k_4}{2} \cdot c_1 \cdot h_{ш} \cdot B, \quad (3.14)$$

$$\overline{W}_2 = W_2 \cdot c_2 / c_1, \quad (3.15)$$

де k_3 і k_4 знайдені інтерполяцією при $z=20$ м $k=1.25$ м і $z=40$ м $k=1.5$ м.

Отримуємо

$$W_2 = 1,4 \cdot 0,3 \cdot \frac{1,263 + 1,301}{2} \cdot 0,8 \cdot (24,11 - 20,9) \cdot 12 = 31,02 \text{ кН}$$

$$\overline{W}_2 = 31,02 \cdot 0,73 / 0,8 = 28,30 \text{ кН}$$

Вздвж ригеля з підвітряного боку

$$W = W_1 + W_2 = 22,47 + 31,02 = 53,49 \text{ кН};$$

уздовж ригеля з завітреного боку

$$\bar{W} = \bar{W}_1 + \bar{W}_2 = 20,51 + 28,30 = 48,81 \text{ кН.}$$

Завантаження рами вітровим навантаженням показано на рисунку 3.8.

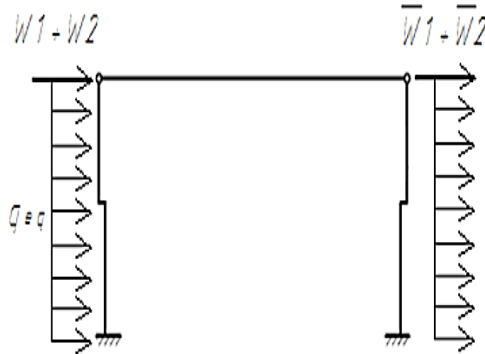


Рисунок 3.8 – Завантаження поперечної рами вітровим навантаженням

3.2.3 Статичний розрахунок рами

У розрахунковій схемі ригель замінюємо еквівалентним за жорсткістю суцільностінчастим. Замінимо ригель на балку з розподіленим навантаженням (від власної ваги конструкції покриття, включно з навантаженням від підвісного обладнання та снігу). Згинальна жорсткість ригеля визначається за формулою (3.16)

$$EJ_r = E \cdot \frac{M_{max} \cdot h_r}{2 \cdot R_y} \cdot 1,15 \cdot \mu, \quad (3.16)$$

де - E це модуль пружності сталі;

M_{max} - максимальний згинальний момент, що дорівнює

$$M_{max} = \frac{(q_r + p) \cdot L^2}{8} = \frac{(8,33 + 33,6) \cdot 18,5^2}{8} = 1793,82 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

h_r - висота ферми в середині прольоту, $h_r = 2,7$ м ;

R_y - розрахунковий опір за межею плинності;

μ - коефіцієнт, що залежить від ухилу ригеля, при $i = 1/10$, приймаємо $\mu = 0,7$

$$EJ_r = 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot \frac{1793,82 \cdot 2,70}{2 \cdot 240 \cdot 10^3} \cdot 1,15 \cdot 0,7 = 167,33 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Осьова жорсткість ригеля визначається за формулою (3.17)

$$EA_r = \frac{4 \cdot EJ_r}{h_r^2}, \quad (3.17)$$

$$EA_r = \frac{4 \cdot 167,33 \cdot 10^4}{2,70^2} = 91,80 \cdot 10^4 \text{ кН}$$

Згинальна жорсткість підкранової частини колони визначається за формулою (3.18)

$$EJ_{\Pi} = \frac{E \cdot (R_r + 2 \cdot D_{\max}) \cdot h_{\Pi}^2}{k_2 \cdot R_y}, \quad (3.18)$$

де R_r - опорна реакція ригеля від розрахункового і експлуатаційного навантаження,

$$R_r = \frac{(q_r + p)L}{2} = \frac{(8,33 + 33,6)18,5}{2} = 387,85 \text{ кН};$$

D_{\max} - розрахунковий тиск на колону від крана;

h_{Π} - ширина перерізу нижньої ділянки колони;

k_2 - коефіцієнт, що залежить від кроку колон і їхньої висоти.

$$EJ_{\Pi} = \frac{2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot (387,85 + 2 \cdot 1549,32) \cdot 1,25^2}{3,5 \cdot 240 \cdot 10^3} = 133,60 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

Осьова жорсткість підкранової частини колони визначається за формулою (3.19)

$$EA_{\Pi} = \frac{4 \cdot EJ_{\Pi}}{h_{\Pi}^2}, \quad (3.19)$$

$$EA_{\Pi} = \frac{4 \cdot 133,60 \cdot 10^4}{1,25^2} = 342,02 \cdot 10^4 \text{ кН.}$$

Згинальна жорсткість верхніх частин ступінчастих колон - двотавра І60Ш2 визначається за формулою (3.20)

$$EJ_v = \frac{EJ_n}{k_1} \left(\frac{h_v}{h_n} \right)^2, \quad (3.20)$$

де h_v - ширина перерізу верхньої ділянки колони;

k_1 - коефіцієнт, що враховує фактичну нерівність площ і радіусів інерції поперечних перерізів верхньої та нижньої частин колони.

$$EJ_v = \frac{133,60 \cdot 10^4}{1,5} \left(\frac{0,6}{1,25} \right)^2 = 20,52 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Осьова жорсткість верхньої частини колони двотавра І60Ш2 визначається за формулою (3.21)

$$EA_v = \frac{4 \cdot EJ_v}{h_v^2}, \quad (3.21)$$

$$EA_v = \frac{4 \cdot 20,52 \cdot 10^4}{0,6^2} = 228 \cdot 10^4 \text{ кН.}$$

Усі дані для розрахунку поперечної рами зведено в таблицю 3.3.

Таблиця 3.3 – Вихідні дані для розрахунку рами

Показники	Розрахункове значення
Розрахунковий пролі рами L_{ef} , м	18,25
Довжина колони H , м	20,90
Довжина нижньої частини колони H_n , м	12,90
Довжина верхньої частини колони H_v , м	8,00
Відмітка верху головки кранової рейки H_1 , м	14,70
Відмітка низу ригеля $H_0 = H_1 + H_2$, м	20,90

Продовження таблиці 3.3

Привязка крана до координатної вісі L_1 , м	0,75
Висота перерізу верхньої частини колони h_v , м	0,60
Висота перерізу нижньої частини колони h_n , м	1,25
Згинальні та поздовжні жорсткості колон і ригеля:	
EJ_n , кНм ²	$133,60 \cdot 10^4$
EA_n , кН	$342,02 \cdot 10^4$
EJ_v , кНм ²	$20,52 \cdot 10^4$
EA_v , кН	$228,00 \cdot 10^4$
EJ_r , кНм ²	$167,33 \cdot 10^4$
EA_r , кН	$91,80 \cdot 10^4$
Постійне навантаження на ригель q , кН/м	8,33
Вага нижньої частини колони і нижньої ділянки стіни G_1	96,21
Момент від ваги нижньої ділянки стіни M_{q1} , кНМ	28,80
Вага верхньої частини колони і верхньої ділянки стіни G	43,16
Момент від ваги верхньої ділянки стіни M_{q2} , кНМ	13,56
Вага підкранових конструкцій G_3 , кН	43,29
Момент від ваги підкранових конструкцій M_{q3} , кНМ	27,06
Снігове навантаження на ригель p , кН/м	33,60
Максимальний тиск кранів D_{max} , кН	1549,32
Момент від $D_{max} - M_{max}$, кНМ	968,33
Мінімальний тиск кранів D_{min} , кН	366,14
Момент від $D_{min} - M_{min}$, кНМ	228,84
Поперечна гальмівна сила T , кН	69,50
Вітрове навантаження:	
Розподілена на колону з підвітряного боку q_{eq} , кН/м	2,15
Розподілена на колону із завітрянного боку q_{eq} , кН/м	1,96
Зосереджена вздовж ригеля з підвітряного боку W , кН	53,49
Зосереджена вздовж ригеля із завітрянного боку W , кН	48,81

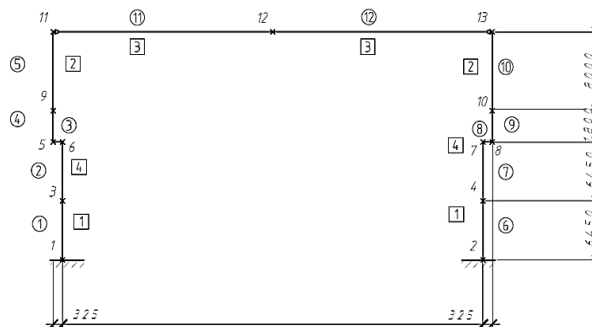


Рисунок 3.9 – Розрахункова схема рами в програмі SCAD

Результати розрахунку в програмі SCAD:

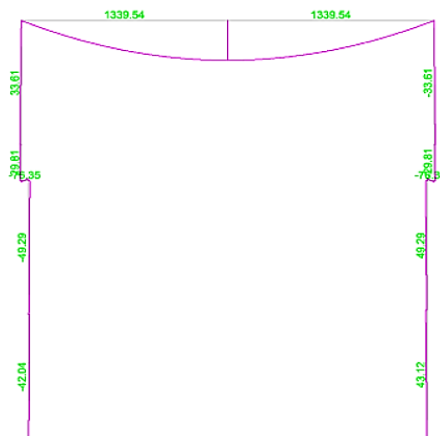


Рисунок 3.10 – Епюра моменту M у рамі від постійного навантаження

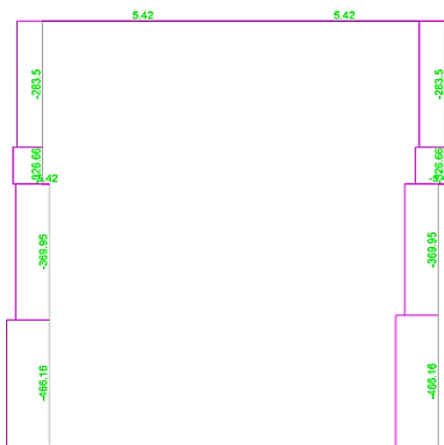


Рисунок 3.11 – Епюра поздовжньої сили N у рамі від постійного навантаження

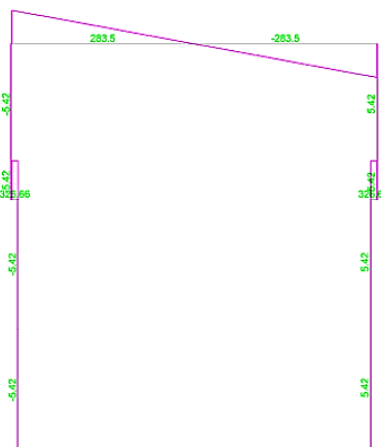


Рисунок 3.12 – Епюра поперечної сили Q у рамі від постійного навантаження

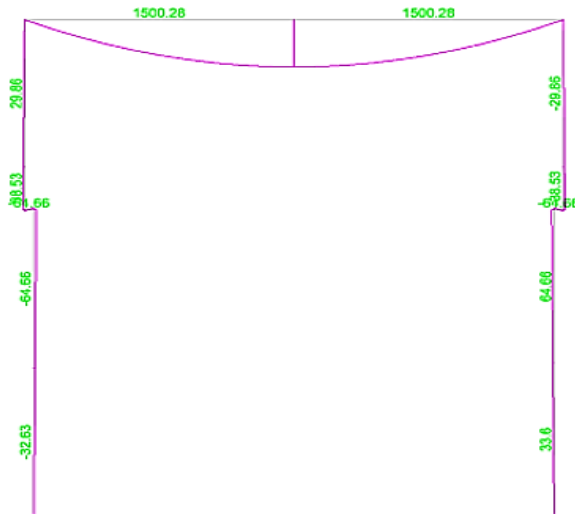


Рисунок 3.13 – Еюра моменту M у рамі від снігового навантаження

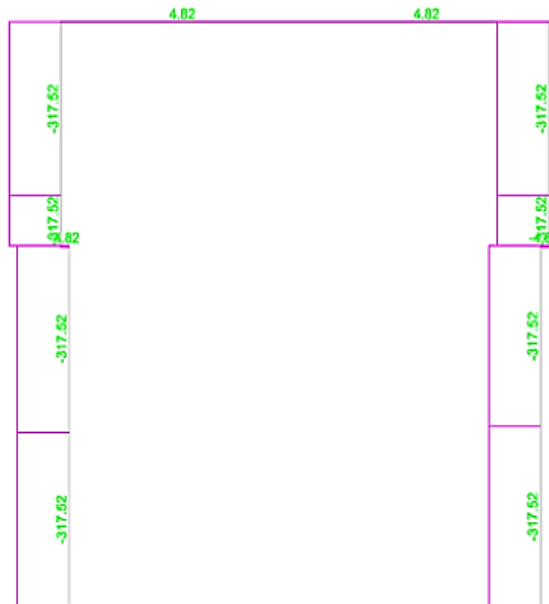


Рисунок 3.14 – Еюра моменту N у рамі від снігового навантаження

3.2.4 Визначення розрахункових сполучень зусиль

Розрахунки елементів каркаса будівлі повинні виконуватися з урахуванням найбільш несприятливих сполучень навантажень і їм відповідних зусиль. Ці поєднання встановлюють на основі аналізу можливих варіантів одночасної дії різних навантажень. Для цього статичний розрахунок рами роблять окремо на кожне

навантаження або на групу навантажень, які не можуть діяти ізольовано одне від одного. не можуть діяти ізольовано одне від одного. Знайдемо для кожного розрахункового поєднання рами свою комбінацію навантажень, яка створює найбільш несприятливі умови роботи цього перерізу.

3.3 Розрахунок і конструювання колони

Приймаємо ступінчасту колону.

Розрахункові зусилля приймаємо за результатами статичного розрахунку поперечної рами.

Для підкранової частини колони в перерізі 1(1-2)

$$M = 1074,4 \text{ кНм};$$

$$N = -2015,5 \text{ кН} = 205,45 \text{ т};$$

$$Q = 76,3 \text{ кН} = 7,78 \text{ т}.$$

Для гілок ступінчастих колон із розрахунковою довжиною $l_x=13$ м, приймаємо:

1) прокатний двотавр №40 з допустимим нормальним зусиллям $[N] = 112$ т,

2) прокатний швелер №40 з допустимим нормальним зусиллям $[N] = 95$ т.

3) розкоси решітки колон приймаємо перерізом 90x7 із допустимим зусиллям $[N]$ на один куточок 10 т.

Для надкранової частини колони в перерізі 5(5-6):

$$M = -235,6 \text{ кНм};$$

$$N = -601,0 \text{ кН} = 61,26 \text{ т}.$$

Для надкранової частини колони з розрахунковою довжиною $l_x = 10$ м, приймаємо зварний двотавр із перерізом №40-2 з допустимим нормальним зусиллям $[N] = 64$ т.

3.4 Розрахунок і конструювання ригеля рами

3.4.1 Визначення навантажень і розрахункових зусиль у стрижнях кроквяних ферм

Вихідні дані:

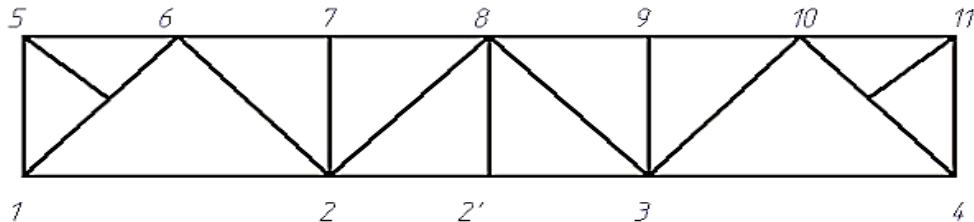


Рисунок 3.15 – Схема кроквяної ферми

Генеральні розміри кроквяної ферми:

Проліт - 18м;

Висота ферми на опорі - 3,150м;

Тип решітки - трикутна з додатковими стійками; тип перерізу стрижнів - складений тавр із куточків.

Розрахункове постійне навантаження на 1 пог.м ригеля рами визначається за формулою (3.19)

$$q = q_0 \cdot B = \sum q_{0i} \cdot B = \frac{q_r}{\cos \alpha} \cdot B; \quad (3.19)$$

де α - кут нахилу покрівлі до горизонту. При ухилі покрівлі $i=10\% \leq 1/8$ приймаємо $\cos \alpha \approx 1$, B - крок колон, що дорівнює 12 м.

Отримуємо

$$q = 0,694 \cdot 12 = 8,33 \text{ кН/м.}$$

Розрахункове снігове навантаження на 1 пог.м ригеля рами визначається за формулою (3.20)

$$p = S_g * \gamma_f * \mu * B; \quad (3.20)$$

$$p = 2,0 * 1,4 * 1 * 12 = 33,6 \text{ кН/м}$$

Матеріал - сталь С245 з $R_y = 240$ МПа.[1].

Зварювання елементів - механізоване дугове в середовищі вуглекислого газу; зварювальний дріт - Св08Г2С [1]. Положення швів - нижнє.

Статичний розрахунок

Відповідно до вказівок [11] для стрижнів таврового перерізу з куточків, приймаємо шарнірні вузли і підраховуємо зусилля в стрижнях за правилами будівельної механіки, окремо від кожного навантаження. Спочатку визначаємо зусилля в стрижнях кроквяної ферми від одиничного навантаження.

Розрахункові вузлові навантаження на ферму:

Постійні вузлові навантаження на ферму, за довжини панелі верхнього пояса ферми 3м:

$$F_q = q \cdot 3\text{м} = 8,33 \cdot 3 = 24,99 \text{ кН};$$

Снігове навантаження

$$F_p = p \cdot 3\text{м} = 33,6 \cdot 3 = 100,8 \text{ кН}.$$

Оскільки ригель у системі жорсткої рами є статично невизначеною конструкцією, то для розрахунку його відокремлюють від колони і розглядають як статично визначувану балкову ферму, що перебуває під впливом зовнішніх сил.

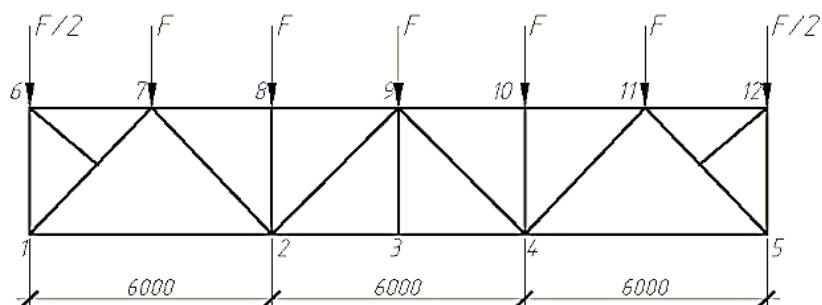


Рисунок 3.16 – Розрахункова схема ферми

Результати статичного розрахунку кроквяної ферми наведено в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 – Зусилля в стрижнях кроквяної ферми від постійного і снігового навантаження

Елемент ферми	Стержень	Зусилля від одиничного навантаження	Зусилля від постійного навантаж. $F_q = 24,99$ кН	Зусилля від снігов. навантаж. $F_r = 100,8$ кН	Розрахункове зусилля	
					Розтягуючі	Стиск.
Верхній пояс	6-7	0		0		
	7-8	-3,81	-218,31	-230,43	-	-448,74
	8-9	-3,81	-218,31	-230,43	-	-448,74
Нижній пояс	1-2	2,38	136,37	143,94	280,32	-
	2-3	4,29	245,82	259,46	505,28	-
Розкоси	1-7	-3,45	-197,69	-208,66	-	-406,341
	2-7	2,07	118,61	125,19	243,80	-
	2-9	-0,69	-39,54	-41,73	-	-81,27
Стійки	1-6	-0,5	-28,65	-30,24	-	-58,89
	2-8	-1	-57,3	-60,48	-	-117,78
	3-9	0	0	0	0	-

3.5 Призначення конструкцій ножової частини опускного колодязя

Вибір конструкції ножової частини залежить від:

- методу занурення опускного колодязя (з водовідливом чи ні);
- товщини стін і глибини занурення опускного колодязя;
- розрахункового опору ґрунтів, що прорізаються.

Оскільки товщина стін опускного колодязя перевищує 1,0 м, то скошену частину виконують двогранною.

Параметри ножової частини:

- $b = 0,4$ м - ширина банкетки.

Призначається залежно від характеристик ґрунту, що прорізається (R - розрахунковий опір ґрунту, приймається за додатком В [12]). Оскільки ґрунт, що прорізається, - супісок, то $R = 200$ кПа.

- $l = 5,5$ м - висота скошеної частини.

Розмір l залежить від товщини днища, оскільки передбачено водовідведення.

Товщина днища визначається розрахунком (визначається пізніше і виконується коригування ножової частини). Спочатку задаємося розміром $l = 5,5$ м.

- $h_{пл} = 0,5$ м - товщина плити днища. На цьому етапі задаємо $h_{пл} = (0,04 \div 0,03) \cdot d_{вн}$, де $d_{вн}$ - внутрішній мінімальний розмір (для прямокутних опускних колодязів - ширина) перерізу колодязя, м.

$$h_{пл} = (0,04 \div 0,03) \cdot 15,1 = 0,5 \text{ м.}$$

- $c = 0,2$ м - розмір полиці для опори днища, приймається в межах $(0,2 \div 0,4)$ м.

$\alpha_1 = 86^\circ$, $\alpha_2 = 60^\circ$ - кути нахилу внутрішньої поверхні ножової частини до горизонталі.

3.6 Розрахунок стін опускного колодязя на вигин у поперечних перерізах

Розрахунок стін опускного колодязя на вигин у горизонтальній площині виконується для найбільш не вигідного випадку, коли колодязь занурений до проектної позначки, але днище ще не виконано.

Розрахункове навантаження на стіни колодязя містить у собі:

- активний тиск ґрунту з урахуванням привантаження на поверхню ґрунту поруч зі стінами опускного колодязя і нахилу пластів ґрунту;

- гідростатичний тиск ґрунтових вод;

- додатковий тиск ґрунту, викликаний перекосом колодязя під час його опусканні.

Активний тиск ґрунту на стіни опускного колодязя визначається за формулами (3.21), (3.22), (3.23)

$$\sigma_a = \sigma_v \cdot \lambda_a - 2 \cdot c_I^1 \cdot \sqrt{\lambda_a}; \quad (3.21)$$

$$\sigma_v = \gamma_I \cdot h + q; \quad (3.22)$$

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_I}{2}\right). \quad (3.23)$$

де γ_I - питома вага ґрунту, кН/м³;

φ_I - кут внутрішнього тертя ґрунту шару, що розглядається, град;

h - товщина шару ґрунту, що розглядається, м;

q - привантаження на поверхні ґрунту поблизу стін опускного колодязя, кПа;

λ_a - коефіцієнт активного тиску ґрунту.

Приймаємо величину привантаження q , яка може виникнути у зв'язку з розташуванням поблизу стін опускного колодязя механізмів, транспорту, складування матеріалів тощо, приймати у вигляді рівномірно-розподіленого навантаження з інтенсивністю 20 кПа.

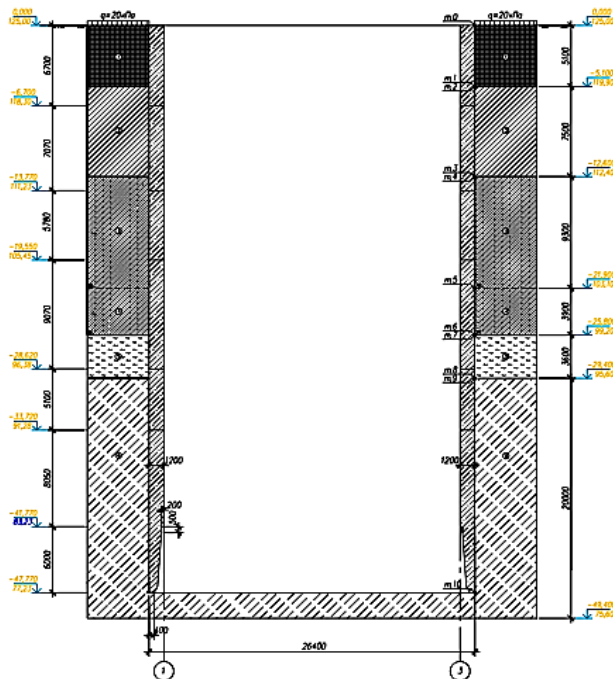


Рисунок 3.17 – Інженерно-геологічний розріз

Виділяємо характерні вантажні ділянки по висоті стін опускного колодязя, у межах яких необхідно визначити активні тиски ґрунту. Межами таких ділянок є:

- т.0 - рівень планування ґрунту;
- т.1 - покрівля I шару ґрунту (трохи вище межі);
- т.2 - покрівля I шару ґрунту (трохи нижче межі);
- т.3 - покрівля II шару ґрунту (трохи вище межі);
- т.4 - покрівля II шару ґрунту (трохи нижче межі);
- т.5 - рівень ґрунтових вод;
- т.6 - покрівля IV шару ґрунту (трохи вище межі);
- т.7 - покрівля IV шару ґрунту (трохи нижче межі);
- т.8 - покрівля V шару ґрунту (трохи вище межі);
- т.9 - покрівля V шару ґрунту (трохи нижче межі);
- т.10 - на позначці -47,270 м.

У виділених точках визначаємо величини вертикальних напружень за формулою 3.22:

$$\tau_{0.0}: \lambda_a = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_I^{1gp}}{2}\right) = 0;$$

$$\sigma_{a0} = \sigma_{v0} \cdot \lambda_a - 2 \cdot c_I^{1gp} \cdot \sqrt{\lambda_a} = 0$$

$$\tau_{0.1}: \lambda_a = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_I^{1gp}}{2}\right) = 0;$$

$$\sigma_{a1} = \sigma_{v1} \cdot \lambda_a - 2 \cdot c_I^{1gp} \cdot \sqrt{\lambda_a} = 0;$$

$$\tau_{0.2}: \lambda_a = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_I^{2gp}}{2}\right) = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{23,5}{2}\right) = 0,43;$$

$$\sigma_{a2} = \sigma_{v2} \cdot \lambda_a - 2 \cdot c_I^{2gp} \cdot \sqrt{\lambda_a} = 110,27 \cdot 0,43 - 2 \cdot 28 \cdot \sqrt{0,43} = 10,72 \text{ кПа};$$

$$\tau_{0.3}: \lambda_a = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_I^{2gp}}{2}\right) = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{23,5}{2}\right) = 0,43;$$

$$\sigma_{a3} = \sigma_{v3} \cdot \lambda_a - 2 \cdot c_I^{2gp} \cdot \sqrt{\lambda_a} = 253,52 \cdot 0,43 - 2 \cdot 28 \cdot \sqrt{0,43} = 72,29 \text{ кПа};$$

$$\tau_{0.4}: \lambda_a = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_I^{3gp}}{2}\right) = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{32}{2}\right) = 0,31;$$

$$\sigma_{a4} = \sigma_{v4} \cdot \lambda_a - 2 \cdot c_I^{3gp} \cdot \sqrt{\lambda_a} = 253,52 \cdot 0,31 - 2 \cdot 2 \cdot \sqrt{0,31} = 76,36 \text{ кПа};$$

$$\tau_{0.5}: \lambda_a = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_I^{3gp}}{2}\right) = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{32}{2}\right) = 0,31;$$

$$\sigma_{a5} = \sigma_{v5} \cdot \lambda_a - 2 \cdot c_I^{3gp} \cdot \sqrt{\lambda_a} = 420,92 \cdot 0,31 - 2 \cdot 2 \cdot \sqrt{0,31} = 128,26 \text{ кПа};$$

$$\text{т.6: } \lambda_a = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_I^{4\text{rp}}}{2}\right) = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{32}{2}\right) = 0,31;$$

$$\sigma_{a6} = \sigma_{v6} \cdot \lambda_a - 2 \cdot c_I^{4\text{rp}} \cdot \sqrt{\lambda_a} = 460,15 \cdot 0,31 - 2 \cdot 2 \cdot \sqrt{0,31} = 140,42 \text{кПа};$$

$$\text{т.7: } \lambda_a = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_I^{5\text{rp}}}{2}\right) = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{13}{2}\right) = 0,63;$$

$$\sigma_{a7} = \sigma_{v7} \cdot \lambda_a - 2 \cdot c_I^{5\text{rp}} \cdot \sqrt{\lambda_a} = 460,15 \cdot 0,63 - 2 \cdot 15 \cdot \sqrt{0,63} = 266,08 \text{кПа};$$

$$\text{т.8: } \lambda_a = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_I^{5\text{rp}}}{2}\right) = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{13}{2}\right) = 0,63;$$

$$\sigma_{a8} = \sigma_{v8} \cdot \lambda_a - 2 \cdot c_I^{5\text{rp}} \cdot \sqrt{\lambda_a} = 524,95 \cdot 0,63 - 2 \cdot 15 \cdot \sqrt{0,63} = 306,91 \text{кПа};$$

$$\text{т.9: } \lambda_a = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_I^{6\text{rp}}}{2}\right) = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{21,3}{2}\right) = 0,47;$$

$$\sigma_{a9} = \sigma_{v9} \cdot \lambda_a - 2 \cdot c_I^{6\text{rp}} \cdot \sqrt{\lambda_a} = 524,95 \cdot 0,47 - 2 \cdot 11,2 \cdot \sqrt{0,47} = 231,37 \text{кПа};$$

$$\text{т.10: } \lambda_a = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{\varphi_I^{6\text{rp}}}{2}\right) = tg^2 \cdot \left(45^\circ - \frac{21,3}{2}\right) = 0,47;$$

$$\sigma_{a10} = \sigma_{v10} \cdot \lambda_a - 2 \cdot c_I^{6\text{rp}} \cdot \sqrt{\lambda_a} = 705,53 \cdot 0,47 - 2 \cdot 11,2 \cdot \sqrt{0,47} = 316,24 \text{кПа}.$$

Гідростатичний тиск води на стінки опускного колодязя визначаємо за формулами (3.24), (3.25)

$$\sigma_{w1} = \gamma_w \cdot h_w; \quad (3.24)$$

$$\sigma_{w2} = 0,5 \cdot \sigma_{w1}; \quad (3.25)$$

де γ_w - питома вага води, кН/м³;

h_w - товщина шару води, м.

Визначаємо гідростатичний тиск води на стіни опускного колодязя за формулами:

$$\text{т.5: } \sigma_{w1} = \gamma_w \cdot h_w = 0;$$

$$\text{т.10: } \sigma_{w1} = \gamma_w \cdot h_w = 10 \cdot 25,37 = 253,70 \text{кПа};$$

$$\text{т.10: } \sigma_{w2} = 0,5 \cdot \sigma_{w1} = 0,5 \cdot 253,70 = 126,85 \text{кПа};$$

За отриманими даними будуємо епюри активного тиску і гідростатичного тиску води (рисунок 3.17). Першу розрахункову ділянку виділяємо безпосередньо над ножовою частиною стіни. Умовно вважаємо, що ця ділянка сприймає також усе навантаження, що діє по висоті ножової частини.

Другу розрахункову ділянку виділяємо на глибині $\approx 0,5 \text{ Н} = 19,55 \text{ м}$.

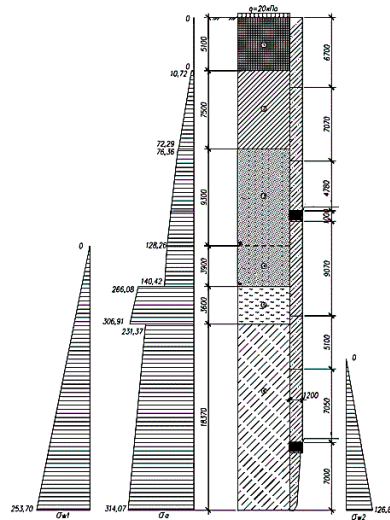


Рисунок 3.18 – Епюри тисків на стіні опускного колодезя

Визначаємо загальні тиски на розрахункові ділянки.

Під час визначення рівнодійних активного тиску ґрунту та гідростатичного тиску води необхідно враховувати тільки ділянку епюри, що діє на розрахунковий переріз. Для зручності обчислень, трапецеїдальні епюри є комбінацією простих фігур: прямокутника і трикутника.

Величина рівнодіючої дорівнює об'єму відповідної епюри.

Загальний тиск σ_0 у межах розрахункової ділянки визначається за формулою (3.26)

$$\sigma_0 = E_a \cdot E_{w1} - E_{w2}; \quad (3.26)$$

де E_a - рівнодіюча активного тиску ґрунту на стіні опускного колодезя, кН;

E_{w1} , E_{w2} - рівнодіючі тиску води на стіні опускного колодезя, кН.

Розглянемо 1 розрахункову ділянку (над ножовою частиною, рисунок 3.18.)

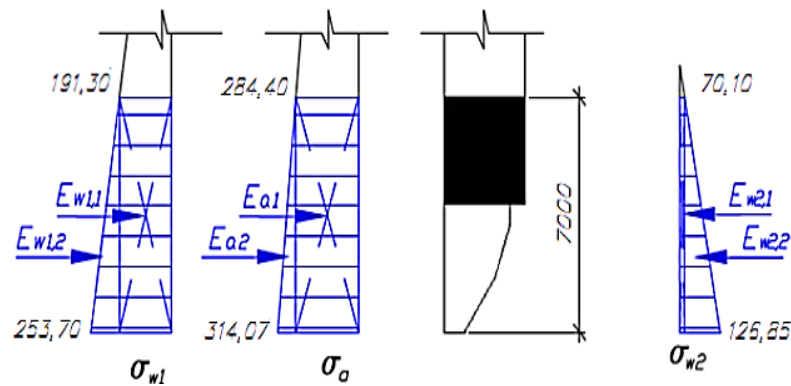


Рисунок 3.19 – Епюри тисків і рівнодіючі, що діють на 1 розрахункову ділянку

$$E_{a1} = 284,40 \cdot 7,0 \cdot 1 \text{ п. м} = 1848,60 \text{ кН};$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \cdot 29,67 \cdot 7,0 \cdot 1 \text{ п. м} = 96,43 \text{ кН};$$

$$E_{w1,1} = 191,30 \cdot 7,0 \cdot 1 \text{ п. м} = 1243,45 \text{ кН};$$

$$E_{w1,2} = \frac{1}{2} \cdot 62,40 \cdot 7,0 \cdot 1 \text{ п. м} = 202,80 \text{ кН};$$

$$E_{w2,1} = 70,10 \cdot 7,0 \cdot 1 \text{ п. м} = 455,65 \text{ кН};$$

$$E_{w2,2} = \frac{1}{2} \cdot 56,75 \cdot 7,0 \cdot 1 \text{ п. м} = 184,44 \text{ кН};$$

$$\sigma_0 = E_{a1} + E_{a2} + E_{w1,1} + E_{w1,2} - E_{w2,1} - E_{w2,2} = 2751,19 \text{ кН};$$

Виділені розрахункові ділянки стіни розраховуються методами будівельної механіки як замкнута рама, що сприймає рівномірно розподілене навантаження (рис. 6). У реальних умовах занурення опускного колодязя тиск по периметру розрахункових перерізів може виявитися нерівномірним за рахунок додаткових навантажень (нахил пластів ґрунтів, неповна однорідність ґрунту в межах одного шару, крен колодязя тощо).

Для врахування додаткових навантажень під час визначення тисків на стіни опускного колодязя вводиться коефіцієнт нерівномірності. Коефіцієнт нерівномірності (K_n) для прямокутних у плані опускних колодязів дорівнює 1,15.

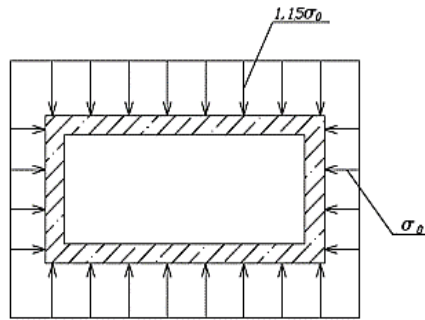


Рисунок 3.20 – Схема до розрахунку стін опускного колодязя на згин у поперечному перерізі

Після визначення тисків на стіни опускного колодязя в поперечному перерізі, методами будівельної механіки обчислюються значення внутрішніх зусиль. За знайденими значеннями розрахункових внутрішніх зусиль підбирається поперечна арматура. Для прямокутних у плані опускних колодязів згинальні моменти і відповідні їм нормальні сили в перерізах а-а і b-b визначаються за формулами:

переріз а-а

$$N_a = \sigma_0 \cdot P_{\text{вн}} \cdot (1 - 0,7854 \cdot (K_n - 1));$$

$$M_a = -0,1488 \cdot \sigma_0 \cdot P_{\text{вн}}^2 \cdot (K_n - 1);$$

переріз b-b

$$N_b = \sigma \cdot P_{\text{вн}} \cdot (1 + 0,5 \cdot (K_n - 1));$$

$$M_b = 0,1366 \cdot \sigma \cdot P_{\text{вн}}^2 \cdot (K_n - 1);$$

де $P_{\text{вн}}$ - внутрішній периметр опускного колодязя, м;

$$\sigma = K_n \cdot \sigma_0;$$

переріз а-а

$$N_a = 2751,19 \cdot 78,2 \cdot (1 - 0,7854 \cdot (1,15 - 1)) = 189797,05 \text{ кН};$$

$$M_a = -0,1488 \cdot 2751,19 \cdot 78,2^2 \cdot (1,15 - 1) = -375515,86 \text{ кН};$$

переріз b-b

$$N_b = 3163,87 \cdot 78,2 \cdot (1 + 0,5 \cdot (1,15 - 1)) = 265970,73 \text{ кН};$$

$$M_b = 0,1366 \cdot 3163,87 \cdot 78,2^2 \cdot (1,15 - 1) = 396436,92 \text{ кН};$$

де

$$\sigma = 1,15 \cdot 2751,19 = 3163,87 \text{ кН};$$

Визначаємо площу поперечної арматури за формулою 3.27.

$$A_s = \frac{M_{max}}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s}; \quad (3.27)$$

де h_0 - робоча висота перерізу, м;

R_s - розрахунковий опір арматури розтягуванню, МПа.

Приймаємо $R_s = 365$ МПа (для арматури класу А400).

Площа перерізу поперечної арматури:

переріз а-а

$$A_s = \frac{-375515,86}{0,9 \cdot 22,22 \cdot 365 \cdot 10^3} = 0,0514 \text{ м}^2 = 514,46 \text{ см}^2.$$

Підрахунок кількості стрижнів поперечної арматури по висоті опускного колодязя:

Приймаємо 5 арматурних сіток із кроком стрижнів 200 мм.

Кількість стержнів в одній сітці:

$$\frac{22220-100}{200} = 110,6 \text{ шт};$$

Приймаємо 110 шт (60*2 мм - випуски).

Кількість стрижнів у сітках:

$$110 = 550 \text{ шт.}$$

По сортаменту приймаєм арматуру 550 Ø12 з $A_s = 1.131 \cdot 550 = 662.05 \text{ см}^2$

переріз b-b

$$A_s = \frac{396436,92}{0,9 \cdot 22,22 \cdot 365 \cdot 10^3} = 0,0543 \text{ м}^2 = 543,12 \text{ см}^2.$$

Підрахунок кількості стрижнів поперечної арматури по висоті опускного колодязя:

Приймаємо 5 арматурних сіток із кроком стрижнів 200 мм.

Кількість стрижнів в одній сітці:

$$\frac{22220-100}{200} = 110,6 \text{ шт};$$

Приймаємо 110 шт (60*2 мм – випуски).

Кількість стрижнів у сітках:

$$110 = 550 \text{ шт.}$$

По сортаменту приймаємо арматуру 550Ø12 з $A_s = 1.131 \cdot 550 = 662.05 \text{ см}^2$

Розглянемо 2 розрахункову ділянку.

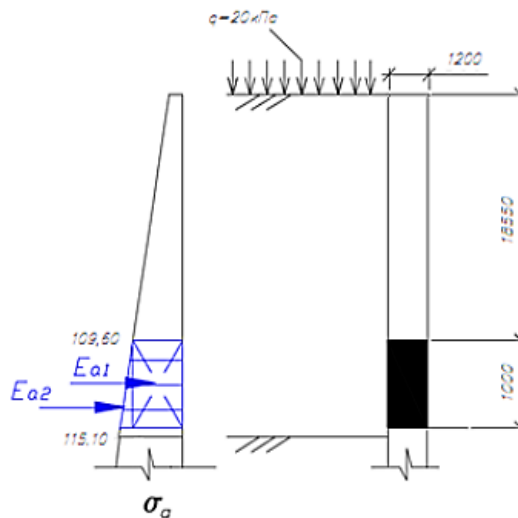


Рисунок 3.20 – Епюри тисків і рівнодіючі, що діють на 2 розрахункову ділянку

$$E_{a1} = 109,60 \cdot 1,0 \cdot 1 \text{ п. м} = 109,60 \text{ кН};$$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \cdot 5,50 \cdot 1,0 \cdot 1 \text{ п. м} = 2,75 \text{ кН};$$

$$\sigma_0 = E_{a1} + E_{a2} = 109,60 + 2,75 = 112,35 \text{ кН.}$$

Від отриманих загальних тисків σ_0 , що діють на 2 розрахункову ділянку, визначаємо внутрішні зусилля в перерізах a-a, b-b (рис. 7) за формулами:

переріз а-а

$$N_a = \sigma_0 \cdot P_{\text{вн}} \cdot (1 - 0,7854 \cdot (K_H - 1));$$

$$M_a = -0,1488 \cdot \sigma_0 \cdot P_{\text{вн}}^2 \cdot (K_H - 1);$$

переріз b-b

$$N_b = \sigma \cdot P_{\text{вн}} \cdot (1 + 0,5 \cdot (K_H - 1));$$

$$M_b = 0,1366 \cdot \sigma \cdot P_{\text{вн}}^2 \cdot (K_H - 1);$$

де $P_{\text{вн}}$ - внутрішній периметр опускного колодязя, м;

$$\sigma = K_H \cdot \sigma_0;$$

переріз а-а

$$N_a = 112,35 \cdot 78,2 \cdot (1 - 0,7854 \cdot (1,15 - 1)) = 7750,72 \text{ кН};$$

$$M_a = -0,1488 \cdot 112,35 \cdot 78,2^2 \cdot (1,15 - 1) = -15334,89 \text{ кН};$$

переріз b-b

$$N_b = 129,20 \cdot 78,2 \cdot (1 + 0,5 \cdot (1,15 - 1)) = 10861,20 \text{ кН};$$

$$M_b = 0,1366 \cdot 129,20 \cdot 78,2^2 \cdot (1,15 - 1) = 16188,92 \text{ кН};$$

де

$$\sigma = 1,15 \cdot 112,35 = 129,20 \text{ кН};$$

Площа перерізу поперечної арматури:

переріз а-а

$$A_s = \frac{-15334,89}{0,9 \cdot 19,55 \cdot 365 \cdot 10^3} = 0,0024 \text{ м}^2 = 23,88 \text{ см}^2$$

Підрахунок кількості стрижнів поперечної арматури по висоті опускного колодязя:

Приймаємо 5 арматурних сіток із кроком стрижнів 200 мм.

Кількість стержнів в одній сітці:

$$\frac{19550 - 100}{200} = 97,25 \text{ шт};$$

Приймаєм 97 шт (25 2 мм – випуски).

Кількість стержнів в одній сітці:

$$97 \cdot 5 = 485 \text{ шт.}$$

За сортаментом приймаємо арматуру 485Ø8 із $A_s = 0.503 \cdot 485 = 243.96 \text{ см}^2$
переріз b-b

$$A_s = \frac{16188,92}{0,9 \cdot 19,55 \cdot 365 \cdot 10^3} = 0,0025 \text{ м}^2 = 25,21 \text{ см}^2.$$

Підрахунок кількості стрижнів поперечної арматури по висоті опускного колодязя:

Приймаємо 5 арматурних сіток із кроком стрижнів 200 мм.

Кількість стержнів в одній сітці:

$$\frac{19550 - 100}{200} = 97,25 \text{ шт.};$$

Приймаємо 97 шт (25 2 мм – випуски).

Кількість стержнів в одній сітці:

$$97 \cdot 5 = 485 \text{ шт.}$$

За сортаментом приймаємо арматуру 485Ø8 із $A_s = 0.503 \cdot 485 = 243.96 \text{ см}^2$

3.7. Розрахунок днища опускного колодязя

Влаштування цих конструктивних елементів залежить від випадків занурення опускного колодязя. У разі занурення опускного колодязя з водовідливом подушка не влаштовується, а днище влаштовується по ґрунтовій основі (по щебеневій підготовці) (рисунок 3.21).

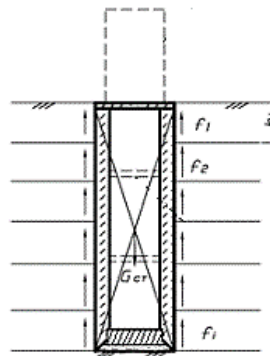


Рисунок 3.21 - Схема розрахунку днища опускного колодязя

Розрахунок днища ведуть за схемою перевернутої балки (рис. 3.21), шарнірно опертої по контуру і завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням, інтенсивністю:

$$q_{\text{дн}} = \frac{G_{\text{ст}} + G_{\text{експ}} - 0,5 \cdot T}{A}; \quad (3.28)$$

$$G_{\text{експ}} = F_{\text{над}} + G_{\text{обр}} + G_{\text{перек}}$$

де $q_{\text{дн}}$ - інтенсивність навантаження на днище (реакція ґрунтової основи), кПа;

$G_{\text{ст}}$ - власна вага стін опускного колодязя, кН;

T - сили тертя ґрунту по бічній поверхні стін опускного колодязя під час занурення, кН;

$G_{\text{експ}}$ - величина експлуатаційного навантаження, що включає в себе навантаження

від надземних конструкцій, що спираються на колодязь ($F_{\text{над}}$), вагу технологічного обладнання, розміщеного як у надземній частині, так і в самому опускному колодязі, вага перекриттів в опускному колодязі ($G_{\text{перек}}$), кН.

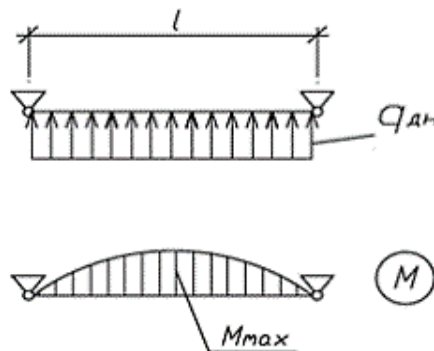


Рисунок 3.22 – Розподіл навантаження на днище та еюра моментів

$F_{\text{над}}$ приймаємо виходячи з розрахунку МК у ПК SCAD, приймається рівно 20000 кН.

Навантаження $G_{\text{обр}}$ визначається за таблицею 3.4:

Таблиця 3.4

Найменування параметрів	Одиниця вимірювання	Значення параметрів
Питома вага руди	кг /м ³	1800
Бутобій	кг	1300
Завантажувальний бункер	м ³ (кг)	450(810000)
Гіраційна дробарка	кг	550
Розвантажувальний бункер	м ³ (кг)	470(846000)
Пластинчатий питатель	кг	7000
Пластинчастий живильник	кг	28000
Магістральний конвеєр в осях 1-3	кг	-
Мостовий кран	кг	120000
Автосамоскиди Komatsu 830E-1AC (2шт)	кг	328400
Разом:		2141250

$$G_{\text{обор}} = 2141250 \cdot 9,8 = 20984250 \text{ Н} = 20984,25 \text{ кН}$$

$$G_{\text{перек}} = 2329,44 \cdot 2500 \cdot 9,8 = 57071280 \text{ Н} = 57071,28 \text{ кН}$$

$$G_{\text{експ}} = 20000 + 20984,25 + 57071,28 = 98055,53 \text{ кН}$$

Визначаємо інтенсивність навантаження на днище $q_{\text{дн}}$:

$$q_{\text{дн}} = \frac{108027,61 + 98055,53 - 0,5 \cdot 101586,62}{362,40} = 427,10 \text{ кН/м.}$$

Далі визначаємо згинальний момент за правилами будівельної механіки за формулою (3.29)

$$M_{\text{max}} = \frac{q_{\text{дн}} \cdot l^2}{8}; \quad (3.29)$$

$$M_{\text{max}} = \frac{427,10 \cdot 24^2}{8} = 30751,20 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Далі визначаємо робочу висоту перерізу виходячи з формули площі стиснутої арматури (3.30)

$$A_s = \frac{M_{\max} - R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \alpha_R}{R_{sc} \cdot (h_0 - a)}, \quad (3.30)$$

де $R_b = 17$ МПа (табл. 6.8 [15]);

$R_{sc} = 350$ МПа (табл. 6.14 [15]);

a - відстань від центру ваги розтягнутої арматури до розтягнутої грані перерізу. приймаємо $a = 30$ мм, оскільки арматура розташовується в один ряд, $\alpha_R = 0,390$ - гранична відносна висота стиснутої зони, що приймається за [15].

Розрахунок робимо на 1 п.м., тому приймаємо $b = 1$ м.

$$h_0 = \frac{M_{\max} + R_{sc} \cdot a}{A_s \cdot R_{sc} + R_b \cdot b \cdot \alpha_R}$$

$$h_0 = \frac{30751,20 + 350 \cdot 10^3 \cdot 0,03}{8,04 \cdot 10^{-4} \cdot 350 \cdot 10^3 + 17 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,390} = 5,97 \text{ м};$$

Тоді висота поперечного перерізу h дорівнює:

$$h = h_0 + a = 5,97 + 0,03 = 6 \text{ м};$$

Конструктивно приймаємо в стиснутій зоні 4 стрижні 16 діаметра. Обчислюємо коефіцієнт α_m за знайденого за сортаментом значення A_s

$$\alpha_m = \frac{M_{\max} - R_{sc} \cdot A_s \cdot (h_0 - a)}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$$

$$\alpha_m = \frac{30751,20 - 350 \cdot 10^3 \cdot 8,04 \cdot 10^{-4} \cdot (5,97 - 0,03)}{17 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 5,97^2} = 0,048$$

Обчислюємо площу розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{R_b \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) + R_{sc} \cdot A_s}{R_s}$$

$$A_s = \frac{17 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 5,97 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,048}) + 350 \cdot 10^3 \cdot 8,04 \cdot 10^{-4}}{350 \cdot 10^3} = 0,015073 \text{ м}^2 = 150,73 \text{ см}^2$$

Визначаємо висоту стиснутої зони x :

$$x_{ct} = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s}{R_b \cdot b}$$

$$x_{ст} = \frac{350 \cdot 10^3 \cdot 150,73 \cdot 10^{-4} - 350 \cdot 10^3 \cdot 8,04 \cdot 10^{-4}}{17 \cdot 10^3 \cdot 1} = 0,29 \text{ м}$$

Визначаємо відносну висоту стиснутої зони

$$\xi = \frac{x_{сж}}{h_0}$$

$$\xi = \frac{0,29}{5,97} = 0,049$$

Визначаємо за [15] граничну відносну висоту стиснутої зони $\xi=0,513$

Перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$,

$$0,049 \leq 0,531$$

Умова виконується.

Обчислюємо момент, який може сприйняти переріз (несучу здатність):

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x_{сж} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A_s \cdot (h_0 - a)$$

$$M_{ult} = 17 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,29 \cdot (5,97 - 0,5 \cdot 0,29) + 350 \cdot 10^3 \cdot 8,04 \cdot 10^{-4} (5,97 - 0,03) = 30888,77 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$30571,20 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq 30888,77 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Несуча здатність забезпечена, оскільки $M \leq M_{ult}$

Висота розтягнутої зони $x_{розт}$

$$x_{розт} = h_0 - x_{ст} = 5,97 - 0,29 = 5,68 \text{ м}$$

Приймаємо арматурні сітки з кроком 200 мм. Кількість сіток:

$$n = \frac{5,68}{0,2} = 28,4,$$

приймаємо 28 арматурних сіток

Оскільки в кожній сітці на 1 п.м. припадає 4 стрижні, то 112 стрижнів у робочій розтягнутій зоні.

Знайдемо площу перерізу A_s одного стрижня

$$A_s = \frac{150,73}{112} = 1,346 \text{ см}^2$$

Приймаємо за сортаментом 112Ø14 $A_s = 172,37 \text{ см}^2$.

Приймемо для розрахунку плити перекриття на позначці -28,620, оскільки вона є найбільш навантаженою.

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЕДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Основи охорони праці

4.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці

Законодавство України про охорону праці являє собою систему взаємозв'язаних нормативно-правових актів, що регулюють відносини у галузі реалізації державної політики щодо правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних і лікувально-профілактичних заходів та засобів, спрямованих на збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці. Воно складається з Закону України «Про охорону праці», Кодексу законів про працю України, Закону України "Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності" та прийнятих відповідно до них нормативно-правових актів.

Основоположним документом в галузі охорони праці є Закон України «Про охорону праці», який визначає основні положення щодо реалізації конституційного права працівників на охорону їх життя і здоров'я у процесі трудової діяльності, на належні, безпечні і здорові умови праці, регулює за участю відповідних державних органів відносини між роботодавцем і працівником з питань безпеки, гігієни праці та виробничого середовища і встановлює єдиний порядок організації охорони праці в Україні. Інші нормативні акти мають відповідати не тільки Конституції та іншим законам України, але, насамперед, цьому Закону.

Відповідно до Конституції України, Закону України «Про охорону праці» та Основ законодавства України про загальнообов'язкове державне соціальне страхування у 1999 р. було прийнято Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності». Цей закон визначає правову основу, економічний механізм та організаційну структуру

загальнообов'язкового державного соціального страхування громадян від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які призвели до втрати працездатності або загибелі застрахованих на виробництві

4.1.2 Охорони праці і техніка безпеки при зведенні дробильного цеху

Земляні роботи в зоні діючих підземних комунікацій слід виконувати тільки під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра, а в охоронній зоні електричних кабелів, які знаходяться під напругою, або діючого газопроводу, крім того, - під наглядом працівників електро або газового господарства.

При механізованій розробці котловану потрібно керуватися технологічною картою. Щоб виключити можливість обвалення укосів котловану треба розташовувати техніку і вантажі за межами призми обвалення ґрунту. Людям слід спускатися в котлован по спеціально встановлених для цього сходах, або по з'їздах для бульдозерів. Засипку котловану бульдозером слід починати після дозволу виконавця робіт. Крім того, потрібно ретельно стежити за станом існуючих конструкцій. У разі виникнення найменших ознак їх деформування чи руйнування усі земляні роботи слід негайно припинити. До монтажу та виконання робіт з складування і стропування збірних елементів робочі допускаються тільки після вступного інструктажу. Для виконання висотних робіт допускають монтажників не нижче 4-го розряду, старших 18 років і зі стажем роботи не менше двох років. Змонтовані міжповерхові перекриття та покриття повинні бути огорожені до початку наступних робіт. Усі сигнали подає тільки одна особа, крім сигналу "Стій!", який може подавати будь-який працівник, помітивши явну небезпеку.

При встановленні опалубки в декілька ярусів кожен подальший ярус встановлюється тільки після закріплення нижнього. Щодня перед початком укладання бетону необхідно перевіряти стан опалубки, у разі виявлення пошкоджень їх слід негайно усунути. Розбирати опалубку після досягнення бетоном заданої міцності

можна тільки з дозволу виконавця робіт. Отвори в перекриттях або покриттях, що залишаються після зняття опалубки слід огороджувати. При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщувати їх за струмо підвідні дроти не допускається, а при перервах у роботі і переходах з одного місця на інше вібратори слід вимикати. У процесі вібрування бетонної суміші через кожні 30 ÷ 35 хвилин вібратор вимикають на 5 ÷ 7 хвилин для охолодження. Корпуси вібраторів необхідно заземлювати, працювати з ними дозволяється тільки в гумових рукавичках і чоботах. Мити водою не рекомендується. Зона електропрогрівання бетону повинна бути огорожена, у нічний час освітлена, мати світлову сигналізацію, що включається при подачі напруги в мережу обігріву. Перебування людей і виконання ними будь-яких робіт в цій зоні без відповідних засобів захисту не допускається. Підключення нагрівальних проводів, заміри температури бетону технічними термометрами проводиться при відключеній напрузі.

Не допускається користуватися відкритим вогнем в радіусі 50 м від місця застосування і складування матеріалів, які вміщують легкозаймісті або вибухонебезпечні речовини. лакофарбові, ізоляційні, оздоблювальні та інші матеріали, які виділяють вибухонебезпечні й шкідливі речовини, дозволяється зберігати на робочих місцях в кількостях, що не перевищують змінну потребу.

4.1.3 Вентиляція виробничого приміщення

Розрахункова місткість складає 95 чол. Згідно проекту для залу передбачено встановлення окремої вентиляційної системи для забезпечення належної вентиляції згідно діючих норм. Для приміщень, в яких відсутні виділення шкідливостей, розрахунок вентиляції здійснюється залежно від максимальної кількості людей що можуть перебувати у приміщенні.

Необхідна кількість повітря ($\text{м}^3/\text{год.}$), яка забезпечує відповідність параметрів повітря робочої зони нормованим значенням, визначається за наступною формулою:

$$L = L' N \quad (4.1)$$

де L' – нормативна кількість повітря на одну людину, яка залежить від питомого об'єму приміщення, $\text{м}^3 / (\text{год} \cdot \text{люд})$;

N – кількість людей.

Питомий об'єм приміщення V_n , ($\text{м}^3 / \text{люд}$), визначається за формулою

$$V_n = V / N, \quad (4.2)$$

де V – об'єм приміщення, м^3 .

Величина нормативної кількості повітря V' визначається за таблицею В.5 відповідного ДБН.

Визначаємо вільний об'єм приміщення:

$$V = S \cdot H \cdot 0,85 = 2150 \cdot 12,5 \cdot 0,85 = 22844 \text{ м}^3$$

де H - висота приміщення;

S - площа приміщення.

Питомий вільний об'єм складає:

$$V' = V / N = 22844 / 953 = 23,97 \text{ м}^3 / \text{люд} > 20 \text{ м}^3 / \text{люд}.$$

Нормована кількість повітря на одну людину за табл. В.5 при $V' > 20 \text{ м}^3 / \text{люд}$ становить $30 \text{ м}^3 / (\text{год} \cdot \text{люд})$.

Найменша необхідна кількість повітря для вентиляції:

$$L = L' \cdot N = 30 \cdot 953 = 28590 \text{ м}^3 / \text{год}.$$

Розрахована система вентиляції забезпечить виконання нормативних вимог з якості повітря робочої зони.

4.2 Безпека життєдільності

4.2.1 Законодавство України про цивільний захист

Кодекс цивільного захисту України регулює відносини, пов'язані із захистом населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій, реагуванням на них, функціонуванням єдиної державної системи цивільного захисту, та визначає повноваження органів державної влади, Ради міністрів Автономної Республіки Крим, органів місцевого самоврядування, права та обов'язки громадян України, іноземців та осіб без громадянства, підприємств, установ та організацій незалежно від форми власності.

Кодекс цивільного захисту України складається з десяти розділів.

У першому розділі кодексу говориться, що цивільний захист - це функція держави, спрямована на захист населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій шляхом запобігання таким ситуаціям, ліквідації їх наслідків і надання допомоги постраждалим у мирний час та в особливий період. Цивільний захист забезпечується з урахуванням особливостей, визначених Законом України "Про основи національної безпеки України", суб'єктами, уповноваженими захищати населення, території, навколишнє природне середовище і майно, згідно з вимогами Кодексу цивільного захисту у мирний час, а також в особливий період - у межах реалізації заходів держави щодо оборони України. Координацію діяльності органів виконавчої влади у сфері цивільного захисту у межах своїх повноважень здійснюють: Рада національної безпеки і оборони України; Кабінет Міністрів України.

4.2.2 Евакуація відвідувачів при пожежах

У будівлях і спорудах на випадок виникнення пожежі необхідно передбачати евакуаційні шляхи і виходи.

Виходи вважаються евакуаційними, якщо вони ведуть:

- з приміщень першого поверху назовні безпосередньо або через коридор, вестибюль, сходову клітку;
- з приміщень інших поверхів в сходову клітку (безпосередньо, зокрема через хол або через коридор), яка має мати вихід назовні безпосередньо або через вестибюль, відокремлений від примикаючих коридорів перегородками з дверима;
- з приміщень в сусіднє приміщення в тому ж поверсі, забезпечене вказаними вище виходами.

У багатьох випадках один евакуаційний вихід призначений для відвідувачів, інший – для обслуговуючого персоналу. Тамбури виходів не можна використовувати для торгівлі і зберігання (навіть тимчасового) будь-яких матеріалів та інвентаря.

На шляхах евакуації і в торгових залах передбачається аварійне освітлення. Підприємства торгівлі і громадського харчування, бази і склади мають бути забезпечені знаками безпеки.

Ширина евакуаційних проходів, протяжність шляхів евакуації, кількість і ширина евакуаційних виходів (дверей) визначаються розрахунковим шляхом.

Відстань по проходам від найвіддаленішої точки залу до виходу на евакуаційну сходову клітку або назовні слід приймати не більше 25м.

У разі неможливості виконати цю вимогу евакуаційні виходи розташовують по периметру залу з розрахунку один вихід на 100 чол. Відстань між виходами має бути не більшою 50 м. У залах двері для входу і виходу з нього необхідно влаштовувати в різних кінцях залу.

Для площі приміщень понад 300 м² кількість виходів з них повинна бути, як правило, не менше двох.

Місткість залів приймається з розрахунку не менше 1,35 м² на одну людину, в будівлях I і II ступеня вогнестійкості, необхідний час евакуації приймається 6 хв., в будівлях III і IV ступеня вогнестійкості – 4 хв., V ступеня – 3 хв.

Плани (схеми) евакуації людей на випадки виникнення пожежі мають бути розроблені і вивішені на видних місцях в будівлях і спорудах (окрім житлових будинків), які мають два поверхи і більше, якщо одночасно перебувають на поверсі більше 25 чоловік.

Забезпечення безпечної евакуації людей з будівлі досягнуто наступним чином:

- Відповідністю розмірів і числа шляхів евакуації і виходів вимогам норм;
- Забезпечення нормального ритму і організованого руху людей;
- Незадимлюваність шляхів евакуації;
- Двері евакуаційних виходів і інші двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку виходу з будівлі.

Відповідно до ДБН В.1.1.7–2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» виробничі приміщення відносяться до II ступеня вогнестійкості.

Виобничі приміщення мають площу 2150 м² кожен. Згідно з ДБН В.1.1.7–2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» на одну людину, що знаходиться залі припадає 1,35 м². Тоді розрахункове число людей, що одночасно знаходяться в приміщенні визначається:

$$n = \frac{S}{s_1}, I_{\text{ном}} = \frac{I_{\text{к}}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65 \text{ А}$$

де: S - площа залу, $S = 2150 \text{ м}^2$

s_1 - площа на одну людину $s_1 = 1,35 \text{ м}^2$

$$n = \frac{2150}{1.35} = 953 \text{ чол}, I_{\text{ном}} = \frac{I_{\text{к}}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65 \text{ А}$$

Ширина основних евакуаційних проходів для залів площею понад 400 м² не менше 2,5 м.

Згідно з нормами на 1 м ширини евакуаційного виходу для приміщень II ступеня вогнестійкості припадає не більше 165 осіб. Тоді необхідна ширина виходів з торгових залів:

$$b = \frac{n}{n_1}, I_{\text{ном}} = \frac{I_{\text{к}}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65 \text{ А}$$

де: n - максимальне число людей, які знаходяться в приміщенні, $n = 88$ чол,
 n_1 - число людей на 1 м ширини евакуаційного виходу, $n_1 = 165$ чол/ м

$$b = \frac{88}{165} = 5.8 \text{ м}, I_{\text{ном}} = \frac{I_{\text{к}}}{\text{к}} = \frac{16.95}{3} = 5.65 \text{ А}$$

Отже, у даній будівлі на випадок виникнення пожежі передбачені евакуаційні шляхи і виходи відповідно до вимог і норм. Необхідна ширина виходів для запроектованої будівлі становить 5,8м.

ВИСНОВКИ

Проведена розробка проекту дробильного цеху в Горішніх Плавнях, що передбачає будівництво сучасного об'єкта для переробки руди.

Виявлені основні вимоги та потреби замовника, що були враховані при розробці архітектурних рішень, зокрема, ефективність роботи, безпека працівників та дотримання екологічних стандартів.

Виконано аналіз існуючих методів зведення дробильних цехів, який дав змогу визначити найкращі практики та інноваційні рішення для впровадження в розроблюваний проект.

Розроблено оптимальну архітектурну конструкцію цеху, включаючи просторове планування, зонування приміщень, системи вентиляції та освітлення.

Враховано функціональні вимоги до дробильного цеху, забезпечуючи належну організацію робочих зон, ефективний рух матеріалів та оптимальне використання простору.

На підставі прийнятих архітектурних рішень проведено розрахунок та конструювання основних тримких елементів.

Фундаменти запроектовано з врахуванням інженерно-геологічних умов.

Враховано вимоги до безпеки працівників, включаючи правильне розташування аварійних виходів, пожежних систем та систем безпеки в цілому.

Враховано вимоги до безпеки працівників, включаючи правильне розташування аварійних виходів, пожежних систем та систем безпеки в цілому.

Загалом, розробка архітектурних конструктивних рішень для будівництва дробильного цеху в Горішніх Плавнях дозволить створити сучасний, ефективний та екологічно безпечний об'єкт, відповідний потребам замовника та вимогам сучасного виробництва.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Конончук О.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / О. П. Конончук, В. П. Ясній, О. М. Мещерякова, І. В. Коваль. – Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2023. – 78 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
3. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіонбуд України, 2014
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
5. ДСТУ Б В.2.1-12:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Метод лабораторного визначення максимальної щільності. К. Мінрегіонбуд України, 2010.
6. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2016.
7. Мещерякова О.М. Методичний посібник до виконання курсового проекту з курсу «Архітектура будівель і споруд»/ О. М. Мещерякова. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2023. — 120 с.
8. 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.
9. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.
10. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі» / В. Б. Каспрук. - Тернопіль: ТНТУ, 2017. - 14 с.
11. 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.

12. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.

13. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі» / В. Б. Каспрук. - Тернопіль: ТНТУ, 2017. - 14 с.

14. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві.

15. НАПБ А.01.001-2004 «Правил пожежної безпеки під час виконання будівельно-монтажних робіт».

16. Технологія конструкційних матеріалів та матеріалознавство, розділ Матеріалознавство: Навчальний посібник / Л.Г. Бодрова, Г.М. Крамар, Я.О. Ковальчук, І.В. Коваль - Тернопіль: ФОП Паляниця В.А., 2023. - 157 с.

17. Ігнат'єва В.Б. Віконна система / В.Б. Ігнат'єва. Патент на корисну модель № 136285, Україна, МПК (2020) E06B 3/00, МПК (2006) E06B 3/68. Заявка № 201902231; заявл. 05.03.2019; опубл. 12.08.2019, Бюл. № 15.

18. 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.

19. Програмне забезпечення інженерних розрахунків : конспект лекцій для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / Укладач: Сорочак А.П. – Тернопіль : Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2018. – 128 с.

20. Ясній П.В. «Механіка руйнування будівельних конструкцій» : консп. лекц. для студентів денної форми навчання за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / укладачі : П.В. Ясній , В. П. Ясній. – Тернопіль : Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2018. – 72 с.