

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 виробництва керамічних виробів

Виконав: студент IV курсу, групи МБ-41
спеціальності _____

192 “Будівництво та цивільна інженерія”

(шифр і назва спеціальності)

Студент _____
(підпис) Барчук О. Б.
(прізвище та ініціали)

Керівник _____
(підпис) Ігнатєва В. Б.
(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)

Креслення графічної частини - не менше 6 аркушів формату А1 (594 x 841 мм).

6. Консультанти розділів роботи

[illegible]

7. Дата видачі завдання 22.01.2026

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Барчук О.Б.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Ігнат'єва В.Б.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	8
1.1 Вихідні дані для проектування	8
1.1.1 Характеристика об'єкта будівництва	8
1.1.2 Вихідні дані та умови для підготовки проектної документації	8
1.1.3 Відомості про функціональне призначення об'єкта капітального будівництва	8
1.1.4 Техніко-економічні показники проектованого об'єкта капітального будівництва	9
1.1.5 Схема планування земельної ділянки	9
1.1.6 Характеристика земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва	9
1.2 Архітектурні рішення	10
1.2.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації	10
1.2.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, у тому числі щодо дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва	10
1.2.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів при оформленні фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва	11
1.2.4 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень щодо забезпечення відповідності будівель, споруд та об'єктів встановленим вимогам енергетичної ефективності (за винятком будівель, споруд, об'єктів, на які вимоги енергетичної ефективності не поширюються)	11
1.2.5 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та інших впливів	12
1.3 Конструктивні та об'ємно-планувальні рішення	12

1.4 Обґрунтування проектних рішень та заходів, що забезпечують дотримання необхідних характеристик конструкцій	14
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	16
2.1 Конструктивні рішення каркаса	16
2.2 Визначення вертикальних і горизонтальних розмірів поперечника	16
2.3 Забезпечення незмінності каркаса.....	17
2.4 Розрахунок прогону	17
2.5 Розрахунок кроквяної ферми	24
2.5.1 Визначення розрахункових зусиль у стрижнях кроквяної ферми	27
2.5.2 Підбір перерізу стрижнів ферми	32
2.5.3 Розрахунок і конструювання вузлів кроквяної ферми.....	33
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНОК І ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ	34
3.1 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика	34
3.2 Визначення навантажень на фундамент	36
3.3 Вибір варіантів фундаменту.....	38
3.3.1 Визначення глибини закладення фундаменту	39
3.3.2 Визначення попередніх розмірів фундаменту та розрахункового опору ґрунту.....	40
3.3.3 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями.....	42
3.3.4 Визначення середнього осідання основи методом пошарового підсумовування.....	43
3.3.5 Проектування стовпчастого фундаменту	45
3.3.6 Розрахунок фундаменту на продавлювання підколонником	46
3.3.7 Розрахунок арматури плитної частини фундаменту	48
3.4 Проектування пальового фундаменту	51
3.4.1 Підбір висоти ростверку та довжини паль	51
3.4.2 Визначення несучої здатності палі.....	53
3.4.3 Визначення кількості паль у ростверку	53
3.4.4 Розрахунок пальового фундаменту за несучою здатністю ґрунту основи	54

3.4.5 Вибір пального обладнання.....	55
3.4.6 Проектування ростверку	56
3.4.7 Розрахунок ростверку на вигин і визначення перерізу арматури.....	58
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	61
4.1 Загальні положення.....	61
4.2 Вимоги безпеки до облаштування та утримання будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць	61
4.3 Вимоги безпеки при складуванні матеріалів і конструкцій	63
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	65
БІБЛІОГРАФІЯ	67

ВСТУП

Промислові будівлі є важливою складовою виробничої інфраструктури, оскільки саме від їхніх архітектурно-планувальних, конструктивних і технологічних рішень залежить ефективність організації виробничого процесу, безпека експлуатації, довговічність конструкцій та раціональне використання будівельного простору. Особливе значення мають будівлі каркасного типу, які дають змогу формувати великі відкриті виробничі площі, забезпечувати зручне розміщення технологічного обладнання, транспортних потоків, складських зон і допоміжних приміщень.

Актуальність теми бакалаврської кваліфікаційної роботи зумовлена необхідністю розроблення технічно обґрунтованих проєктних рішень для промислової будівлі, яка повинна відповідати функціональному призначенню, нормативним вимогам, умовам будівельного майданчика та вимогам надійної експлуатації. Для таких об'єктів важливо не лише прийняти раціональну архітектурно-планувальну схему, а й забезпечити просторову жорсткість каркаса, правильну роботу несучих елементів покриття, надійність фундаментів і безпечні умови виконання будівельно-монтажних робіт.

У бакалаврській роботі розглянуто проєктування промислової будівлі — цеху з виробництва литих керамічних. Будівля запроектована одноповерховою, каркасного типу, зі складною формою в плані. Основне функціональне призначення об'єкта полягає у забезпеченні виробничих процесів, зберіганні сировини, розміщенні технологічних відділень, допоміжних приміщень і складу готової продукції.

Метою роботи є розроблення основних архітектурно-будівельних, розрахунково-конструктивних і фундаментних рішень для промислового цеху з урахуванням функціонального призначення будівлі, її габаритів, конструктивної схеми, діючих навантажень та інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.

Для досягнення поставленої мети в роботі передбачено вирішення таких завдань: проаналізувати вихідні дані для проєктування; обґрунтувати об'ємно-планувальні та архітектурні рішення будівлі; прийняти конструктивну схему промислового цеху; визначити основні вертикальні та горизонтальні параметри каркаса; розглянути способи забезпечення просторової жорсткості й незмінності будівлі; виконати розрахунок несучих елементів покриття, зокрема металевого прогону та кроквяної ферми; визначити розрахункові зусилля в елементах конструкцій; підібрати перерізи основних несучих елементів; проаналізувати інженерно-геологічні умови майданчика; виконати розрахунок і порівняння варіантів фундаментів; розробити заходи щодо надійності, довговічності, пожежної безпеки та охорони праці.

Об'єктом проєктування є промислова будівля цеху з виробництва литих керамічних плиток.

Предметом розроблення є архітектурно-будівельні рішення, несучі конструкції сталевих каркасів, елементи покриття, фундаменти та заходи, що забезпечують надійну й безпечну експлуатацію будівлі.

У процесі виконання роботи використано методи інженерного аналізу, конструктивного розрахунку, порівняння варіантів проєктних рішень, визначення навантажень і перевірки елементів за граничними станами. Особливу увагу приділено узгодженню прийнятих конструктивних рішень із функціональним призначенням будівлі, її планувальною структурою та умовами роботи несучих конструкцій.

Практичне значення роботи полягає в розробленні комплексу проєктних рішень, які можуть бути використані як основа для подальшого деталювання робочої документації промислової будівлі. Прийняті рішення спрямовані на забезпечення надійності каркаса, стійкості будівлі, раціонального використання матеріалів, технологічної зручності виробничого процесу та безпечного виконання будівельно-монтажних робіт.

Ключові слова: ПРОМИСЛОВА БУДІВЛЯ, СТАЛЕВИЙ КАРКАС, РОЗРАХУНОК, ПРОЄКТУВАННЯ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Вихідні дані для проектування

1.1.1 Характеристика об'єкта будівництва

Запроектовано промислову будівлю — цех з виробництва литих керамічних плиток потужністю 600 тис.м² на рік.

Будівля каркасного типу, має складну форму в плані, висота будівлі в цехах А, Б до рівня парапету 15,3 м , у цеху В до рівня парапету 11,4 м.

Розміри цеху в осях 1-15 96,5 м, в осях А-Р 73,0 м. Покрівля плоска, несуча конструкція покрівлі – кроквяна ферма, відмітка верху покрівлі в цехах А, Б+15,000 , у цеху В + 11,100.

1.1.2 Вихідні дані та умови для підготовки проектної документації

Вихідними даними для розробки проекту є: завдання на проектування; результати інженерно-геологічних вишукувань; кліматичні характеристики району будівництва.

Згідно з картою територіального зонування, земельна ділянка розташована в призначена для будівництва промислових підприємств.

1.1.3 Відомості про функціональне призначення об'єкта капітального будівництва

Основним функціональним призначенням проекрованої будівлі є виробництво та складування керамічної плитки.

1.1.4 Техніко-економічні показники проєктованого об'єкта капітального будівництва

Техніко-економічні показники проєкту наведені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 – Техніко-економічні показники цеху

Найменування показника	Одиниця виміру	Значення
Площа забудови	м ²	8719,34
Поверховість	поверх.	1
Висота поверху	м	У осях 1-2: 14,700; У осях 3-15: 10,800.
Будівельний об'єм, загалом, у тому числі	м ³	65128,68
надземної частини	м ³	65128,68
підземної частини	м ³	-
Об'ємний коефіцієнт		12,56

1.1.5 Схема планування земельної ділянки

Планувальна організація земельної ділянки виконана відповідно до містобудівного плану земельної ділянки та завдання на розробку проєктної документації. Об'єкт будівництва має доступ до вуличної дорожньої мережі завдяки примиканню до головних вулиць міста.

1.1.6 Характеристика земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва

Ділянка під будівництво складу знаходиться в зоні розміщення виробничо-комунальних об'єктів. Зона призначена для будівництва об'єктів забезпечення виробничої діяльності, таких як підприємства легкої промисловості, будівельної промисловості та ін. Відповідно, планований цех підпадає під опис об'єктів, які слід розташовувати в даній зоні.

1.2 Архітектурні рішення

1.2.1 Опис та обґрунтування зовнішнього та внутрішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, його просторової, планувальної та функціональної організації

Будівля цеху одноповерхова, каркасного типу.

Цех має складну форму в плані, висота будівлі в цехах А, Б до рівня парапету 15,3 , у цеху В до рівня парапету 11,4 м. Розміри цеху в осях 1 – 8 96,5 м, в осях А-Р 73,0 м. На відмітці +3,000 розташовані вентиляційні камери та майданчик для обслуговування. Будівля неопалювана. Приміщення входу утеплене. У будівлі є 8 вхідних груп: для ввезення основних матеріальних ресурсів для виробництва; для вивезення та транспортування готової продукції виробництва; для безперешкодного доступу робітників на робоче місце.

1.2.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, у тому числі щодо дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва

У проекті враховані кліматичні умови та вимоги нормативних документів до підприємств виробничого призначення. Архітектурний вигляд проектного складу відповідає всім правилам, прийнятим у сучасній архітектурі, і не порушує навколишнє архітектурне середовище. Об'єкт проектування розташовується в межах виділеної площі під будівництво і не виходить за її межі.

Запроектована будівля має кілька приміщень: склад сировини; відділення підготовки компонентів; відділення підготовки глазури; відділення масової підготовки; відділення розподільної сушки; пресово-сушильно-обпалювальне відділення; відділення поточних ліній для виробництва плиток; відділення сортування, шпаклювання, підсушування килимів; склад паперу; приміщення для варіння клею; склад готової продукції; матеріально-технічний склад; РММ; лабораторія; санвузол (ж); санвузол (ч). Просторова незмінність, жорсткість,

стійкість стиснутих елементів, сприйняття вітрових навантажень, що діють на каркас, а також створення умов зручного та високоякісного монтажу конструкцій забезпечують зв'язки. Крок колон 6 м прийнятий відповідно до габаритів стінових сендвіч-панелей товщиною 300 мм, що мають розміри $6 \times 1,18$ м і укладені горизонтально. Покрівля складається з: монолітної залізобетонної плити; руберойду; цементно-піщаного розчину; пінополістиролу товщиною 120 мм.

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

Архітектурна виразність, своєрідність та сучасність зовнішнього вигляду будівлі досягнуті лаконічністю об'єму будівлі та застосуванням у оздобленні фасадів сучасних матеріалів. Цоколь - цокольна плита 600 мм з утепленням плитами товщиною 50 мм.

Стіни - тришарові стінові сендвіч-панелі, товщиною 300 мм з заводським полімерним покриттям, бежевого кольору. Покрівля - плоска. Покриття будівлі складається з руберойду $\sigma = 2$ мм, цементно-піщаного розчину $\sigma = 20$ мм, пінополістиролу $\sigma = 120$ мм, монолітної залізобетонної плити $\sigma = 220$ мм. Зовнішній дверний блок — глухий сталевий, пофарбований порошковою фарбою в заводських умовах. Ворота - розпашні, ручне відкривання, габарити: 4200x4200(Н). Водовідвідна система - внутрішня організована.

1.2.4 Обґрунтування прийнятих архітектурних рішень щодо забезпечення відповідності будівель, споруд та об'єктів встановленим вимогам енергетичної ефективності (за винятком будівель, споруд, об'єктів, на які вимоги енергетичної ефективності не поширюються)

Проектований цех живиться від існуючого РУ 0,8 КТП. Для роботи в аварійному режимі передбачено аварійне джерело живлення – вбудовані акумуляторні батареї. Проектом передбачаються такі заходи, що забезпечують

економію електроенергії: застосовано світлодіодні лампи з підвищеною світловіддачею та низьким енергоспоживанням; обрано оптимальні величини освітленості приміщення; обрано схеми раціонального розподілу електроенергії.

1.2.5 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та інших впливів

Захист приміщень від шуму автомобільного транспорту з боку вулиць забезпечується заповненням віконних блоків склопакетами, що відповідають звукоізоляції 28 – 30 ДБА, а також тепло-звукоізоляцією в огорожувальних конструкціях стін. Для забезпечення приміщення природним освітленням передбачені стрічкові віконні прорізи у зовнішніх стінах.

Оздоблення приміщень будівлі виконано відповідно до вимог нормативних документів та узгоджених технічних умов на будівельні конструкції та матеріали.

Оздобленням всередині складу служить внутрішній шар тришарових сендвіч-панелей з полімерним заводським покриттям. Оздобленням приміщення є поліпшена штукатурка, фарбування вододисперсійною фарбою світлих тонів.

Покриття підлог – бетон класу В30 на щебені дрібної фракції з зміцнювальним просоченням.

1.3 Конструктивні та об'ємно-планувальні рішення

Проектом передбачено будівництво нової будівлі.

Конструктивна схема цеху - каркасна. Будівля спроектована одноповерховою, трипролітною. Система горизонтальних зв'язків по нижніх поясах кроквяних ферм і покрівельних прогонів забезпечує геометричну незмінність і стійкість у площинах. Кріплення стінових панелей спроектовано до стійок фахверку.

Колони - металеві двогілкові наскрізного перерізу з прокатних профілів. Стійки фахверка каркаса та в місцях влаштування прорізів – металеві замкнутого

профілю. Ферми покриття - металеві, прольотом 24 м. Огороджувальні конструкції - тришарові сендвіч-панелі з негорючим утеплювачем з мінераловатних плит;

Покриття - плита покриття з цементно-піщаним розчином і руберойдом.

Небезпечних природних кліматичних та геологічних процесів, таких як: зсуви, селі, лавини, карсти тощо, на майданчику будівництва не виявлено.

У межах майданчика досліджень насипний ґрунт представлений текучим і пластичним суглинком, а також дрібним піском. Ґрунт залягає повсюдно. Потужність шару від 1,5 м до 4 м.

Нижні шари ґрунту представлені суглинком пиловатим, тугопластичної консистенції (товщина шару від 3,5 м до 6,2 м), суглинком пиловатим м'якопластичної консистенції (товщина шару від 1,2 м до 2,4 м) та гравійним ґрунтом, насиченим водою (товщина шару від 4,5 до 7,6 м).

Розрахунок несучих конструкцій будівлі виконано для району з природнокліматичними умовами:

Кліматична характеристика району:

- сейсмічність району будівництва 7 балів;
- кліматична зона - II;
- зона вологості - 3 - суха;
- розрахункова температура найхолоднішої п'ятиденки, з імовірністю 0,92 — мінус 22° °C ;
- нормативне значення ваги снігового покриву для III району 1,5 кН/м²[2];
- нормативне значення вітрового тиску для III району 0,38 кПа. Вітровий режим характеризується переважанням вітрів південно-західного та західного напрямків.

—небезпечних природних кліматичних та геологічних процесів, таких як: зсуви, селі, лавини, карсти тощо, на майданчику будівництва не виявлено.

При виборі конструктивної схеми будівлі були враховані архітектурно-планувальні вимоги, поверховість (висота) будівлі, вимоги пожежної безпеки.

Конструкції каркаса спроектовані для індивідуального виготовлення з урахуванням габаритів будівлі, діючих навантажень. Кріплення колони до фундаменту жорстке за допомогою анкерних болтів. Підбір розпірок по колонах виконано за максимальними зусиллями.

Покриття будівлі спроектовано на сталевих фермах без ухилу, прольотом 24 м. Система горизонтальних зв'язків по нижніх поясах кроквяних ферм і покрівельних прогонів забезпечує геометричну незмінність і стійкість конструкції в площинах. Кріплення стінових панелей спроектовано по стійках фахверка. Розпірки та система стінових ригелів у районі вікон забезпечують сприйняття вітрового навантаження. Просторова жорсткість і стійкість каркаса забезпечується в поперечному перерізі рамною конструкцією.

Фундаменти пальові з монолітними залізобетонними ростверками. Палі прийняті перерізом 300×300 мм з ненапруженою арматурою. Довжина палей 11 м. Спосіб заглиблення — забивний. Ростверк монолітний бетонний. Бетон кл. В20, F150, W4. Армування каркасами та сітками з арматури Ø12A400C та Ø6 A240 з кроком 200 мм. Під подошвою монолітних ростверків передбачена бетонна підготовка товщиною 100 мм з бетону класу В7,5. Основою пальових фундаментів служить пісок середньої крупності.

1.4 Обґрунтування проектних рішень та заходів, що забезпечують дотримання необхідних характеристик конструкцій

Гідро- та пароізоляція конструкцій виконана з урахуванням забезпечення довговічності конструкцій протягом терміну їх експлуатації. У проекті передбачена обмазувальна гідроізоляція монолітних бетонних ростверків гарячим бітумом у 2 рази. Бетонна відмостка на щебеневій основі.

У приміщенні введення передбачено влаштування гідроізоляції в конструкції стін. Вентиляція з метою зниження загазованості приміщення від технологічного обладнання здійснюється примусовим шляхом через вентиляційні канали та природним шляхом через двокамерні склопакети з гумовими

ущільнювачами стулок. Надлишкове тепло в приміщеннях під час роботи видаляється за допомогою примусового припливного повітропроводу через вентиляційні канали та вентилятори. Проектована будівля забезпечена необхідними джерелами природного та штучного освітлення.

Внутрішнє освітлення включає в себе робоче та евакуаційне освітлення. Керування робочим освітленням здійснюється в ручному режимі за допомогою клавішних вимикачів, розташованих біля входу. Аварійне освітлення здійснюється в автоматичному режимі. Основне приміщення складу забезпечено джерелами штучного освітлення з використанням світлодіодних ламп з підвищеною світловіддачею. Проектом передбачено резервне джерело живлення — вбудовані акумуляторні батареї. Джерелом електропостачання є щит ВРУ, розташований у складському приміщенні. Напруга мережі 380/220 В, встановлена потужність 5,1 кВт. Перерізи проводів і кабелів розподільних мереж обрані за допустимим тривалим струмом і перевірені на втрату напруги.

Пожежна безпека забезпечується облаштуванням проїздів з асфальтобетонним покриттям для пожежних машин з двох боків уздовж стін будівлі по осі 1 та осі А. Система протипожежного водопостачання прийнята від існуючих зовнішніх мереж водопостачання. Підключення до існуючих мереж здійснюється в колодязі ПГ, в якому вже є існуючий пожежний гідрант.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Конструктивні рішення каркаса

Проектований об'єкт - цех з виробництва литих керамічних плиток. Конструктивна схема будівлі - каркасна. Проектований каркас сталевий, складається з рам з постійним перерізом по висоті, вертикальних жорстких зв'язків, горизонтальних зв'язків по нижніх і верхніх поясах ферм, каркаса світлоаераційного ліхтаря, розпірок по стійках рам і стійок фахверка з гнутих квадратних профілів, прогонів у вигляді прокатних швелерів.

Будівля одноповерхова, трипролітна, у плані має складну форму, розміри в осях А-Р/1-1573 × 96,5 м відповідно. Крок колон будівлі прийнято 6 м відповідно до розмірів сендвіч-панелей. Кріплення стінових панелей запроектовано до колон і стійок фахверка. Кріплення колони до фундаменту жорстке з використанням анкерних болтів. Покриття будівлі спроектовано на сталевих фермах без ухилу, прольотом 24 м. Підкранова частина колони — складного перетину з двотавра 60Б2, швелера 40П і прокатних кутників №10. Надкранова гілка колони - складеного двотаврового перетину (листовий профіль С245). Стійки фахверка каркаса — металеві замкнутого профілю перерізом 200 × 150 мм. Ферми покриття - металеві, індивідуального виготовлення довжиною 24 м.

Огороджувальні конструкції - тришарові сендвіч-панелі з негорючим утеплювачем з мінераловатних плит товщиною 300 мм. Покриття - плита покриття товщиною 220 мм з цементно-піщаним розчином, негорючим утеплювачем з мінераловатних плит товщиною 200 мм і руберойдом.

2.2 Визначення вертикальних і горизонтальних розмірів поперечника

Вертикальні розміри: корисна висота будівлі - від позначки чистої підлоги до низу кроквяної ферми в цехах А, Б - 10,500 м, у цеху В - 7,900 м; відстань від рівня чистої підлоги до верху перекриття — у цехах А, Б 13,760 м, у цеху В —

11,160 м; відстань від верху перекриття до низу кроквяної ферми — 3,460 м; заглиблення опорної плити основи колони нижче нульової відмітки становить 0,460 м; довжина колони до низу кроквяної ферми по осях у цехах А, Б — 13,500 м, у цеху В — 10,900 м. Горизонтальні розміри: крок колон по осях А-Р і 1 – 15 – 6 м; довжина будівлі по осях А-Р - 73 м; довжина будівлі по осях 1 – 15 – 96,5 м; прив'язка крайніх колон до осей А-Р - 250 мм; прив'язка крайніх до осей 1 – 15 – 250 мм; зсув осей стійок фахверка від основних осей - 100 мм.

2.3 Забезпечення незмінності каркаса

Поперечна жорсткість каркаса забезпечується поперечною рамою та жорстким з'єднанням колон з фундаментом. Система горизонтальних зв'язків по нижніх і верхніх поясах кроквяних ферм та покрівельних прогонів забезпечує геометричну незмінність та стійкість каркаса в площинах. Поздовжня жорсткість каркаса забезпечується розміщеними вертикальними зв'язками між колонами в поздовжньому напрямку. У будівлі передбачається дві системи вертикальних зв'язків між колонами. Горизонтальні діафрагми жорсткості передбачаються при прогонному рішенні біля торців у крайніх двох кроках. Прогони виконані з прокатних швелерів для кроку рам 6 м.

2.4 Розрахунок прогону

Вихідні дані: прогон із швелера з паралельними гранями полиць; проліт $l_{пр} = 6$ м; статична схема — однопролітна шарнірно-оперта балка; коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$ [4]; матеріал прогону - сталь С245 [4]; показники ударної в'язкості та хімічного складу [4]. Розрахункові характеристики сталі [4]: $R_y = 240$ Н/мм², при товщині прокату від 4 до 20 мм включно;

$$R_{yn} = 245 \text{ Н/мм}^2; R_{un} = 370 \text{ Н/мм}^2;$$

$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \text{ Н/мм}^2$; вертикальний граничний прогин прогону $f_u = \frac{l_{\text{пр}}}{200} [4]$.

Таблиця 2.1 - Сума навантажень на прогін

Конструкція покриття	Вимірювач	Нормативне навантаження	γ_f	Розрахункове навантаження
Постійні навантаження				
Покрівля	кН/м ² поверхні			
1. Руберойд, $t = 4,5 \text{ мм}$, маса $1 \text{ м}^2 = 4,5 \text{ кг}$		0,044	1,05	0,046
2. Рулонна гідроізоляція, $t = 5 \text{ мм}$, $\rho = 1200 \text{ кг/м}^3$		0,059	1,2	0,071
3. Утеплювач, $\rho = 35 \text{ кг/м}^3$, $t = 200 \text{ мм}$		0,069	1,2	0,082
4. Плівка пароізоляційна, поверхнева щільність 140 г/м^2		0,0014	1,2	0,002
Огороджувальні конструкції				
5. Залізобетонні плити перекриття $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$, $t = 220 \text{ мм}$		4,905	1,1	5,396
	Разом:	$q_n = 5,078$		$q_r = 5,597$
Тимчасові навантаження				
Снігове навантаження (розраховане за формулою 2.1)	кН/м ²	$S_0 = 1,4$	1,4	$S = 1,96$

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію:

$$S_0 = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot \mu_1 \cdot S_g, \quad (2.1)$$

де c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру або інших факторів [2].

$c_t = 1,0$ - термічний коефіцієнт [2]; μ - коефіцієнт форми, що враховує перехід від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття

[2]: $\mu = 1$ [2]; $\mu_1 = 1,1$ [2]; $S_g = 1,35$ кН/м² - нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі [2].

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

$$c_e = (1,4 - 0,4\sqrt{0,75}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 0,93,$$

Коефіцієнт $k(z_e)$ визначається за [2] залежно від типу місцевості А, В або С [2]. Приймаємо тип місцевості В. Для цього типу місцевості на висоті $z = 10$ м $k = 0,65$; при $z = 20$ м $k = 0,85$.

Таблиця 2.2 - Визначення коефіцієнта k_2 (до відмітки верху парапету)

z	k
10	0,65
15,0	$k_2 = \frac{(15 - 10) \cdot (0,85 - 0,65)}{(20 - 10)} + 0,65 = 0,75$
20	0,85

$$l_c = 2 \cdot b - \frac{b^2}{l} = 2 \cdot 24 - \frac{24^2}{72} = 40 \text{ м} - \text{характерний розмір покриття [5],}$$

де $b = 24$ м - найменший розмір покриття в плані;

$l = 72$ м - найбільший розмір покриття в плані.

Підставивши значення у формулу 2.1, отримаємо

$$S_0 = 0,93 \cdot 1,0 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 1,35 = 1,4 \text{ кН/м}^2. \quad (2.3)$$

Нормативне навантаження на 1 пог. м прогону:

$$q_{n,pr} = \left(\frac{q_n}{\cos \alpha} + S_0 \right) \cdot b + q_{n,pr}^{BB} \quad (2.4)$$

1 м^2 де $q_n = 5,078\text{ кН/м}^2$ - нормативне навантаження на 1 пог. м прогону;
 $\varphi = 0^\circ$ - кут нахилу покрівлі до горизонтальної площини; $\cos \alpha = 1, \sin \alpha = 0$; S_0 -
нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію [2]; $b =$
 3 м - крок прогонів; $q_{n,pr}^{\text{BB}}$ - нормативне навантаження від ваги прогону.

Нормативне навантаження від ваги прогону:

$$q_{n,pr}^{\text{BB}} = m_{\text{пр}} \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 18,4 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 0,181\text{кН/м}, \quad (2.5)$$

де $m_{\text{пр}} = 18,4\text{ кг/м}$ - маса 1 пог.м прогону.

Підставивши значення у формулу 2.4, отримаємо:

$$q_{n,pr} = (5,078 + 1,4) \cdot 3 + 0,181 = 19,62\text{кН/м}. \quad (2.6)$$

Розрахункове навантаження на 1 пог.м прогону:

$$q_{pr} = \left(\frac{q_r}{\cos \alpha} + S \right) \cdot b + q_{n, \text{пр}}^{\text{CB}} \cdot \gamma_f \quad (2.7)$$

$$q_{pr} = (5,597 + 1,96) \cdot 3 + 0,181 \cdot 1,05 = 22,86\text{ кН/м}$$

де $\gamma_f = 1,05$ - коефіцієнт надійності за навантаженням від власної ваги металевих конструкцій [2].

Прогони, розташовані на схилі покрівлі, працюють на вигин у двох площинах.

Складові навантаження:

$$q_x = q_{pr} \cdot \cos \alpha = 22,86 \cdot 1 = 22,86\text{кН}; \quad (2.8)$$

$$q_y = q_{pr} \cdot \sin \alpha = 22,86 \cdot 0 = 0\text{кН}. \quad (2.9)$$

Статичний розрахунок прогону:

$$M_{\max} = \frac{q_x \cdot l_{pr}^2}{8} = \frac{22,86 \cdot 6^2}{8} = 102,87 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (2.10)$$

$$Q_{\max} = \frac{q_x \cdot l_{pr}}{2} = \frac{22,86 \cdot 6}{2} = 68,58 \text{ кН}. \quad (2.11)$$

Розрахункова схема прогону наведена на рисунку 2.1.

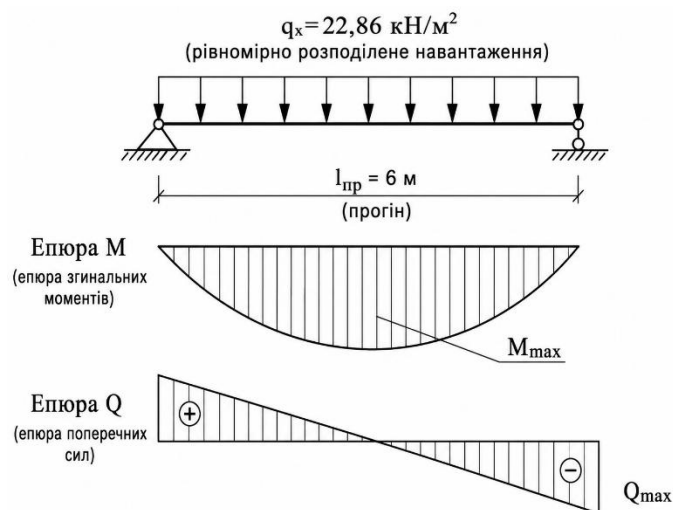


Рисунок 2.1 - Розрахункова схема прогону

Напружений деформований стан прогину по всій площі розрахункового перерізу не повинен перевищувати розрахункового опору сталі, тобто має виконуватися умова:

$$\frac{M}{W_{x,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (2.12)$$

З цієї умови визначаємо необхідний момент опору перерізу балки:

$$W_{\text{reg}} = M_{\max} / (R_y \cdot \gamma_c) \quad (2.13)$$

$$W_{\text{reg}} = (102,87 \cdot 100) / (240 \cdot 10^{-1} \cdot 1) = 428,63 \text{ см}^3.$$

Згідно з цим розрахунком обираємо швелер з паралельними гранями полиць 33П і виписуємо його геометричні характеристики:

$$W_{nx} = 486 \text{ см}^3, I_x = 8010 \text{ см}^4, S_x = 281 \text{ см}^3;$$

$$t_w = 7 \text{ мм}, t_f = 11,7 \text{ мм}, h = 330 \text{ мм}, b = 105 \text{ мм}, m_{пр} = 36,5 \text{ кг/м}.$$

Наступним етапом конструктивного розрахунку є перевірка несучої здатності прогону підібраного профілю. Ця перевірка відповідає першій групі граничних станів, виконується на розрахункові навантаження і включає перевірки на міцність, загальну стійкість прогону та місцеву стійкість елементів прогону.

Перевірки на міцність виконують наступним чином:

– у перерізах з $M = M_{\max}$ і $Q = 0$

$$\frac{M_{\max}}{W_{n,\min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1; \quad (2.14)$$

– у перерізах з $Q = Q_{\max}$ та $M = 0$

$$\frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (2.15)$$

Нормальні напруження:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{xn}} = \frac{102,87 \cdot 10^2}{486 \cdot 10^{-1}} = 211,67 \text{ Н/мм}^2. \quad (2.16)$$

Дотичні напруження:

$$\tau = \frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} = \frac{68,58 \cdot 281}{8010 \cdot 0,7 \cdot 10^{-1}} = 34,37 \text{ Н/мм}^2. \quad (2.17)$$

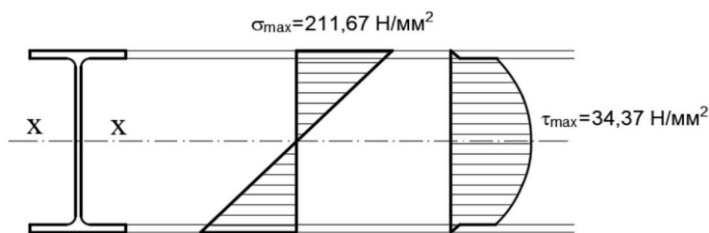


Рисунок 2.2 - Епюри напружень у прогоні

Міцність прогону перевіряємо в середині його прольоту ($M = M_{\max}$) і на опорі ($Q = Q_{\max}$). Підставивши значення у формулу 2.14, отримаємо

$$\frac{M_{\max}}{W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{102,87 \cdot 10^2}{486 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,88 < 1. \quad (2.18)$$

Підставивши значення у формулу 2.16, отримаємо

$$\frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{68,58 \cdot 281}{8010 \cdot 0,7 \cdot 139,2 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,25 < 1. \quad (2.19)$$

Загальна стійкість прогону забезпечується монолітним залізобетонним перекриттям на металевому настилі.

Можливість втрати місцевої стійкості стиснутим елементом залежить від співвідношення його розмірів, оскільки профіль прокатний, то його місцева стійкість вже забезпечена.

Отже, місцеву стійкість прогону перевіряти не потрібно. Перевірка деформативності (жорсткості) прогону відноситься до другої групи граничних станів і спрямована на запобігання умовам, що ускладнюють їх нормальну експлуатацію.

Суть перевірки: максимальний прогин прогону $f_{\max}$ не повинен перевищувати граничного значення f_u , встановленого нормами проектування [5]; $f_{\max}$ слід визначати від нормативних навантажень.

Для прогону:

$$f_{\max} = \frac{M_{n,\max} \cdot l_{\text{пр}}^2}{10 \cdot EI_x} = \frac{70,16 \cdot 10^2 \cdot 6^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 8010} = 1,53 \text{ см} < f_u = \frac{l_{\text{пр}}}{200} = \frac{6 \cdot 10^2}{200} = 3 \text{ см}.$$

$$M_{n,\max} = \frac{q_{n,pr} \cdot l_{pr}^2}{8} = \frac{15,59 \cdot 6^2}{8} = 70,16 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (2.20)$$

$$\text{де } q_{n,pr} = q_n \cdot b + q_{n,pr}^{\text{св}} = 5,078 \cdot 3 + 0,358 = 15,59 \text{ кН/м}.$$

Отже, жорсткість прогону забезпечена.

2.5 Розрахунок кроквяної ферми

Вихідні дані: схема кроквяної ферми зображена на рисунку 2.5;

проліт ферми в осях Д - К = 24 м; висота ферми $h_r = 3150$ мм;

коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 1$ [4]; матеріал ферми — сталь С255 [4].

Розрахункові характеристики сталі [4]:

при товщині прокату від 4 до 10 мм включно:

$$R_y = 250 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}; R_{yn} = \frac{255\text{Н}}{\text{мм}^2}; R_{un} = \frac{380\text{Н}}{\text{мм}^2}; R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 250 = \frac{145\text{Н}}{\text{мм}^2}; R_p = 371 \text{ Н/мм}^2; \text{ при товщині прокату від 10 до 20 мм включно:}$$

$$R_y = 240 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}; R_{yn} = 245 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}; R_{un} = 370 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}; R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}; R_p = 361 \text{ Н/мм}^2;$$

тип перетину елементів ферми: елементи решітки - складене таврове з кутників, решітка трикутна з додатковими шпренгелями; зварювання елементів — механізоване дугове в середовищі CO_2 , зварювальний дріт Св-08Г2С, положення швів — нижнє [4]:

$$R_{wf} = 215 \text{ Н/мм}^2 \text{ [4]}; R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5 \text{ Н/мм}^2; \beta_f = 0,9; \beta_z = 1,05 \text{ [4]}.$$

—характеристики підвісного крана в осях Д-Ж та Ж-К: маса крана—1,79 т; база кран $A_{CR} = 1050$ мм; $F_{1T} = 17,1$ кН.

Таблиця 2.3 - Навантаження на кроквяну ферму від ваги несучих та огорожувальних конструкцій покриття та покрівлі

Конструкція покриття	Вимірювач	Нормативні навантаження	γ_f	Розрахункові навантаження
Покрівля	кН/м ² поверхні			
1. Металочерепиця, $t = 0,45$ мм , маса $1 \text{ м}^2 = 4,5$ кг		1,05	0,046	
2. Рулонна гідроізоляція, $t = 5$ мм , $\rho = 1200$ кг/м ³		0,059	1,2	0,071
3. Утеплювач $\rho = 35$ кг/м ³ , $t = 200$ мм		0,069	1,2	0,082
4. Плівка пароізоляційна, поверхнева щільність 140 г/м ²		0,0014	1,2	0,002
Огороджувальні конструкції				
5. Залізобетонні плити перекриття $\rho = 2500$ кг/м ³ , $t = 200$ мм		4,905	1,1	5,396
Несучі конструкції				
Прогони прокатні прольотом 6 м (ЗЗП, $m = 36,5$ кг)		0,12	1,05	0,13
Кроквяна ферма		0,4	1,05	0,42
Зв'язки		0,1	1,05	0,105
	Разом:	$q_n = 5,698$		$q_r = 6,248$

Основними навантаженнями на кроквяні ферми проектованої будівлі є:

– постійні — від ваги покрівлі, огорожувальних конструкцій (залізобетонні плити покриття) та несучих (кроквяні ферми, зв'язки, прогони) конструкцій покриття;

Розрахункове постійне навантаження на 1 пог. м ферми покриття:

$$q_1 = q_r \cdot B = 6,248 \cdot 6 = 37,49 \text{ кН/м}, \quad (2.22)$$

де $B = 6$ м - крок колон;

– короткочасні - від снігу та підвісного кранового обладнання.

Розрахункове снігове навантаження на ферму (див. формулу 2.3):

$$q_s = S_0 \cdot \gamma_f \cdot B = 1,4 \cdot 1,4 \cdot 6 = 11,76 \text{ кН/м}; \quad (2.23)$$

Розрахункове максимальне вузлове навантаження на ферму від підвісного крана:

$$F_{k\max} = \psi \sum F_{ni} \cdot y_i \cdot k \cdot \gamma_f, \quad (2.24)$$

де F_{ni} — нормативний тиск на шлях;

y_i — ордината лінії впливу;

k — коефіцієнт динамічності для навантажень від підвісних кранів (при врахуванні місцевої дії зосередженого вертикального навантаження від одного колеса крана не враховується).

$\gamma_f = 1,2$ — коефіцієнт надійності за навантаженням для кранових навантажень;

$\psi = 1$ — коефіцієнт поєднання, оскільки навантаження враховані тільки від одного крана.

Лінія впливу для визначення y_i та схема розташування крана показані на рисунку 2.3.

Схеми навантажень кроквяної ферми від підвісних кранів зображені на рисунку 2.4.

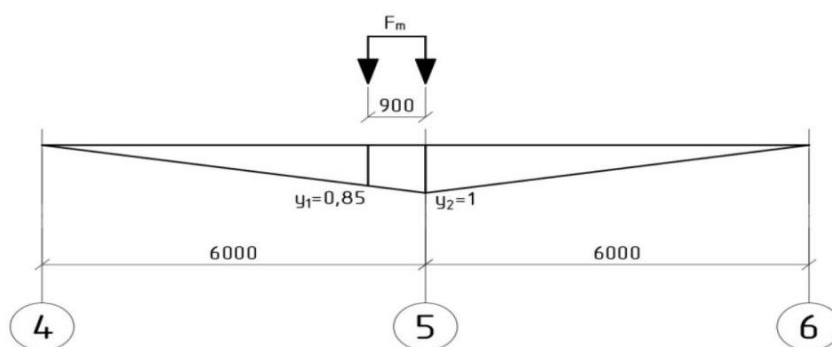


Рисунок 2.3 - Лінія впливу для визначення y_i

Підставивши значення у формулу 2.24, отримаємо максимальне розрахункове навантаження на ферму від підвісних кранів, розташованих в осях А-Б і Б-В

$$F_{1\max} = 17,1 \cdot (1 + 0,85) \cdot 1,2 = 37,96 \text{ кН}; \quad (2.25)$$

Нормативний мінімальний тиск на кранову колію:

$$F_{k\min} = \frac{G_{\text{кр}}}{4} = \frac{m_{\text{kf}} \cdot 9,81}{4}, \quad (2.26)$$

Де $m_{\text{кр}}$ - конструктивна маса крана.

Підставивши значення у формулу 2.27, отримаємо максимальне розрахункове навантаження на ферму від підвісних кранів, розташованих в осях А-Б і Б-В

$$F_{1\min} = \frac{1,79 \cdot 9,81}{4} = 4,39 \text{ кН}; \quad (2.27)$$

2.5.1 Визначення розрахункових зусиль у стрижнях кроквяної ферми

Усе навантаження, що діє на ферму, зазвичай прикладається до її вузлів, до яких прикріплюються елементи поперечної конструкції (наприклад, прогони), що передають це навантаження.

Розрахункове вузлове навантаження на i -й вузол кроквяної ферми:

$$F_i = q \cdot \frac{d_{i-1} + d_i}{2}, \quad (2.28)$$

де q - розрахункове навантаження на 1 пог. м;

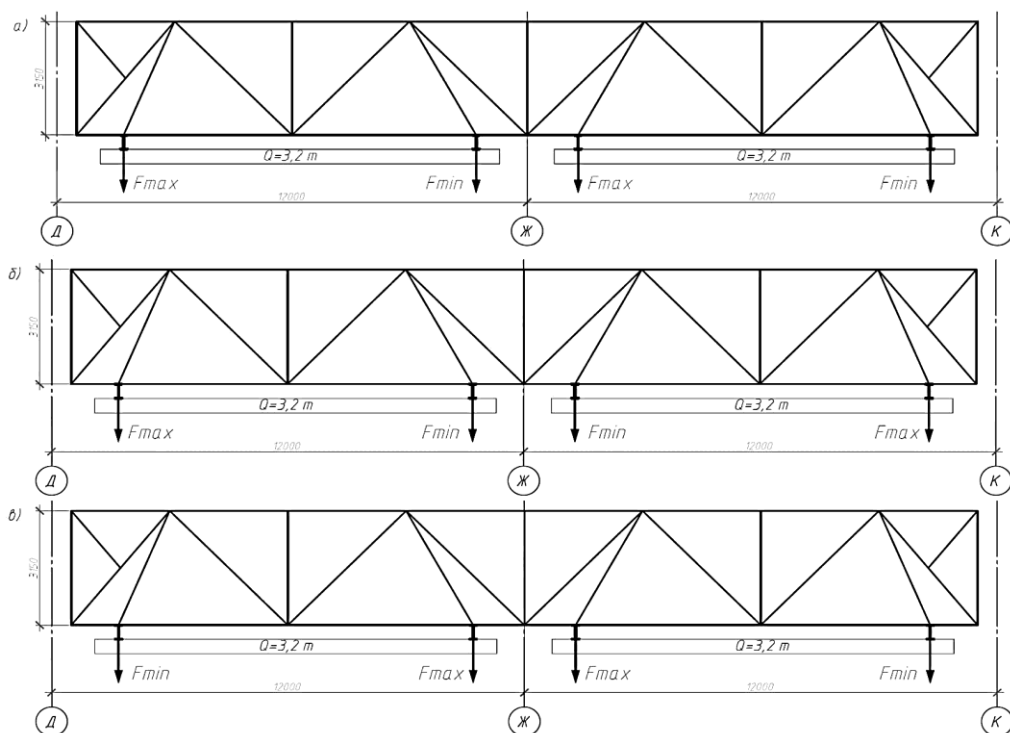
d_{i-1} та d_i — розміри панелей, що примикають до i -го вузла.

Постійне вузлове навантаження:

$$F_1 = q_1 \cdot b = 37,49 \cdot 3 = 112,47 \text{ кН.} \quad (2.29)$$

Снігове вузлове навантаження:

$$F_2 = q_s \cdot b = 11,76 \cdot 3 = 35,28 \text{ кН.} \quad (2.30)$$



а) 1-а комбінація, б) 2-а комбінація, в) 3-я комбінація.

Рисунок 2.4 - Схеми навантажень кроквяної ферми від підвісних кранів

Визначення зусиль у стрижнях кроквяної ферми виконано за допомогою програми SCAD.

Геометрична схема з нумерацією вузлів наведена на рисунку 2.5.

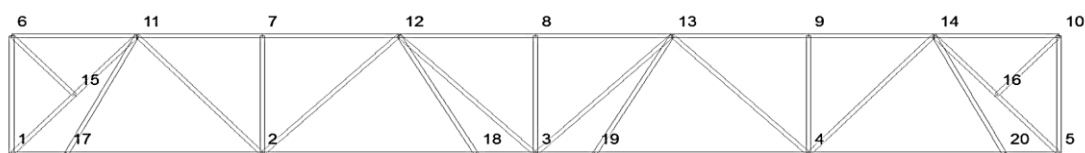


Рисунок 2.5 - Геометрична схема кроквяної ферми

Схема прикладання одиничного навантаження $F = 1$ кН до вузлів ферми наведена на рисунку 2.6.

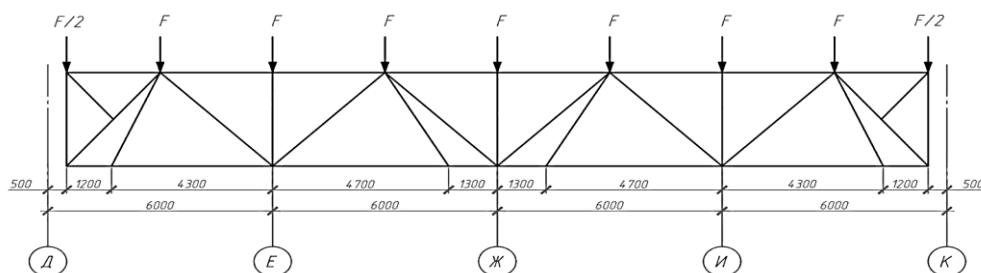


Рисунок 2.6 - Схема прикладання одиничного навантаження до вузлів ферми

Результати навантаження кроквяної ферми постійним, сніговим та крановим навантаженнями представлені на рисунках 2.6-2.9.

Епюра внутрішніх зусиль від основного поєднання навантажень, що діють на кроквяну ферму, зображена на рисунку 2.11. Результати занесені до таблиці 2.4.

Навантаження для основного поєднання тривалих і короточасних навантажень.

$$C_m = P_d + (\psi_{t1} \cdot P_{t1} + \psi_{t2} \cdot P_{t2}) \quad (2.31)$$

де $P_d = F_1$ - постійне вузлове навантаження;

$P_{t1} = F_2$ - короточасне снігове вузлове навантаження;

P_{t2} - 2-а комбінація кранового навантаження;

$\psi_{t1} = 1$ - коефіцієнти поєднання короточасних навантажень;

$\psi_{t2} = 1$ - коефіцієнт поєднання навантажень від одного крана.

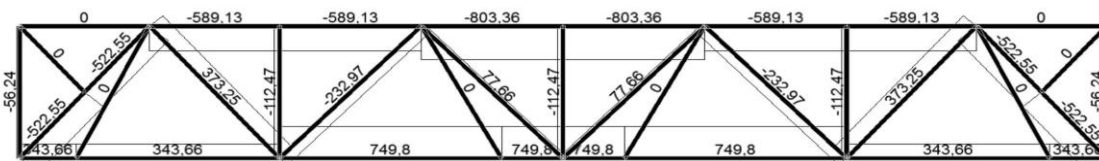


Рисунок 2.7 – Епюра внутрішніх зусиль від постійного навантаження

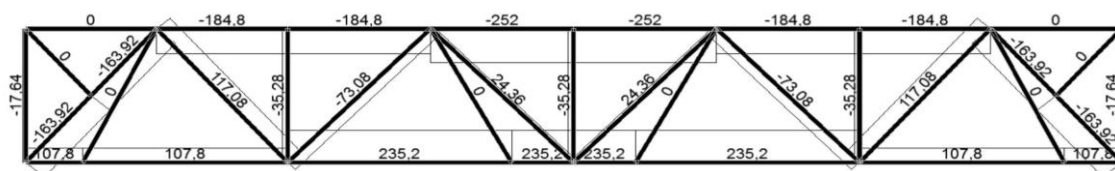


Рисунок 2.8 – Епюра внутрішніх зусиль від снігового навантаження

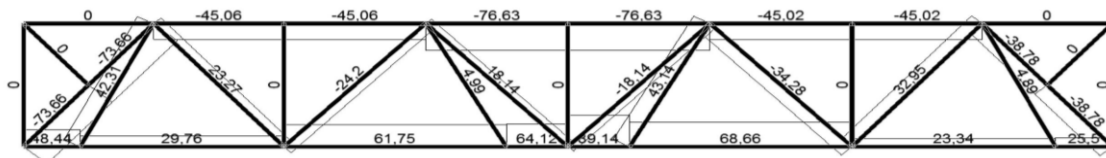


Рисунок 2.9 – Епюра внутрішніх зусиль від зовнішнього навантаження

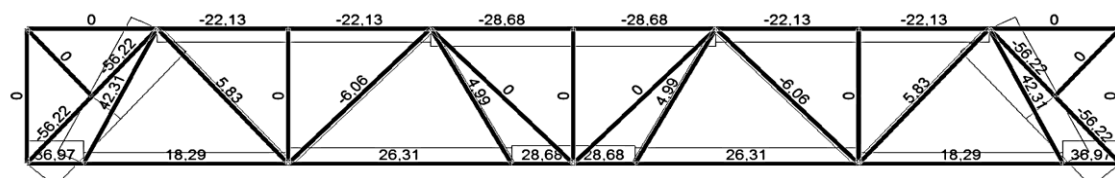


Рисунок 2.10 – Епюра внутрішніх зусиль від другої комбінації кранового навантаження

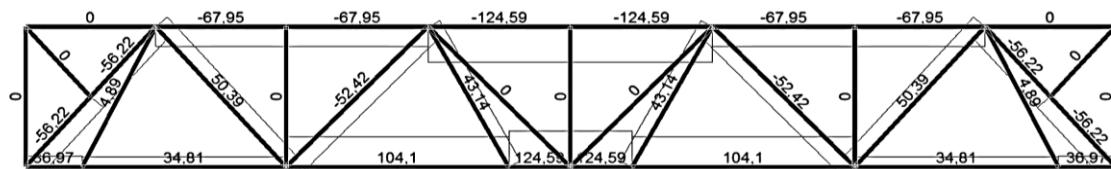


Рисунок 2.11 – Епюра внутрішніх зусиль від третьої комбінації кранового навантаження

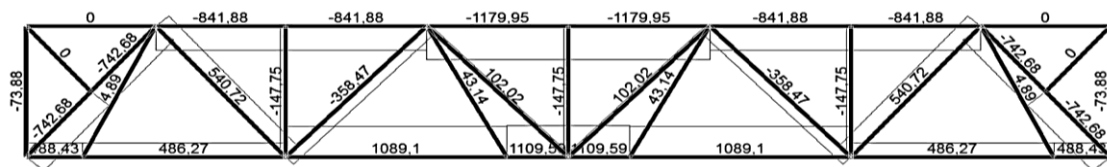


Рисунок 2.12 – Епюра внутрішніх зусиль від основного сполучення навантажень на кроквяну ферму

Таблиця 2.4 - Зусилля в стрижнях кроквяної ферми від постійного та снігового навантаження і 2-ї комбінації кранового навантаження

Ел. ферми	Стрижень	Зусилля від постійного навантаження $F_1 = 112,47 \text{ кН}$	Зусилля від снігового навантаження $F_2 = 35,28 \text{ кН}$	Зусилля від 2-ї комбінації кранового навантаження	$F_1 + (1 \cdot F_2 + 1 \cdot P_{t2})$	
					Розтяг	Стиск
1	2	3	4	5	6	7
Ниж. пояс	1-17	343,66	107,8	36,97	488,43	
	17-2	343,66	107,8	34,81	486,27	
	2-18	749,8	235,2	104,1	1089,1	
	18-3	749,8	235,2	124,59	1109,59	
	3-19	749,8	235,2	124,59	1109,59	
	19-4	749,8	235,2	104,1	1089,1	
	4-20	343,66	107,8	34,81	486,27	
	20-5	343,66	107,8	36,97	488,43	
	1-17	343,66	107,8	36,97	488,43	
Верх. пояс	6-11	0	0	0	0	0
	11-7	-589,13	-184,8	-67,95		-841,88
	7-12	-589,13	-184,8	-67,95		-841,88
	12-8	-803,36	-252	-124,59		-1179,95
	8-13	-803,36	-252	-124,59		-1179,945
	13-9	-589,13	-184,8	-67,95		-841,88
	9-14	-589,13	-184,8	-67,95		-841,88
	14-10	0	0	0	0	0
Стійки	1-6	-56,24	-17,64	0		-73,88
	2-7	-112,47	-35,28	0		-147,75
	3-8	-112,47	-35,28	0		-147,75
	4-9	-112,47	-35,28	0		-147,75
	5-10	-56,24	-17,64	0		-73,88
Розкоси	6-15	0	0	0	0	0
	1-15	-522,55	-163,92	-56,22		-742,68
	15-11	-522,55	-163,92	-56,22		-742,68
	17-11	0	0	4,89	4,89	
	11-2	373,25	117,08	50,39	540,72	
	2-12	-232,97	-73,08	-52,42		-358,47

Продовження таблиці 2.4

1	2	3	4	5	6	7
	12-18	0	0	43,14	43,14	
	12-3	77,66	24,36	0	102,02	
	3-13	77,66	24,36	0	102,02	
	19-13	0	0	43,14	43,14	
	13-4	-232,97	-73,08	-52,42		-358,47
	4-14	373,25	117,08	50,39	540,72	
	14-20	0	0	4,89	4,89	
	14-16	-522,55	-163,92	-56,22		-742,68
	16-5	-522,55	-163,92	-56,22		-742,68
	16-10	0	0	0	0	0

2.5.2 Підбір перерізу стрижнів ферми

Тип перерізів стрижнів ферми — тавровий переріз із парних кутників. Верхній і нижній пояси виконуємо з нерівнополочних кутників, поставлених разом малими полками, а решту елементів ферми — з рівнополочних кутників.

Для підбору перерізів стрижнів ферми необхідно знати: розрахункові довжини стрижнів у площині та поза площиною ферми; граничні гнучкості стрижнів ферми. Несуча здатність стиснутих стрижнів залежить від їх розрахункових довжин, і перевіряють її у двох напрямках (у площині ферми та у напрямку, перпендикулярному до площини ферми, тобто поза площиною ферми), оскільки заздалегідь невідомо, у якому напрямку відбудеться втрата їх стійкості. Тому для таких стрижнів необхідно знати розрахункові довжини l_{ef} (у площині ферми) та $l_{ef,1}$ (поза площиною ферми) [4].

l - геометрична довжина стрижня ферми;

l_1 - відстань між точками закріплення в стрижнях ферми.

Розрахункові довжини стрижнів ферми в площині та з площини ферми:

а) верхній пояс: $l_{ef} = l = 3000$ мм ; $l_{ef,1} = l_1 = 3000$ мм ;

б) нижній пояс $l_{ef} = l = 6000$ мм; $l_{ef,1} = l_1 = 12000$ мм ;

в) опорний розкос $l_{ef} = 0,5 \cdot l = 2011$ мм; $l_{ef,1} = l_1 = 4022$ мм;

г) інші елементи решітки $l_{ef} = 0,8 \cdot l; l_{ef,1} = l_1$.

Граничні гнучкості стрижнів ферми $[\lambda]$:

а) стиснуті пояси, опорні розкоси та стійки, що передають опорні реакції $[\lambda] = 180 - 60 \cdot \alpha$;

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

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

Схема кроквяної ферми з номерами елементів представлена на рисунку 2.

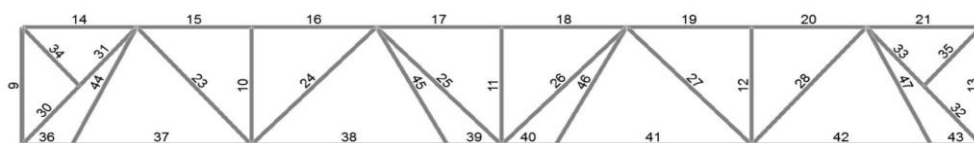


Рисунок 2.14 - Схема кроквяної ферми з номерами елементів

2.5.3 Розрахунок і конструювання вузлів кроквяної ферми

Розрахунок вузлів кроквяної ферми полягає у визначенні розмірів зварних швів, необхідних для кріплення стрижнів, що сходяться в них, та вузлових фасонки. Зварні шви розраховуються з урахуванням ексцентриситету прикладання зусилля відносно центру ваги швів. Зусилля в елементі розподіляється між швами по обушку і перу кутника обернено пропорційно його відстані до осі стрижня. Конструюємо вузли ферм у такому порядку: викреслюємо осьові лінії (лінії, що проходять через центр ваги) стрижнів, які сходяться у вузлі; прив'язуємо поясні кутники до осьових ліній, тим самим визначаємо наближення торців стрижнів решітки до вузлів; наносимо контури стрижнів решітки, прив'язуючи їх до осьових ліній, при цьому відстань від центру ваги кутника до обушка округлюємо до 5 мм; через стрижні решітки проводимо перпендикулярно до осі стрижня; стрижні решітки не доводимо до поясів на відстані $a = (6 \cdot t_\phi - 20)$ мм, але не більше, ніж на 80 мм; по довжині швів, що кріплять стрижні решітки у вузлі, визначаємо необхідні розміри фасонки.

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНОК І ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

3.1 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

Інженерно-геологічні умови під будівництво цеху з виробництва литих керамічних плиток представлені у вигляді інженерно-геологічного розрізу.

Інженерно-геологічна колонка представлена на рисунку 3.1. Інженерно-геологічна колонка складена на основі інженерних вишукувань. За відносну відмітку $-0,410$ прийнято відмітку рівня землі.

Геологічна будова вивчена до глибини 12,5 м.

Підземні води розташовані на глибині $-3,000$.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів наведено в таблиці 3.1.

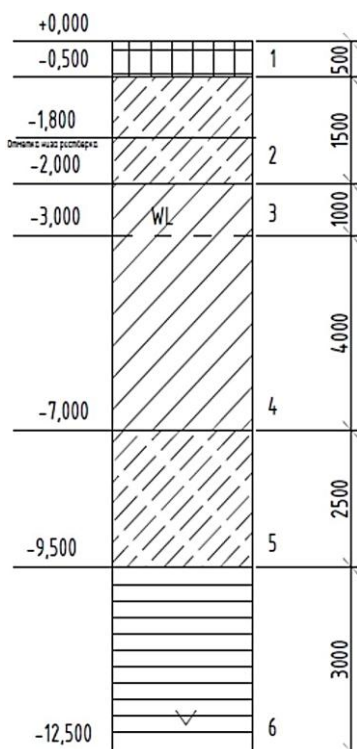


Рисунок 3.1 - Інженерно-геологічна колонка

Інженерно-геологічний розріз по одній зі свердловин представлений на рисунку 3.1.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів наведено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№	Назва	h , м	Щільність, т/м ³			Питома вага, кН/м ³	Вологість			e	S_r	I_L	c , кПа	φ , град	E , МПа	R_0 , кПа
			ρ	ρ_d	ρ_s		W	W_L	W_p							
1	Родючий шар	0,5	1,5	-	-	15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Пластичний супісок	1,5	1,8	1,5	2,7	18	0,2	0,25	0,19	0,8	0,79	0,17	-	-	-	-
3	Дрібний пісок	1	1,9	1,61	2,66	19	0,18	-	-	0,65	0,74	-	2	32	28	200
4	Дрібний водонасичений пісок	4	1,9	1,61	2,66	-	0,18	-	-	0,65	1	-	2	32	28	200
5	Супісок текучий	2,5	1,8	1,43	2,7	18	0,26	0,25	0,19	0,89	0,79	1,17	13	24	8,5	200
6	Пісок середньої крупності	3	3,2	1,59	2,66	32	0,2	-	-	0,68	0,79	-	1	35	30	400

3.2 Визначення навантажень на фундамент

Збір навантажень на фундамент для найбільш навантаженої колони, що знаходиться в осях Д/4, наведено в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 - Навантаження на фундамент

Вид навантаження	Нормативне значення		γ_f	Розрахункове значення	
	На одиницю площі, кН/м	На пог.м., кН/м		На одиницю площі, кН/м ²	На пог.м., кН/м
1. Покриття					
1.1 Постійні навантаження					
Утеплювач з пінополістиролу $\rho = 125 \text{ кг/м}^3; \delta = 120 \text{ мм}$	0,15	-	1,2	0,18	-
Монолітна залізобетонна плита $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3; \delta = 220 \text{ мм}$	5,5	-	1,2	6,6	-
Пароізоляція — бітумна мастика $\rho = 900 \text{ кг/м}^3; \delta = 10 \text{ мм}$	0,009	-	1,3	0,011	
Гідроізоляція - бітумна мастика $\rho = 600 \text{ кг/м}^3; \delta = 2 \text{ мм}$	0,012	-	1,3	0,016	
Разом:	5,67	-	-	6,8	-
1.2 Тимчасові навантаження					
Снігове навантаження	1,35	-	1,4	1,89	-
Разом:	7,02	-	-	8,69	-
2. Власна вага прогону та ферми (кН)					
Прогон прокатний із швелера №22, прольотом 6 м, m = 0,21 кН/м	-	11,34 кН	1,05	-	11,9 кН
Ферма з (l = 12 м)m = 1840 кг	-	20 кН	1,05	-	21 кН
Разом:	-	31,34	-	-	32,9
3. Власна вага металевих колон (зосереджене навантаження, кН)					
Колона К1 (h = 8500 м)	-	22,9 кН	1,05	-	24кН
Колона К2 (h = 4940 м)	-	3,4 кН	1,05	-	3,57 кН
Колона фахверка (h = 13400 м)	-	2,85 кН	1,05	-	2,99 кН
Разом:	-	29,15	-	-	30,56

Завершення таблиці 3.2

4. Вага огорожувальних конструкцій					
Сендвіч-панель на основі базальтового волокна з полімерним покриттям $\rho = 125 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 300 \text{ мм}$	0,38	-	1,1	0,42	-
Разом:	0,38	-	-	0,42	-
5. Покриття підлоги					
Залізобетонна плита з бетону класу В22,5, армована сіткою $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 220 \text{ мм}$	4,2	-	1,1	4,62	-
Гідроізоляція $\rho = 5,2 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 20 \text{ мм}$	0,001	-	1,1	0,001	-
Теплоізоляція $\rho = 160 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 150 \text{ мм}$	0,24	-	1,1	0,26	-
Ущільнений пісок $\rho = 1680 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 150 \text{ мм}$	2,52	-	1,1	2,77	-
Гумова плитка $\rho = 775 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 40 \text{ мм}$	0,31	-	1,1	0,34	-
Разом:	7,27	-	-	7,99	-
6. Цоколь					
Цоколь залізобетонний $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$; $\delta = 400 \text{ мм}$	10	-	1,1	11	-
Разом:	10	-	-	11	-
7. Кранове обладнання					
КБ 3,2	1,94	-	1,05	2	
КБ 5,0	2,7	-	1,05	2,84	
Разом:	4,64	-	-	4,84	-

Для переходу до зосереджених навантажень обчислюю площу навантаження — площу, з якої навантаження передається на колону від покриття. У каркасній будівлі ця площа дорівнюватиме добутку половини відстані між несучими елементами в одному напрямку на половину відстані між несучими елементами в іншому напрямку:

$$A = \frac{6}{2} \cdot \frac{24}{2} = 36 \text{ м}^2, \quad (3.1)$$

Розрахункове зосереджене навантаження на окремо стоячий стовпчастий фундамент в осях А/1 складе:

Навантаження від покриття:

$$N_{\text{покp}} = (8,69 \cdot 36) + 32,9 = 345,74 \text{ кН.} \quad (3.2)$$

Навантаження від покриття підлоги:

$$N_{\text{підл}} = 7,99 \cdot 36 = 287,64 \text{ кН.} \quad (3.3)$$

Навантаження від колон і стін:

$$N_{\text{ст}} = 0,42 \cdot \left(\frac{6 \cdot 15}{2} + \frac{6 \cdot 15}{2} \right) + 30,56 = 68,36 \text{ кН.} \quad (3.4)$$

Навантаження від цоколя:

$$N_{\text{ц}} = 11 \cdot \left(\frac{6 \cdot 0,4}{2} + \frac{6 \cdot 0,4}{2} \right) = 26,4 \text{ кН.} \quad (3.5)$$

Навантаження від кранового обладнання:

$$N_{\text{кр}} = 2 + 2,84 = 4,84 \text{ кН.} \quad (3.6)$$

Сумарне навантаження на фундамент:

$$\begin{aligned} N_{\text{заг}} &= N_{\text{покp}} + N_{\text{підл}} + N_{\text{ст}} + N_{\text{ц}} + N_{\text{кр}} = 345,74 + 287,64 + 68,36 + 26,4 + 4,84 \\ &= 732,98 \text{ кН.} \end{aligned} \quad (3.7)$$

3.3 Вибір варіантів фундаменту

Порівняємо два варіанти фундаментів: фундамент мілкого та глибокого закладення на основі: інженерно-геологічних вишукувань; даних, що характеризують конструктивні та технологічні особливості споруди,

навантаження, що діють на фундамент, та умови його експлуатації; техніко-економічних порівнянь варіантів проектних рішень для прийняття найбільш ефективного варіанту[25].

3.3.1 Визначення глибини закладення фундаменту

Глибину закладення фундаменту приймаємо як найбільшу з наступних трьох умов: конструктивних вимог; глибини промерзання пучинистих ґрунтів; інженерно-геологічних умов.

Розрахункова глибина промерзання визначається за формулою [25]:

$$d_f = d_{fn} \cdot k_n \quad (3.8)$$

де d_{fn} – нормативна глибина промерзання; k_n - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму будівлі (будівля без підвалу, з підлогами, що влаштовуються на ґрунті, з температурою повітря в приміщенні 15°C), $k_n = 0,8$.

Глибина промерзання:

$$d_f = 2,1 \cdot 0,8 = 1,68 \text{ м}$$

Пучинистість ґрунту визначають за нерівністю:

$$d_w \leq d_f + 2 \quad (3.9)$$

Де d_w - рівень підземних вод.

$$3 < 2 + 1,68.$$

З нерівності робимо висновок, що ґрунт є пучинистим, і глибина закладення фундаменту повинна бути більшою за глибину промерзання.

Приймаємо глибину закладення фундаменту—1,95 м, враховуючи, що висота фундаменту повинна бути кратною 0,3 м, а верхній обріз фундаменту знаходиться на позначці 0,150 м.

Виходячи з усього вищесказаного, висота фундаменту становитиме $h = 2,1$ м, що кратно 0,3 м.

3.3.2 Визначення попередніх розмірів фундаменту та розрахункового опору ґрунту

Попередня площа підлошви фундаменту обчислюється за формулою[25]:

$$A = \frac{\sum N_p}{R_0 - \gamma_{\text{сер}} \cdot d} \quad (3.10)$$

Де $\sum N_p$ - максимальна сума нормативних вертикальних навантажень, що діють на обрізі фундаменту; R_0 - розрахунковий опір ґрунту; $\gamma_{\text{сер}}$ - середнє значення питомої ваги ґрунту та бетону, $\gamma_{\text{сер}} = 20 \text{ кН/м}^3$; d - глибина закладення.

Розміри основи визначаються, вважаючи, що фундамент має прямокутну форму. Ця форма є кращою, на відміну від квадратної, при дії на фундамент моментів і горизонтальних сил, при цьому фундамент орієнтується довгою стороною в площині дії найбільшого моменту.

Співвідношення сторін прямокутного фундаменту $\eta = l/b$ рекомендується обмежувати значенням $\eta \leq 1,2 - 1,5$, приймаю 1,2.

$$A = \frac{732,98}{200 - 20 \cdot 1,95} = 4,55 \text{ м}^2 \quad (3.11)$$

Ширина фундаменту:

$$b = \sqrt{\frac{4,55}{1,2}} = 1,95 \text{ м} \quad (3.12)$$

Розрахунковий опір ґрунту розраховується за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} [M_{\gamma} b \gamma_{II} + M_g d \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (3.13)$$

де γ_{c1}, γ_{c2} — коефіцієнти умов роботи, $\gamma_{c1} = 1,3, \gamma_{c2} = 1,1$; K — коефіцієнт, що залежить від C та φ , дорівнює 1; M_{γ}, M_g, M_c — коефіцієнти, що залежать від φ ; b — ширина підшви фундаменту; γ_{II} — розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підшви фундаменту (середньозважене — при шаруватому нашаруванні до глибини $z = b$; γ'_{II} — середньозважене значення питомої ваги ґрунту вище підшви фундаменту; c_{II} — розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підшвою фундаменту.

Середньозважене значення питомої ваги ґрунту вище підшви фундаменту визначається за формулою:

$$\gamma_{II}^I = \gamma_1 \cdot \frac{h_1}{d} + \gamma_2 \cdot \frac{h_2}{d} \quad (3.14)$$

де γ_1 — питома вага ґрунту №1; γ_2 — питома вага ґрунту №2; h_1 — товщина першого шару ґрунту; h_2 — товщина частини другого шару ґрунту.

Розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підшви фундаменту:

$$\gamma_{II} = \gamma_1 \cdot \frac{h_1}{b} + \gamma_2 \cdot \frac{h_2}{b} = 19 \cdot \frac{1}{1,95} + 10 \cdot \frac{2,05}{1,95} = 20,25 \text{ кН/м}^3. \quad (3.15)$$

Середньозважене значення питомої ваги ґрунту вище підшви фундаменту:

$$\gamma_{II}^I = 15 \cdot \frac{0,5}{1,95} + 18 \cdot \frac{1,5}{1,95} = 17,7 \text{ кН/м}^3$$

Розрахунковий опір ґрунту:

$$R_c = \frac{1,3 \cdot 1,1}{1,1} \cdot [0,15 \cdot 1 \cdot 1,95 \cdot 20,25 + 1,59 \cdot 1,95 \cdot 17,7 + 3,98 \cdot 13] = 107,05 \text{ кПа.}$$

Оскільки розрахунковий опір 107,05 кПа не перевищує $R_0 = 200$ кПа, то приймаємо $b = 1,95 \approx 2,1$ м.

Довжина п'яти фундаменту:

$$l = 2,1 \cdot 1,2 = 2,52 \approx 2,7 \text{ м.} \quad (3.16)$$

Тоді фактична площа фундаменту дорівнюватиме

$$A_{\phi} = 2,1 \cdot 2,7 = 5,67 \text{ м}^2. \quad (3.17)$$

3.3.3 Перевірка умов розрахунку основи за деформаціями

Основними критеріями розрахунку основи фундаменту неглибокого закладення за деформаціями є умови [25]:

$$P_{\text{сер}} = \frac{N'}{A} \leq R \quad (3.18)$$

де N' — приведенне поздовжнє зусилля.

Мінімальний тиск на ґрунт визначається за формулою:

$$G_f = b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{\text{ср}} = 2,1 \cdot 2,7 \cdot 1,95 \cdot 20 = 221,13 \quad (3.19)$$

Вертикальне навантаження визначається за формулою:

$$N' = N_p + G_f = 732,98 + 221,13 = 954,11 \text{ кН.} \quad (3.20)$$

$$P_{\text{сер}} = \frac{954,11}{5,67} = 168,27 \leq 250 \text{ кПа.} \quad (3.21)$$

Умова виконується. Остаточню приймаємо розмір підшви фундаменту $b = 2,1 \text{ м}, l = 2,7 \text{ м}, A = 5,67 \text{ м}^2$.

3.3.4 Визначення середнього осідання основи методом пошарового підсумовування

Розрахунок основи за деформаціями полягає у перевірці умови

$$S \leq S_u \quad (3.22)$$

де S - очікувана деформація фундаменту, що визначається розрахунком при проектуванні фундаменту; S_u - гранична сукупна деформація основи та споруди, що дорівнює 15 см для одноповерхової промислової будівлі.

Розбиваємо ґрунт на шари:

$$h_i \leq 0,4 \cdot b \quad (3.23)$$

де h_i - товщина i -го шару.

Тиск на рівні підшви фундаменту визначається за формулою:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d \quad (3.24)$$

Тиск нижнього шару визначається за формулою:

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \sum \gamma_i \cdot h_i \quad (3.25)$$

Додатковий тиск під підшвою фундаменту визначається за формулою:

$$p_0 = p_{сер} - \sigma_{zg,0} \quad (3.26)$$

де $p_{сер}$ - більша з двох комбінацій середнього тиску від фундаменту.

Напруження на межі шарів визначається за формулою:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_0 \quad (3.27)$$

де α_i - коефіцієнт розсіювання, що приймається залежно від співвідношень l/b та $2z/b$.

Осідання кожного шару визначається за формулою [25]:

$$S_i = \frac{\sigma_{zp,cp,i} \cdot h_i}{E_i} \cdot \beta \quad (3.28)$$

де $\sigma_{zp,cp,i}$ — середнє напруження між шарами; E_i - модуль деформації i - го шару; β - коефіцієнт, що приймається рівним 0,8.

$0,4 \cdot 2,1 = 0,84$ Товщина шару повинна бути не більше 0,05 м.

Тиск на рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = 1,95 \cdot 17,7 = 34,52 \text{ кПа.}$$

Додатковий тиск під підшвою фундаменту:

$$p_0 = 168,27 - 34,52 = 133,75 \text{ кПа.}$$

Умовна межа стискаючої товщини ВС, до якої слід враховувати додаткові напруження та осідання, що виникають при цьому, знаходиться там, де виконується умова:

$$\sigma_{zp,i} \leq 0,2\sigma_{zg,i}. \quad (3.29)$$

$$\sigma_{zp,11} = 7,34 \text{ кПа} \leq 0,2 \cdot 49,48 = 9,89 \text{ кПа.}$$

$$\Sigma S_i = 5,48 \text{ мм} < S_u = 150 \text{ мм.}$$

Умова виконується.

Результати розрахунку представлені на рисунку 3.2.

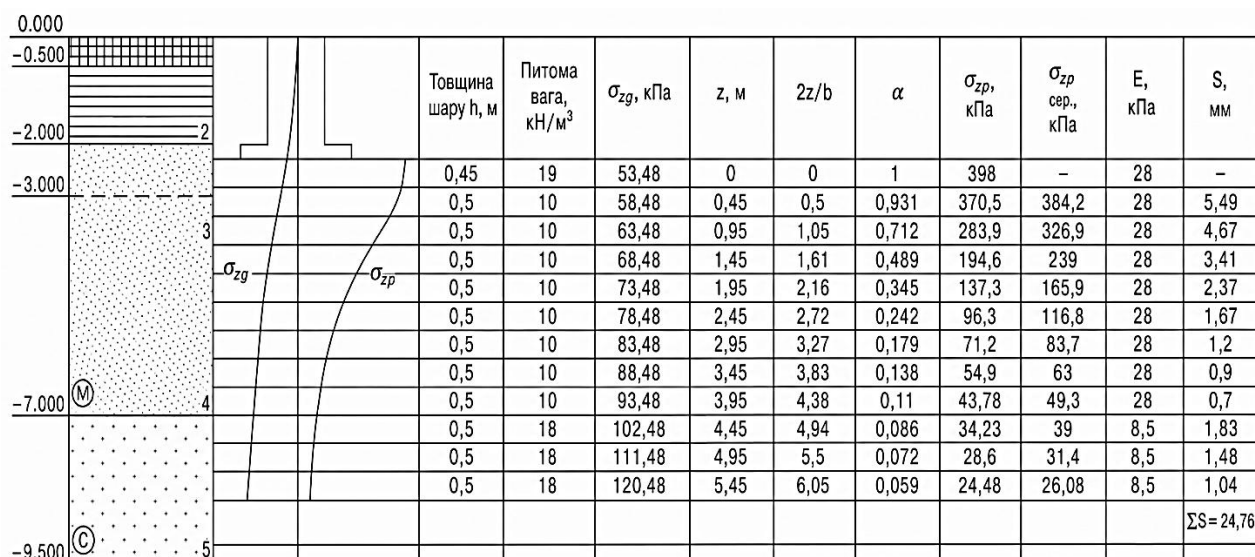


Рисунок 3.2 — Дані для розрахунку осідання фундаменту

3.3.5 Проектування стовпчастого фундаменту

Параметри фундаменту: $d = 2,1$ м, $b = 2,1$ м, $l = 2,7$ м; колонна сталева двогілкова складеного перерізу зовнішнього ряду перерізом 1250×600 мм.

Приймаємо переріз підколонника: $b_{cf} \times l_{cf} = 1800 \times 1800$ мм.

Відстань між болтами не менше 500 мм.

Висота фундаменту [25]:

$$h = d - 0,15 = 2,1 - 0,15 = 1,95 \text{ м.} \quad (3.30)$$

Призначаємо кількість і розміри сходинок.

У напрямку сторони l сумарний виліт сходинок становитиме:

$$(l - l_{ef})/2 = \frac{2,7 - 1,8}{2} = 0,45 \text{ м.} \quad (3.31)$$

У напрямку сторони b :

$$(b - b_{ef})/2 = \frac{2,1 - 1,8}{2} = 0,15 \text{ м.} \quad (3.32)$$

Оскільки мінімальна довжина сходинки повинна дорівнювати 300 мм, приймаємо по 1 сходинці з кожного боку висотою 300 мм і вильотами 300 мм для сторони b, 450 мм для сторони l.

Розміри фундаменту показані на рисунку 3.3.

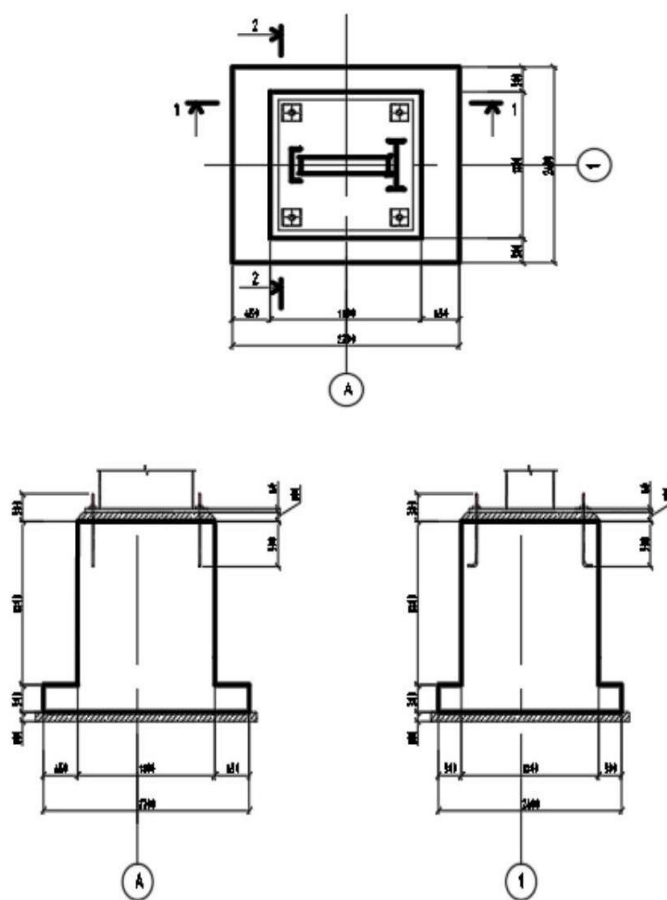


Рисунок 3.3 - Розміри фундаменту

3.3.6 Розрахунок фундаменту на продавлювання підколонником

Перевірка високого фундаменту на продавлювання підколонником проводиться за умовою:

$$F \leq b_m \cdot h_{0,p} \cdot R_{bt} \quad (3.33)$$

де F — сила продавлювання по одній, найбільш навантаженій грані фундаменту; b_m — ширина, що визначається за формулою (2.36); h_{op} - робоча висота плитної частини фундаменту; R_{bt} - розрахунковий опір бетону, що замурує стакан.

Сила продавлювання по одній, найбільш навантаженій грані фундаменту визначається за формулою:

$$F = A_0 \cdot P_{\max} \quad (3.34)$$

де $P_{\max}$ - максимальний тиск під підшвою фундаменту від розрахункових навантажень на рівні верху плитної частини фундаменту.

Площа A_0 визначається за формулою:

$$A_0 = 0,5b(l - l_p - 2 \cdot h_{op}) - 0,25(b - b_p - h_{op})^2. \quad (3.35)$$

Ширина b_m визначається за формулою:

$$b_m = b_{c,f} + h_{op} \quad (3.36)$$

Робоча висота плитної частини фундаменту визначається за формулою:

$$h_{op} = n \cdot h_{CT} - 0,05 \text{ м.} \quad (3.37)$$

Робоча висота плитної частини фундаменту:

$$h_{op} = 1 \cdot 0,3 - 0,05 = 0,25 \text{ м.}$$

Ширина b_m :

$$b_m = 1,8 + 0,25 = 2,05 \text{ м.}$$

Площа A_0 :

$$A_0 = 0,5 \cdot 2,1 \cdot (2,7 - 1,8 - 2 \cdot 0,25) - 0,25 \cdot (2,1 - 1,8 - 2 \cdot 0,25)^2 = 0,42 \text{ м}^2.$$

Розрахункова поздовжня сила:

$$F = 0,42 \cdot 168,27 = 70,67 \text{ кН}.$$

Перевіримо умову продавлювання:

$$70,67 \text{ кН} \leq 2,05 \cdot 0,25 \cdot 750 = 384,37 \text{ кН}.$$

Умова виконується.

3.3.7 Розрахунок арматури плитної частини фундаменту

Момент, що виникає в перерізах фундаменту, визначається за формулою:

$$M_{xi} = \frac{N \cdot c_{xi}^2}{2l} \left(1 - \frac{6e_{0x}}{l} - \frac{4e_{0x} \cdot c_{xi}}{l^2} \right), \quad (3.38)$$

де N - розрахункове навантаження на основу без урахування ваги фундаменту та ґрунту на його обрізах, що визначається за формулою (2.39);

c_{xi} - вильоти сходинок; e_{0x} - ексцентриситет навантаження при моменті M .

Розрахункове навантаження на основу визначається за формулою:

$$N = N_{k, \max} \quad (3.39)$$

Ексцентриситет навантаження визначається за формулою:

$$e_{0x} = \frac{M_k + Q_k \cdot h - N_{сТ} \cdot a}{N}, \quad (3.40)$$

Моменти, що діють у площині, паралельній меншій стороні фундаменту, визначаються за формулою:

$$M_{yi} = \frac{N \cdot c_{yi}^2}{2b} \quad (3.41)$$

де c_{yi} – вильоти сходинок (рисунок 3.3).

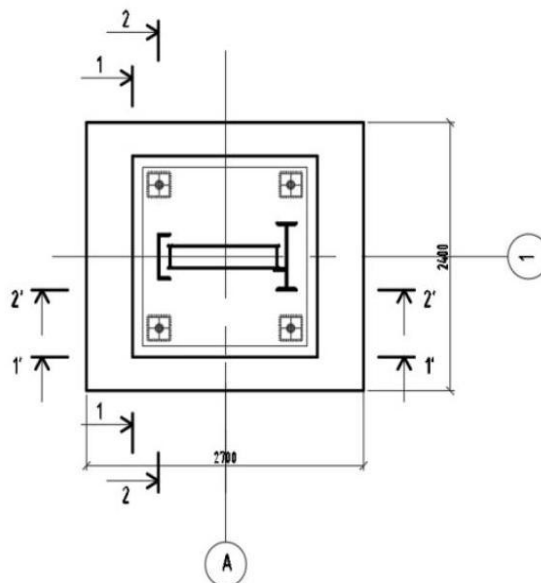


Рисунок 3.4 - Схема з позначеннями вильоту сходинок

Площа робочої арматури визначається за формулою[5]:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi \cdot h_{0i} \cdot R_s}, \quad (3.42)$$

де M_i - величина моменту в перерізі; ξ - коефіцієнт, що залежить від α_m ;

h_{0i} - робоча висота кожного перерізу; R_s - розрахунковий опір арматури.

Коефіцієнт α_m визначається за формулою:

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i \cdot h_{0i}^2 \cdot R_b}, \quad (3.43)$$

де b_i - ширина стиснутої зони перерізу; R_b - розрахунковий опір бетону стисненню.

Розрахункове навантаження на основу:

$$N = N_p = 732,98 \text{ кН.}$$

Розміри фундаменту в перерізах наведено в таблиці 3.3

Таблиця 3.3 - Проміжна таблиця для розрахунку арматури

Перетин	b_j , М	h_{oi} , М	C_j , М
1 – 1	2,4	0,25	0,3
2 – 2	1,8	2,05	0,85
1' – 1'	2,7	0,25	0,45
2' – 2'	1,8	2,05	0,85

Розрахунки зводимо в таблицю 3.4.

Таблиця 3.4 — Розрахунки арматури

Перерізи	Виліт c_i , м	$\frac{N \cdot c_{xi}^2}{2l(b)}$	$1 + \frac{6e_{0x}}{l}$ $-\frac{4e_{0x} \cdot c_{xi}}{l^2}$	M , кН · м	α_m	ξ	h_{oi}	A_s , см ²
1 – 1	0,3	15,7	1,04	18,3	0,077	0,96	0,25	9,9
2 – 2	0,85	126,09	1,05	132,44	0,83	0,5	2,65	3,87
1' – 1'	0,45	27,49	1,06	31,58	0,19	0,89	0,25	10,3
2' – 2'	0,85	98,07	1,04	109,63	0,68	0,5	2,65	3,11

Конструюємо сітку С – 1 .

Крок арматури в обох напрямках приймаємо 200 мм, тобто сітка С – 1 має в напрямку b – 12 стрижнів, у напрямку l – 15 стрижнів. Діаметр арматури в напрямку b приймаємо за сортаментом - 12 мм (для 12Ø12А400 $A_s = 13,572 \text{ см}^2$, що більше $12,5 \text{ см}^2$), у напрямку l – 14 мм (для 14Ø14 А400 – $A_s = 21,546 \text{ см}^2 > 18,97 \text{ см}^2$). Довжину стрижнів приймаємо, відповідно, 1900 мм і 1900 мм.

Підколонник армуємо двома сітками С – 2, приймаючи робочу поздовжню арматуру конструктивно Ø12А400 з кроком 100 і 200 мм, поперечну Ø8 А240 з кроком 400 мм. Довжина робочих стрижнів 2150 мм, кількість у сітці - 5. Довжина поперечної арматури - 1700 мм, кількість стрижнів у сітці - 4.

3.4 Проектування пальового фундаменту

Проектування пальового фундаменту проводять у такій послідовності: визначають тип паль, їхні параметри, глибину закладення ростверку; визначають несучу здатність паль; розраховують їх кількість у фундаменті; виконують ескіз фундаменту залежно від конструктивних особливостей будівлі; збирають навантаження з урахуванням ваги ростверку, виявляють їх найбільш несприятливі комбінації; розраховують фундамент і його елементи (палі та ростверк) на міцність; виконують перевірочний розрахунок на деформації; остаточно проектують фундамент, оформляють робочі креслення, обчислюють обсяг робіт, їхню трудомісткість та вартість; формулюють вимоги до виконання робіт та технології занурення і виготовлення паль (та їх якості).

3.4.1 Підбір висоти ростверку та довжини паль

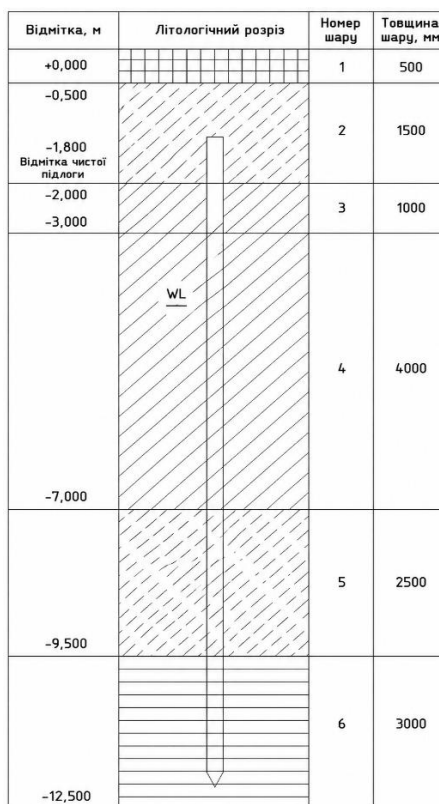


Рисунок 3.5 - Інженерно-геологічний розріз та відмітки ростверку біля паль

Глибину закладення ростверку d_p приймаємо—1,350 м. Відмітку голови палі приймаємо на 0,3 м вище підосви ростверку—1,050 м. В якості несучого шару вибираємо пісок середньої крупності, що залягає з відмітки 9,500 м. Приймаємо палі довжиною 11 м; відмітка нижнього кінця становитиме —12,050 м, а заглиблення в пісок середньої крупності—1,550 м.

Дані для розрахунку несучої здатності палі наведені в таблиці 3.6.

Таблиця 3.6 - Дані для розрахунку несучої здатності палі

+0,000	Ескіз	Відстань від поверхні до середини шару Z_i м	Товщина шару h_3 , м	f_i ,	$f_i h_i$, kH	
-1,800						
-2,000		1,675	0,65	3	1,95	
-3,000		3	2	35	70	
		5	2	40	80	
-7,000		6,5	1	43	43	
-9,500		7,5	1	61	I	
		8,75	1,5	63	94,5	
-12,500						
		10,5	2	66	132	
		12	1	68	68	
		$\Sigma f_i - h_i = 550,45\text{kH}$ До вершини -12,05 м; $R = 4160\text{kH}$				

3.4.2 Визначення несучої здатності палі

Несуча здатність палі визначається за формулою[27]:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \gamma_{cf} \cdot \sum (f_i \cdot h_i) \right), \quad (3.44)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; γ_{cR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі; R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі; A - площа поперечного перерізу палі; u - периметр поперечного перерізу палі; γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі; f_i - розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі в межах i -го шару ґрунту; h_i - товщина i -го шару ґрунту.

Несуча здатність палі:

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 4160 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot (35 \cdot 2 + 40 \cdot 2 + 43 \cdot 2 + 66 \cdot 2 + 68 \cdot 1 + 3 \cdot 0,65 + 61 \cdot 1 + 63 \cdot 1,5)) = 1086,6 \text{ кН}.$$

Розрахункове навантаження, що допускається на палю, визначається за формулою:

$$N_{\text{пл}} \leq F_d \gamma_0 / \gamma_n \gamma_k, \quad (3.45)$$

Де $N_{\text{пл}}$ - розрахункове навантаження на палю від будівлі; F_d - несуча здатність палі; γ_k - коефіцієнт надійності, залежить від способу визначення несучої здатності палі, приймається рівним 1,4.

Допустиме навантаження на палю, згідно з розрахунком, становитиме:

$$N_{\text{пл}} = 1086,6 \cdot 1,15 / (1,4 \cdot 1,15) = 776,14 \text{ кН}.$$

3.4.3 Визначення кількості паль у ростверку

Кількість паль визначається за формулою

$$n = \frac{N_{\max} + N_{\text{СТ}}}{\frac{F_d}{\gamma_k} - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{\text{сер}} - 1,1 \cdot 10 \cdot g_{\text{пл}}}, \quad (3.46)$$

де γ_k - коефіцієнт надійності; d_p - глибина закладення ростверку; $\gamma_{\text{сер}}$ - усереднена питома вага ростверку та ґрунту на його обрізах; $g_{\text{пл}}$ - маса палі.

Кількість палей:

$$n = \frac{732,98}{776,14 - 0,9 \cdot 1,35 \cdot 20 - 1,1 \cdot 10 \cdot 1,38} = 2,3 \text{ шт.}$$

Приймаємо 4 палі. Палі розміщуємо по кутах (рисунок 3.2) з відстанню між осями палей 1500 мм. Розміри ростверку в плані становитимуть, з урахуванням виступів його за зовнішні краї палей 150 мм, 2700 × 2700 мм.

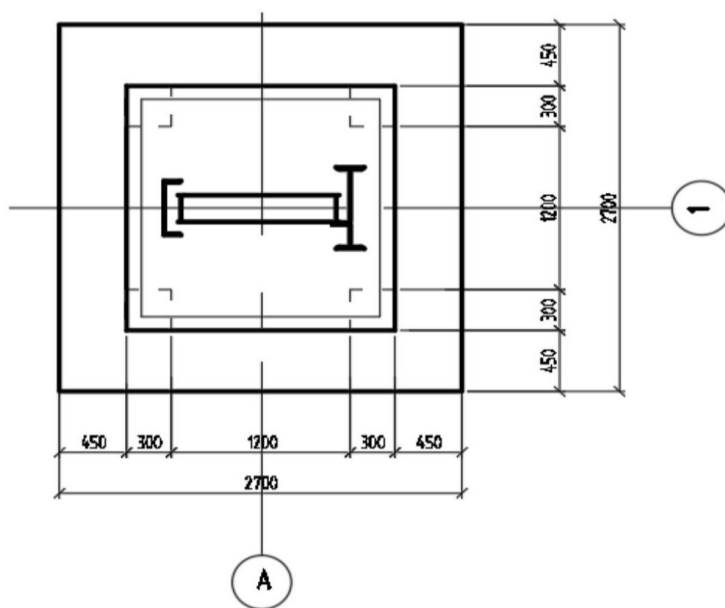


Рисунок 3.6 - Схема розташування палей

3.4.4 Розрахунок пального фундаменту за несучою здатністю ґрунту основи

Наведене поздовжнє зусилля визначається за формулою[25]:

$$N_{\text{пл}} = N + N_p, \quad (3.47)$$

Де N_p - навантаження від ваги ростверку.

Навантаження від ваги ростверку визначається за формулою:

$$N_p = 1,1 \cdot d_p \cdot b_p \cdot l_p \cdot \gamma_{\text{сер}}, \quad (3.48)$$

де 1,1 - коефіцієнт надійності за навантаженням; h_p - висота ростверку; b_p - ширина ростверку; l_p - довжина ростверку.

Навантаження від ваги ростверку:

$$N_p = 1,1 \cdot 1,35 \cdot 1,8 \cdot 1,8 \cdot 20 = 96,23 \text{ кН}.$$

Підставляємо отримані значення:

$$N_{\text{пл}} = 732,98 + 96,23 = 829,21, \quad (3.49)$$

При визначенні навантаження на палю повинні виконуватися такі умови:

$$N_{\text{пл}} \leq 1,2 \cdot \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_K} \quad (3.50)$$

$$N_{\text{пл}} = 829,21 \text{ кН} \leq 1,2 \cdot 776,14 = 931,37 \text{ кН}; \quad (3.51)$$

Умови виконуються.

3.4.5 Вибір пального обладнання

Вибираємо для забивання палі трубчастий дизель-молот С – 1047 . Співвідношення маси ударної частини молота m_4 до маси палі m_2 має становити не менше 1,0 (як для ґрунтів середньої щільності). Оскільки $m_2 = 2,5$ т для кущового пального фундаменту, приймаємо $m_4 = 2,5$ т.

Відбій у кінці забивання палі визначається за формулою:

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d \cdot (F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2 \cdot (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (3.52)$$

де E_d —енергія удару; η - коефіцієнт, приймається рівним 1500кН/м; A - площа поперечного перерізу палі; F_d - несуча здатність палі; m_1 - повна маса молота (5,1 т); m_2 - маса палі (2,5 т); m_3 - маса наголовника(5,1 – 2,5 = 2,6 т).

Відхилення в кінці забивання палі:

$$S_a = \frac{63 \cdot 1500 \cdot 0,09}{1086,6 \cdot (1086,6 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{5,1 + 0,2 \cdot (2,5 + 2,6)}{5,1 + 2,5 + 2,6} = 0,0038 \text{ м.}$$

$$S_a = 0,0038 \text{ м} > S_u = 0,002 \text{ м} - \text{ умова виконується.}$$

Відмова знаходиться в межах 0,005 – 0,01м , тому пальовий молот (С 1047) обрано правильно.

3.4.6 Проектування ростверку

Розміри підколонника в плані призначаємо типовими - для колони сталевій двогілкової складеного перетину зовнішнього ряду перетином 1250 x 600 мм він становить 1800 x 1800 мм. З огляду на те, що розміри ростверку в плані 2700 x 2700 мм, вильоти сходинок з обох боків становлять 450 мм. Висота всіх сходинок 300 мм.

Розрахунком на продавлювання плитної частини колоною перевіряється достатність прийнятої висоти ростверку. Піраміда продавлювання утворюється площинами, проведеними від верху ростверку під кутом 45° до центру робочої арматури плити (на 50мм вище підшви ростверку).

Суть перевірки на продавлювання полягає в тому, щоб сила продавлювання не перевищила міцність на розтягнення по гранях піраміди продавлювання.

Перевірка проводиться за умовою:

$$F \leq \frac{2 \cdot R_{bt}}{\alpha} \left[\frac{h_{op}}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_c + c_1) \right] \quad (3.53)$$

де F - розрахункова сила продавлювання;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтягуванню;

h_{0p} - робоча висота перерізу ростверку;

α - коефіцієнт, що враховує часткову передачу сили N через стінки стакану, приймаємо рівним 1;

c_1, c_2 - відстані від граней колони до граней основи піраміди продавлювання;

b_c, l_c - розміри перерізу колони, приймаємо рівними розмірам підколони 1800×1800 .

Розрахункова сила продавлювання визначається за формулою:

$$F = 2 \cdot (N_{пл}^1 + N_{пл}^3), \quad (3.54)$$

де $N_{пл}^1, N_{пл}^3$, - зусилля в палях від навантажень N та M , прикладених до обрізу ростверку.

$$F = 2 \cdot (829,21 + 829,21) = 3316,84 \text{ кН.}$$

Клас бетону ростверку приймаємо В15 з $R_{bt} = 750$ кПа.

Робоча висота перерізу ростверку:

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

Приймаємо $c_1 = 0,2$ м, $c_2 = 0,2$ м. з умови $0,4h_{0p} \leq c \leq h_{0p}$

Перевірка умови продавлювання:

$$F = 3316,84 < \frac{2 \cdot 750}{1} \left[\frac{0,25}{0,25} (1,2 + 0,2) + \frac{0,25}{0,25} (1,2 + 0,2) \right] = 4200 \text{ кН.}$$

Умова виконується.

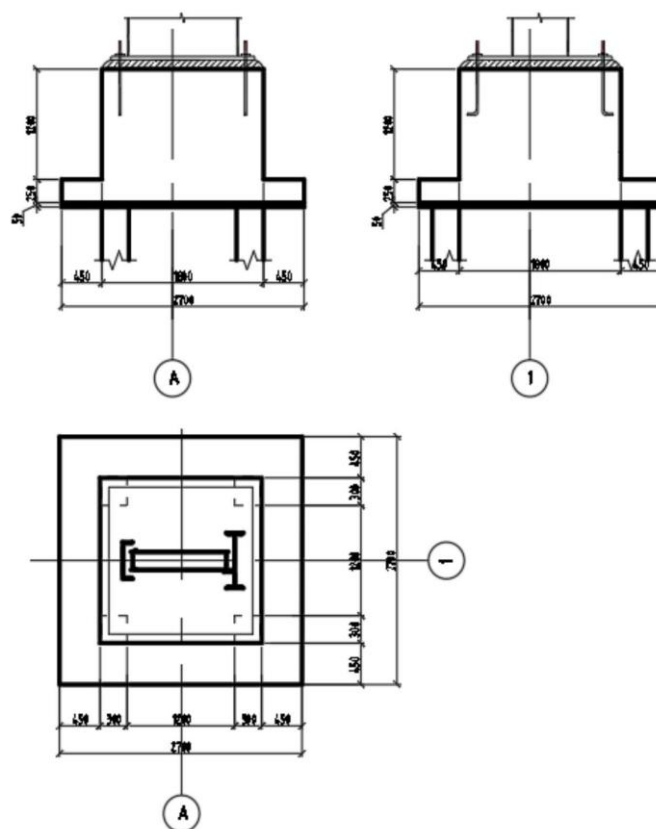


Рисунок 3.7 - Схема роботи ростверку на продавлювання колоною

3.4.7 Розрахунок ростверку на вигин і визначення перерізу арматури

Момент, що виникає в площині ростверку, визначається за формулою:

$$M_{xi} = \sum N_{пл} \cdot x_i, \quad (3.55)$$

де $N_{пл}$ — розрахункове навантаження на палю; x_i - відстань від центру кожної палі в межах згинальної консолі до розглянутого перерізу.

Момент, що виникає в площині ростверку, визначається за формулою:

$$M_{yi} = \sum N_{пл} \cdot y_i, \quad (3.56)$$

Де y_i - відстань від центру кожної палі в межах згинаємої консолі до розглянутого перерізу.

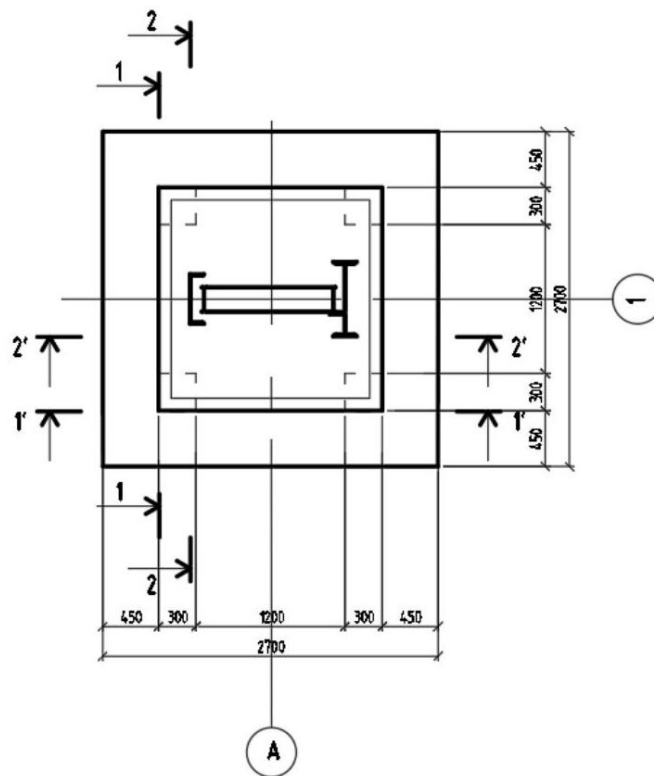


Рисунок 3.8 - Схема розрахунку ростверку на вигин

Площа робочої арматури визначається за формулою:

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi \cdot h_{0i} \cdot R_s}, \quad (3.57)$$

де M_i - величина моменту в перерізі; ξ - коефіцієнт, що залежить від α_m ;

h_{0i} - робоча висота кожного перерізу; R_s - розрахунковий опір арматури.

Коефіцієнт α_m визначається за формулою:

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i \cdot h_{0i}^2 \cdot R_b}, \quad (3.58)$$

Де b_i - ширина стиснутої зони перерізу.

Розрахунки наводимо в таблиці 3.2.

Таблиця 3.7 - Розрахунки арматури

Перерізи	b _i , м	Відстань x _i , y _i , м	Момент, кН·м	α _m	ξ	h _{0i} , м	A _s , см ²
1-1	1,8	0,25	122	0,06	0,969	1,5	2,3
2-2	2,7	1,3	122	0,06	0,969	0,3	2,3
1' – 1'	1,8	0,25	162,66	0,08	0,957	1,5	3,1
2' – 2'	2,7	1,3	122	0,06	0,969	0,3	2,3

Сітка С-1.

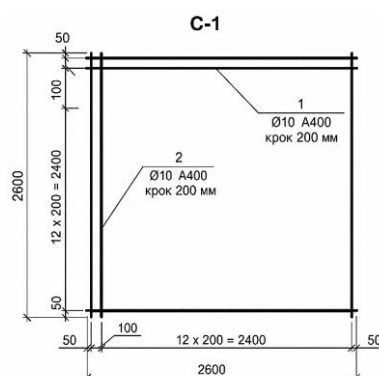


Рисунок 3.9 - Арматурна сітка С-1

Крок арматури в обох напрямках приймаємо 200 мм, тобто сітка С – 1 має в обох напрямках по 13 стрижнів.

Діаметр стрижнів у обох напрямках довжиною 2600 мм:

$$\frac{3,1}{8} = 0,39 \text{ см}^2, \text{ приймаємо } \text{Ø}10(0,785 \text{ см}^2),$$

$$\frac{2,3}{8} = 0,29 \text{ см}^2, \text{ приймаємо } \text{Ø}10(0,785 \text{ см}^2),$$

Сітка С-2. Підколонник армується чотирма сітками, розташованими вертикально по гранях. Діаметр вертикальної робочої арматури приймаємо 12 мм, клас арматури А 400, крок 200 мм. Розподільну арматуру приймають діаметром 8 мм класу А240, крок 400 мм до верху підколонника. Довжина робочих стрижнів приймається на 50 мм менше висоти фундаменту; захисний шар - 50 мм.

Сітка С-3. Верхня сітка фундаменту приймається конструктивно зі стрижнів марки А400 діаметром 10 мм з кроком 200 мм в обох напрямках і забезпеченням захисного шару 50 мм.

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Загальні положення

Працівники організацій виконують обов'язки з охорони праці, що визначаються з урахуванням спеціальності, кваліфікації та (або) займаної посади в обсязі посадових інструкцій, розроблених з урахуванням рекомендацій або інструкцій з охорони праці

Представники роботодавців та працівників організацій відповідно до законодавства вживають заходів щодо поліпшення умов та охорони праці, які повинні визначатися під час укладення колективних договорів та угод з охорони праці відповідно до законодавства та рекомендацій.

Під час будівництва рибопереробного заводу учасники несуть встановлену законодавством відповідальність за порушення вимог нормативних документів

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

Облаштування виробничих територій, їх технічна експлуатація повинні відповідати вимогам будівельних норм і правил, національних стандартів, санітарних, протипожежних, екологічних та інших чинних нормативних документів.

Виробничі території та ділянки робіт у населених пунктах повинні бути огорожені, щоб уникнути доступу сторонніх осіб.

Висота огорожі виробничих територій повинна бути не менше, а ділянок робіт — не менше 1,2 огорожі, що примикають до місць масового проходу людей, повинні мати висоту не менше 2 м і бути обладнані суцільним захисним козирком.

При виконанні робіт у закритих приміщеннях, на висоті, під землею повинні бути передбачені заходи, що дозволяють здійснювати евакуацію людей у разі

виникнення пожежі або аварії. Біля в'їзду на територію будівельного майданчика встановлено схему внутрішньобудівельних доріг і проїздів із зазначенням місць розвороту транспортних засобів, об'єктів пожежного водопостачання тощо

Допуск на територію будівництва сторонніх осіб, а також працівників у нетверезому стані або тих, хто не зайнятий роботами на даній території, забороняється. На входах, в'їздах встановлені контрольно-пропускні пункти. Внутрішні автомобільні дороги будівельної території відповідають будівельним нормам і правилам та обладнані відповідними дорожніми знаками, що регламентують порядок руху транспортних засобів і будівельних машин відповідно до Правил дорожнього руху.

На виробничих територіях, ділянках робіт і робочих місцях працівники повинні бути забезпечені питною водою, якість якої має відповідати санітарним вимогам. Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби освітлені відповідно до вимог державних стандартів. Виконання робіт у неосвітлених місцях не допускається.

Зона монтажу позначена знаками безпеки та попереджувальними написами.

Вимикачі, рубильники та інші комутаційні електричні апарати, що застосовуються на відкритому повітрі, влаштовані в захищеному виконанні. Усі електропускові пристрої розміщені так, щоб виключалася можливість пуску машин, механізмів та обладнання сторонніми особами. Розподільні щити та рубильники мають замикаючі пристрої.

Струмопровідні частини електроустановок, а також розводка тимчасових електромереж напругою до 1000 В ізольовані, огорожені або розміщені в місцях, недоступних для випадкового дотику до них. Будівельний майданчик забезпечений аптечками з медикаментами та засобами для надання першої медичної допомоги [33].

Робочі місця та проходи до них, розташовані на перекриттях, покриттях на висоті понад та на відстані менше 3 м від межі перепаду висот, повинні бути огорожені захисними огорожами, а за їх відсутності — захищені уловлювальними сітками. При відстані понад 3 м від межі перепаду висот

допускається встановлення сигнальних огорож, що відповідають вимогам національних стандартів.

При виконанні робіт на висоті, внизу, під місцем робіт, необхідно виділити небезпечні зони. При поєднанні робіт по одній вертикалі нижчерозташовані місця повинні бути обладнані відповідними захисними пристроями (настилами, сітками, козирками), встановленими на відстані не більше 6 м по вертикалі від нижчерозташованого робочого місця.

4.3 Вимоги безпеки при складуванні матеріалів і конструкцій

Складування матеріалів, прокладка транспортних шляхів, установка опор повітряних ліній електропередачі та зв'язку повинні здійснюватися за межами призми обвалення ґрунту незакріплених виїмок (котлованів, траншей), а їх розміщення в межах призми обвалення ґрунту біля виїмок із кріпленням допускається за умови попередньої перевірки стійкості закріпленого укосу за паспортом кріплення або розрахунком з урахуванням динамічного навантаження.

Матеріали (конструкції) слід розміщувати відповідно до вимог цих норм і правил та міжгалузевих правил з охорони праці на вирівняних майданчиках, вживаючи заходів проти самовільного зміщення, просідання, осипання та розкочування матеріалів, що складаються.

Складські майданчики повинні бути захищені від поверхневих вод. Забороняється здійснювати складування матеріалів, виробів на насипних неуцільнених ґрунтах.

Матеріали, вироби, конструкції та обладнання при складуванні на будівельному майданчику та робочих місцях повинні укладатися наступним чином [32]: стінові панелі — у касети або піраміди (панелі перегородок — у касети вертикально); ригелі та колони — у штабель висотою до 2 м на підкладках і з прокладками; дрібносортний метал — у стелаж висотою не більше 1,5 м; великогабаритне та важке обладнання та його частини — в один ярус на

підкладках; чорні прокатні метали (листова сталь, швелери, двотаврові балки, сортова сталь) - у штабель висотою до 1,5 м на підкладках і з прокладками.

Складування інших матеріалів, конструкцій та виробів слід здійснювати відповідно до вимог стандартів та технічних умов на них.

Між штабелями (стелажами) на складах повинні бути передбачені проходи шириною не менше 1 м і проїзди, ширина яких залежить від габаритів транспортних засобів і вантажно-розвантажувальних механізмів, що обслуговують склад.

Притуляти (опирати) матеріали та вироби до огорож, дерев та елементів тимчасових і капітальних споруд не допускається [33].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У бакалаврській кваліфікаційній роботі розроблено основні проєктні рішення для промислової будівлі цеху з виробництва литих керамічних плиток. У процесі виконання роботи було послідовно розглянуто архітектурно-будівельну, розрахунково-конструктивну та фундаментну частини, що дало змогу сформулювати цілісне технічне рішення для проєктованого об'єкта.

В архітектурно-будівельному розділі проаналізовано вихідні дані для проєктування та визначено функціональне призначення будівлі. Прийнято одноповерхову каркасну схему промислового цеху зі складною формою в плані, що відповідає потребам виробничого процесу, розміщенню технологічних відділень, складських зон і допоміжних приміщень. Обґрунтовано основні об'ємно-планувальні рішення, визначено склад приміщень, передбачено вхідні групи для виробничих, складських і експлуатаційних потреб. Також розглянуто рішення щодо фасадів, огорожувальних конструкцій, покриття, внутрішнього водовідведення, освітлення, вентиляції, пожежної безпеки та захисту конструкцій від впливу вологи.

У конструктивній частині роботи прийнято сталевий каркас будівлі, який включає поперечні рами, колони, кроквяні ферми, прогони, вертикальні та горизонтальні зв'язки. Забезпечення просторової жорсткості будівлі досягається спільною роботою рамної системи, жорсткого кріплення колон до фундаментів, системи зв'язків по фермах і вертикальних зв'язків між колонами. Таке рішення забезпечує сприйняття вертикальних і горизонтальних навантажень, зокрема від власної ваги конструкцій, снігового та вітрового навантаження, а також дії підвісного кранового обладнання.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано розрахунок металевих прогонів покриття та кроквяної ферми. Для прогону прийнято розрахункову схему однопролітної шарнірно-опертої балки, визначено навантаження та виконано перевірки за міцністю, стійкістю і жорсткістю. За результатами розрахунку підтверджено працездатність прийнятого перерізу. Для кроквяної ферми

визначено постійні, снігові та кранові навантаження, сформовано розрахункові комбінації, отримано зусилля в елементах ферми та підібрано перерізи стрижнів. Також розглянуто питання конструювання вузлів ферми та забезпечення надійного з'єднання її елементів.

У розділі з проектування фундаментів проаналізовано інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, визначено навантаження на фундаменти та розглянуто можливі варіанти фундаментних рішень. Виконано розрахунок фундаменту мілкого закладання з перевіркою основи за деформаціями, визначенням осідання методом пошарового підсумовування та розрахунком армування плитної частини. Окремо розглянуто пальовий фундамент із монолітним залізобетонним ростверком: визначено несучу здатність паль, їх кількість у ростверку, виконано перевірки за несучою здатністю ґрунту основи та розрахунок ростверку на згин. Прийняті рішення враховують характер ґрунтових умов і необхідність забезпечення надійної передачі навантажень від каркаса будівлі на основу.

У роботі також передбачено заходи щодо довговічності й безпечної експлуатації будівлі. Зокрема, враховано необхідність гідроізоляційного захисту фундаментних конструкцій, улаштування бетонної підготовки, організації пожежних проїздів, забезпечення штучного й аварійного освітлення, а також дотримання вимог охорони праці під час монтажу будівельних конструкцій. Окрему увагу приділено безпечній організації монтажних робіт, використанню засобів індивідуального захисту, контролю за вантажопідіймальними механізмами та недопущенню перебування працівників у небезпечних зонах.

Отже, у бакалаврській кваліфікаційній роботі виконано поставлені завдання та сформовано комплекс технічно обґрунтованих рішень для проектування промислового цеху. Прийняті архітектурні, конструктивні та фундаментні рішення забезпечують функціональність будівлі, її просторову стійкість, несучу здатність основних конструкцій, надійність фундаментів і безпечні умови будівництва та подальшої експлуатації об'єкта.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Hud, M., Grytseliak, R., & Meshcheryakova, O. (2024). Stress-strain state of reinforced concrete stiffening diaphragm in the presence of cross-reinforcement. *Procedia Structural Integrity*, 59, 697-701.
9. Ігнатєва, В. Б., & Шинкляр, Н. В. (2019, October). Аналіз способів посилення залізобетонних будівельних конструкцій. In *Scientific discoveries: projects, strategies and development*. European Scientific Platform..
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Ігнатєва, В. Б. (2019). Посилення несучих конструкцій фіброармованими системами та сталевими конструкціями. *Матеріали XXI наукової конференції Тернопільського національного технічного університету імені Івана Пулюя*, 102-104.
12. Конончук, О. П., Лещук, М. Р., Винницький, М. В., Лещишена, О. В.,

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

13. Биків, Н. З. (2020). Застосування сплавів з пам'яттю форми для підвищення стійкості конструкцій при динамічних навантаженнях. Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 26-26.

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

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

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

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

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

19. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри.

20. ДСТУ Б В.2.7-233:2010 Будівельні матеріали. Склопакети клесні. 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 забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.

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

29. Мещерякова, О. М., & Ясній, В. П. (2022). Vim: ефективний інструмент для реконструкції будівель та споруд. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві, 18, 61-70.

30. Ігнат'єва, В. Б., & Скакун, Д. В. (2018, November). Залежність фізико-механічних властивостей бетонних сумішей від виду модифікуючи добавок. In *Konferencja międzynarodowa "Naukowy i innowacyjny potencjał prezentacji"*.

31. Mykhailo, H., Ihnatieva, V., & Denys, B. (2024). Influence of mass distribution on natural vibrations of a reinforced concrete building frame..

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.