

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 пожежно-рятувального депо

Виконав: студент IV курсу, групи МБ-42
спеціальності _____

192 “Будівництво та цивільна інженерія”

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис) Жеребний М. Р.
(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) Качка О. І.
(прізвище та ініціали)

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри

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

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр
(назва освітнього ступеня)
за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)
студенту Жеребний Максим Русланович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект пожежно-рятувального депо

Керівник роботи Баран Денис Ярославович, кандидат технічних наук, доцент кафедри БМ
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

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

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

Об'єкт проектування - пожежно-рятувальне депо у с. Богучани на 6 машино-місць, у складі блоку пожежної техніки та адміністративно-побутової частини.

Вихідні умови - металева каркасна будівля з рамно-зв'язковою схемою; сендвіч-панельні зовнішні стіни й покриття; монолітні перекриття на незнімній опалубці; стовпчастий і пальовий варіанти фундаментів.

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

Розробити архітектурно-планувальні та технологічні рішення пожежно-рятувального депо на 6 машино-місць.

Обґрунтувати функціональне зонування блоку пожежної техніки, пункту зв'язку, адміністративних, побутових, навчальних і допоміжних приміщень.

Прийняти конструктивні рішення металевого рамно-зв'язкового каркаса, перекриттів, покриття, сходів, спускових стовпів та огорожувальних конструкцій.

Виконати теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій, описати інженерне обладнання і технологічні рішення будівлі.

Розрахувати балку настилу, ригель перекриття, вузли з'єднань та основні елементи металевого каркаса.

Запроектувати і порівняти фундаменти мілкового закладення та пальовий фундамент за інженерно-геологічними умовами.

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

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)

Жеребний М.Р.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Баран Д.Я.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	9
1.1 Загальні дані.....	9
1.2 Природно-кліматична характеристика району будівництва	9
1.3 Об'ємно-планувальне рішення	9
1.4 Опис композиційних прийомів, що використовуються при оформленні фасадів будівлі.....	11
1.5 Опис рішень щодо оздоблення приміщень	11
1.6 Конструктивні рішення	12
1.7 Відомості про інженерне обладнання, мережі інженерно-технічного забезпечення	13
1.8 Технологічні рішення	14
1.9 Теплотехнічний розрахунок стіни для приміщення пункту зв'язку.....	15
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	17
2.1 Компонування конструктивної схеми каркаса.....	17
2.1.1 Конструктивне рішення каркаса.....	17
2.1.2 Основні параметри каркаса	18
2.1.3 Розрахунок балки настилу Б7	18
2.1.4 Розрахунок ригеля перекриття Б1	22
2.1.5 Розрахунок і конструювання сполучень	26
2.2 Розрахунок і проектування фундаментів.....	29
2.2.1 Вихідні дані.....	29
2.2.2 Проектування стовпчастого фундаменту	33
2.2.3 Проектування пальового фундаменту із забивних паль	44

2.2.4 Техніко-економічне порівняння фундаментів.....	54
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	55
4.1 Загальні положення.....	55
4.2 Вимоги безпеки до облаштування та утримання будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць	55
4.3 Вимоги безпеки при складуванні матеріалів і конструкцій	57
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	59
БІБЛІОГРАФІЯ.....	62

ВСТУП

Оперативність пожежно-рятувальних підрозділів значною мірою залежить від правильно організованого приміщення для розміщення техніки, чергових змін, пункту зв'язку та допоміжних служб. Будівля пожежно-рятувального депо повинна забезпечувати швидкий виїзд автомобілів за сигналом тривоги, безпечне переміщення особового складу, можливість технічного обслуговування пожежної техніки, належні умови для чергування, навчання, відпочинку та побутового забезпечення працівників.

Актуальність кваліфікаційної роботи полягає у розробленні проєкту пожежно-рятувального депо, у якому функціональні, архітектурно-планувальні та конструктивні рішення підпорядковані основному завданню — забезпеченню готовності підрозділу до оперативного реагування. Для такого об'єкта важливими є раціональне зонування приміщень, зручне розміщення пожежної техніки, наявність надійних шляхів евакуації, безпечні вертикальні зв'язки між поверхами, достатня несуча здатність металевого каркаса та обґрунтований вибір фундаментної системи.

Об'єктом проєктування є пожежно-рятувальне депо на 6 машиномісць. Будівля складається з двох функціонально пов'язаних частин: блоку для розміщення пожежної техніки та адміністративно-побутового корпусу. У приміщенні для пожежних автомобілів передбачено місця стоянки техніки, майстерні, пост чергового спостереження, пункт миття коліс, санітарно-побутові та допоміжні приміщення.

Адміністративна частина призначена для розміщення пункту зв'язку, кабінетів персоналу, приміщень керівного складу, їдальні, навчальних, побутових і технічних приміщень. На верхніх поверхах передбачено приміщення для відпочинку та навчання чергової зміни, спортивний зал і зал зборів. Вертикальне сполучення забезпечується сходовими клітками, а для скорочення часу спуску особового складу до приміщення пожежної техніки передбачено металеві спускові стовпи.

Планувальна структура депо сформована з урахуванням розділення технологічних потоків. Рух пожежних автомобілів, чергового персоналу, відвідувачів та обслуговуючих служб організовано таким чином, щоб не створювати перешкод для оперативного виїзду техніки. Приміщення пожежної техніки оснащуються воротами з пристроями, що запобігають самовільному закриванню, а також системами відведення вихлопних газів. Пункт миття автомобілів розташований в окремому боксі.

Конструктивна схема будівлі прийнята каркасною, рамно-зв'язковою. Основними несучими елементами є сталеві колони, балки покриття, ригелі перекриттів, балки настилу, прогони, вертикальні зв'язки та монолітні залізобетонні перекриття по профільованому настилу. Просторова жорсткість споруди забезпечується спільною роботою поперечних рам, вертикальних зв'язків і жорстких дисків перекриттів. Зовнішні стіни та покриття передбачено із сендвіч-панелей, що дає змогу забезпечити необхідні теплозахисні характеристики та скоротити масу огорожувальних конструкцій.

Важливою частиною проєкту є розрахункове обґрунтування металевих елементів каркаса. У роботі виконано перевірку балки настилу та ригеля перекриття, визначено розрахункові навантаження, перевірено міцність, жорсткість і стійкість прийнятих двотаврових профілів, а також опрацьовано конструктивні рішення вузлів їх з'єднання. Для фундаментів розглянуто два варіанти: стовпчастий фундамент мілкового закладення та пальовий фундамент із забивних паль, після чого проведено їх техніко-економічне порівняння.

Метою кваліфікаційної роботи є розроблення архітектурно-будівельних, розрахунково-конструктивних і фундаментних рішень пожежно-рятувального депо з урахуванням особливостей оперативної роботи підрозділу, вимог пожежної безпеки, надійності металевих каркасів, умов ґрунтової основи та безпечної експлуатації будівлі.

Для досягнення поставленої мети у роботі вирішено такі завдання:

- проаналізовано функціональне призначення пожежно-рятувального депо та визначено склад основних, адміністративних, побутових, навчальних і технічних приміщень.
- розроблено об'ємно-планувальні рішення будівлі з окремими блоками для пожежної техніки та адміністративно-побутового обслуговування.
- передбачено рішення, що забезпечують оперативне переміщення чергової зміни, безпечний виїзд пожежних автомобілів і зручність експлуатації приміщень.
- прийнято каркасну рамно-зв'язкову конструктивну схему зі сталевими колонами, балками, ригелями, зв'язками та монолітними перекриттями по профільованому настилу.
- розглянуто рішення щодо зовнішніх огорожувальних конструкцій, покриття, внутрішнього оздоблення, природного освітлення, опалення, вентиляції, водопостачання, каналізації та аварійного освітлення.
- виконано теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни приміщення пункту зв'язку та визначено необхідну товщину утеплювача.
- проведено збір постійних і тимчасових навантажень на балку настилу та ригель перекриття.
- виконано перевірку міцності, жорсткості та стійкості балки настилу, а також розрахунок ригеля перекриття із застосуванням програмного комплексу scad.
- розроблено вузли приєднання ригеля до колони та балки настилу до ригеля з перевіркою болтових і зварних з'єднань.
- проаналізовано інженерно-геологічні умови майданчика, виконано розрахунок стовпчастого фундаменту та пальового фундаменту із забивних паль.
- проведено техніко-економічне порівняння фундаментних варіантів і розглянуто заходи з безпеки життєдіяльності та охорони праці під час виконання будівельних робіт.

Вихідними даними для проєктування є функціональне призначення об'єкта як пожежно-рятувального депо на 6 машиномісць, поділ будівлі на адміністративну

та технічну частини, застосування сталевих каркасів, монолітних залізобетонних перекриттів по профільованому настилу, стінових і покрівельних сендвіч-панелей, а також необхідність вибору раціонального фундаментного рішення.

Методи виконання роботи включають аналіз архітектурно-планувальних та функціональних вимог, збір навантажень, перевірку металевих балок і ригелів за граничними станами, розрахунок вузлових з'єднань, оцінку інженерно-геологічних умов, проектування фундаментів і техніко-економічне порівняння їх варіантів.

Практичне значення роботи полягає у розробленні проєктного рішення пожежно-рятувального депо, яке забезпечує функціональне розміщення пожежної техніки та персоналу, зручну організацію чергування, належну готовність до оперативного виїзду, надійну роботу сталевих каркасів та обґрунтований вибір фундаментів.

Ключові слова: ПОЖЕЖНО-РЯТУВАЛЬНЕ ДЕПО, МЕТАЛЕВИЙ КАРКАС, СЕНДВІЧ-ПАНЕЛІ, СТОВПЧАСТИЙ ФУНДАМЕНТ, ПАЛІ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Загальні дані

Підставою для розробки проєктної документації є триповерхова адміністративна будівля — пожежне депо лісопромислового комплексу на 6 машиномісць у с. Дружба.

1.2 Природно-кліматична характеристика району будівництва

Місце будівництва — с. Дружба.

Будівельний кліматичний район — ІБ.

Температура найхолоднішої п'ятиденки (забезпеченістю 0,98) — мінус 29°C

Абсолютна мінімальна температура повітря — мінус 24°C .

Середня температура опалювального періоду — мінус 10,8°C .

Тривалість опалювального періоду — 145 днів.

Вологість — суха.

Сніговий район — V.

Вітровий район — I.

1.3 Об'ємно-планувальне рішення

Будівля пожежного депо має складну форму в плані з розмірами 30 × 63,45 м і розташована в осях 1 — 12 та А-К. Обидві частини будівлі мають прямокутну витягнуту форму, розташовану перпендикулярно одна до одної.

У складі будівлі 2 блок-секції: права секція — приміщення пожежної техніки; ліва секція — адміністративна частина.

Перший поверх приміщення пожежної техніки складається з місць стоянок для 6 машин, двох майстерень з технологічного забезпечення, чергового поста спостереження, пункту миття коліс, санвузла та інших підсобних приміщень (експлікація приміщень наведена на аркуші 1 графічної частини).

Перший поверх адміністративного корпусу — пункту зв'язку частини — складається з кабінетів обслуговуючого персоналу, канцелярії, кабінету начальника частини, кабінету заступника начальника, їдальні на 32 особи, чергового поста спостереження, теплового пункту, електрощитової та інших підсобних приміщень.

Другий і третій поверхи складаються з приміщень для відпочинку, навчання та приміщення чергової зміни.

Поверхи між собою з'єднують 2 сходові клітки типу Л1 та отвори з металевими стовпами для швидкого спуску на перший поверх. Також із зовнішнього боку вздовж стіни запроектовано вертикальні сходи типу П1.

Ширина маршів та майданчиків передбачена 1,35 м.

Нахил маршів сходів прийнято не більше 1:2, висота сходинки 15 см, ширина проступи 30 см.

Висота поверхів пункту зв'язку частини становить 3,3 м, а висота приміщення для пожежної техніки — 6,76 м.

За позначку 0,000 прийнято позначку чистої підлоги першого поверху.

У будівлі є 3 вхідні групи: головний вхід до адміністративної будівлі, вхід до неї з торцевої частини та вхід до блоку забезпечення приміщення для пожежної техніки.

Як огорожувальні конструкції використовуються стінові та покрівельні сендвіч-панелі товщиною 200 і 250 мм відповідно.

Техніко-економічні показники наведено в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 — Техніко-економічні показники об'єкта

Найменування показників	Одиниця вимірювання	Пожежне депо	Ліве крило	Праве крило
Кількість поверхів	поверх	3	3	1
Площа забудови	м ²	1261	481,4	779,6
Загальна площа	м ²	2236	1384	851,7
Обсяг будівництва	м ³	11715	5335,7	6379,4

1.4 Опис композиційних прийомів, що використовуються при оформленні фасадів будівлі

Зовнішнє оздоблення будівлі запроєктовано із застосуванням стінових та покрівельних сендвіч-панелей пофарбованих на стадії виробництва. Основний колір фасаду — транспортний червоний (RAL 3020), допоміжні — сигнальний білий (RAL 9003) та графітовий сірий (RAL 7024).

1.5 Опис рішень щодо оздоблення приміщень

Внутрішнє оздоблення приміщень виконано відповідно до їхнього функціонального призначення. Звіт про оздоблення приміщень наведено в таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 — Перелік оздоблення приміщень

Найменування приміщення	Вид оздоблення елементів інтер'єру					
	Стеля	Площа	Стіни та перегородки	Площа	Колони	Площа
Тамбур, вестибюль, гардероб, комора для сухих продуктів, VIP-зал для прийому їжі на 24 місця	З гіпсокартону, фарбування ВД-ВА224	275,69	З СМЛ, фарбування ВД-ВА-224 у 2 шари	2121,71	-	-
Коридор, тамбур, робочий кабінет, їдальня, чоловіча гардеробна на 8 осіб, жіноча гардеробна на 24 особи			За ГКЛ, фарбування ВД-ВА-224 у 2 шари	2604,73	-	-

1.6 Конструктивні рішення

За відносну відмітку 0,000 прийнято відмітку рівня чистої підлоги першого поверху.

Проект розроблено для таких кліматичних умов:

- будівельно-кліматична зона — ІБ;
- температура найхолоднішої п'ятиденки — міну 29°C ;
- сейсмічність району — 5 балів;
- зона вологості — суха;
- снігове навантаження — 120кг/м^2 ;
- швидкісний напір вітру — 23 кгс/м^2 ;

Конструктивна система будівлі — металева каркасна будівля.

Конструктивна схема — каркасна.

Металевий каркас складається з прокатних профілів — двотаврових балок з паралельними гранями полиць.

Колони — двотавровий переріз: К1 — 25К1 (С345-1), К2 — 25К1 (С345-1), К3 — 25К1 (С345-1).

Балки — двотаврового перерізу: Б1 — 40Ш2 (С345-3), Б2 — 60Б2 (С345-3), Б3 — 40Б1 (С345-3), Б4 — 40Б1 (С345-3), Б5 — 20Б1 (С345-3), Б6 — 30Б1 (С345-3), Б7 — 20Б2 (С345-3), Б8 — 30Б1 (С345-3).

Фундамент каркаса будівлі виконано як фундамент мілкового закладення (стовпчастий).

По периметру будівлі передбачено відмостку шириною 1 м і висотою 0,2 м.

Перекриття — монолітні залізобетонні на незнімній опалубці, товщиною 150 мм.

Дах — скатний, з нахилом 7° . На даху передбачено перехідний місток.

Покрівля — із сендвіч-панелей товщиною 250 мм. Відведення дощової та талої води з покрівлі передбачено за допомогою зовнішнього організованого водостоку.

Сходи — металеві, з металевих напрямних.

Прорізи з 3-го на 1-й поверх заповнені металевими спускними стовпами діаметром 200 мм. Прорізи розміром $1,2 \times 1,2$ розташовані по осі 4.

Зовнішні стіни виконані з гіпсокартонних листів товщиною 10 мм, мінераловатного утеплювача товщиною 50 мм та сендвіч-панелей товщиною 200 мм.

Внутрішні перегородки виконані з гіпсокартонних листів товщиною 120–150 мм, гіпсокартонних листів вологостійких товщиною 120 – 150 мм.

Зовнішні вікна — двокамерні та однокамерні склопакети в ПВХ-рамках.

Зовнішні двері — ПВХ.

Ворота — зовнішні секційні .

Двері обладнані блокувальними пристроями, що запобігають самовільному відкриванню.

Звіт про заповнення віконних прорізів наведено в табл. 1.3, звіт про заповнення дверних прорізів — у табл. 1.4, експлікація підлог на відмітці 0,000, +3,300, +3,600, +6,600

1.7 Відомості про інженерне обладнання, мережі інженерно-технічного забезпечення

Будівля пожежного депо обладнана каналізацією, холодним і гарячим водопостачанням, центральним опаленням, вентиляцією, автоматичними та слабкострумовими пристроями (радіофікація, годинникова система, телефонізація) відповідно до чинних норм і правил.

Система каналізації приміщення для миття автомобілів підключається до зовнішніх мереж через піско-нафтоуловлювач.

Розрахункова температура повітря у приміщенні пожежної техніки становить $+16^{\circ}\text{C}$. У приміщеннях пожежної техніки, мийки та пункту технічного обслуговування автомобілів передбачена водяна система опалення.

Ворота приміщень пожежної техніки обладнані повітряно-тепловими завісами з ручним запуском.

У приміщенні пожежної техніки передбачено розміщення внутрішнього пожежного крана. Повітряний обмін у приміщеннях пожежної техніки, мийки та пункту технічного обслуговування автомобілів здійснюється за принципом «зверху вгору». Будівля обладнується охоронно-пожежною сигналізацією та адміністративно-управлінським зв'язком. Приміщення пункту зв'язку, пожежної техніки, чергової зміни та коридори, що їх з'єднують, обладнуються аварійним освітленням від акумуляторних батарей та незалежного стаціонарного джерела живлення.

Будівля пожежного депо обладнується мережею телефонного зв'язку та спеціальними лініями «101», а приміщення пожежної техніки та чергової зміни — установками тривожної сигналізації. Санітарні вузли передбачені на кожному поверсі.

1.8 Технологічні рішення

Технічні рішення, прийняті в робочих кресленнях, відповідають вимогам екологічних, санітарно-технічних, протипожежних та інших норм, що забезпечують безпечну для життя і здоров'я людей експлуатацію об'єкта за умови дотримання заходів, передбачених робочими кресленнями.

Ширина коридорів на шляхах руху особового складу чергової зміни за тривогою передбачена не менше 1,4 м. Відкривання всіх дверей передбачається у напрямку руху до місць розташування спускових стовпів у приміщення пожежної техніки. Кожні ворота у приміщенні пожежної техніки обладнані ручними та автоматичними засовами, а також фіксаторами, що запобігають самовільному їхньому закриттю.

Габарити стоянки автомобілів позначаються білими смугами шириною 0,1м, що передбачають упори для задніх коліс автомобілів. У приміщенні для пожежної техніки передбачені газовідводи від вихлопних труб для видалення газів від працюючих двигунів автомобілів. Пункт миття передбачається в окремому боксі.

Поруч із приміщенням для пожежної техніки розміщується пункт зв'язку, де передбачено природне освітлення. У перегородці, що їх розділяє, передбачено

вікно розмірами $1,5 \times 1,2$ на відстані 0,6 м від підлоги, обладнане для передачі повідомлень. Оскільки чергова зміна розміщується на 2-му поверсі, передбачені отвори розміром $1,2 \times 1,2$ м з металевими стовпами діаметром 200 мм для спуску пожежної техніки в приміщення.

Передбачено 5 спускових стовпів із розрахунку по 7 осіб на кожен стовп.

Над отворами влаштовуються кабінки з двостулковими дверима, що відкриваються всередину, які обладнуються блокувальними пристроями від самовільного відкривання. Навчальний клас та кабінет начальника чергової зміни розміщені поруч із приміщеннями чергових змін.

На 3-му поверсі розміщено спортзал та зал зборів на 90 осіб.

1.9 Теплотехнічний розрахунок стіни для приміщення пункту зв'язку

З метою виявлення економії палива під час експлуатації будівель та спрощення розрахунків під час проєктування визначаються значення градусо-добок опалювального періоду при середній добовій температурі повітря, що дорівнює або є меншою за 8°C .

Градусо-добы опалювального періоду ГСОП ($^{\circ}\text{C}$ доб.) розраховуються за такою формулою

$$D = (t_{\text{int}} - t_{\text{ht}}) \cdot z_{\text{ht}} = (21 - (-10,8)) \cdot 245 = 7791^{\circ}\text{C}, \quad (1.1)$$

Де $t_{\text{int}} = 21, t_{\text{ht}} = -10,8, z_{\text{ht}} = 185$.

2) Розраховуємо норму теплового захисту

$$R_0^{\text{Tp}} = a \cdot D + b = 0,0003 \cdot 7791 + 1,2 = 3,54 \frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}} \quad (1.2)$$

де $a = 0,0003, b = 1,2$.

3) Визначаємо товщину утеплювача

$$\delta(x) = R_0^{\text{нТр}} - \left(\sum R_i \right) = \left(R_0^{\text{Тр}} - \left(\frac{1}{\alpha_b} + \frac{\delta_{\text{ПСМ}}}{\lambda_{\text{ПСМ}}} + \frac{\delta_{\text{ГКЛ}}}{\lambda_{\text{ГКЛ}}} + \frac{1}{\alpha_{\text{Н}}} \right) \right) * \lambda_{\text{ут}} \quad (1.3)$$

де $\alpha_b = 8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^{\circ}\text{С}}$ та $\alpha_{\text{Н}} = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^{\circ}\text{С}}$ — коефіцієнти тепловіддачі; $\delta_{\text{ПСМ}}, \delta_{\text{ГКЛ}}$ - товщини шарів, м;

$\lambda_{\text{ПСМ}}, \lambda_{\text{ГКЛ}}, \lambda_{\text{ут}}$ — коефіцієнти теплопровідності сендвіч-панелі, гіпсокартонного листа та утеплювача відповідно, Вт/(м[°]С) .

$$\delta(x) = R_0^{\text{нТр}} - \left(\sum R_i \right) = \left(3,54 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,2}{0,091} + \frac{0,01}{5,1} + \frac{1}{23} \right) \right) \cdot 0,034 = 0,040 \text{ м}$$

Отже, приймаємо товщину утеплювача $\delta = 0,05$ м.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Компонування конструктивної схеми каркаса

2.1.1 Конструктивне рішення каркаса

Конструктивна схема будівлі, що об'єднує несучі конструкції в єдину самостійну систему (каркас), є каркасною. За способом сприйняття горизонтальних навантажень схема каркаса є рамно-зв'язковою.

Будівля 2-секційна, 3-поверхова. Каркас будівлі складається з колон суцільного перерізу, балок покриття та балок перекриття. Крок поперечних рам дорівнює 3 табм.

Опора колон каркаса передбачається на монолітному залізобетонному стовпчастому фундаменті.

З'єднання балок покрівлі та перекриття з колонами — шарнірне, колон з фундаментом — жорстке.

Перекриття залізобетонне на металевих балках із незнімною опалубкою з профільованого листа. Конструкції покрівлі виконані на балках покриття.

Поперечна жорсткість каркаса забезпечується поперечною рамою, а поздовжня жорсткість — вертикальними зв'язками. Горизонтальна діафрагма жорсткості влаштовується біля торців у крайніх двох кроках. На цих ділянках настил кріпиться з кроком 300 мм до прогонів у кожній хвилі, між собою настил з'єднаний.

Конструкції каркаса запроєктовані зі сталі С345, за винятком тяжів, зв'язків та елементів сходів. Для них обрано сталь Ст5пс1 та С245. Колони та балки запроєктовані з прокатних двотаврових профілів з паралельними гранями полиць (колони — І 25К1, балки настилу — І 25Б2, ригелі: Б1 — І 40Ш2, Б3, Б4 — І 40Б1, Б7 — І 25Б2, балки покриття: Б2 — І 60Б2, Б6, Б8 — І 30Б1), прогони з прокатних швелерів—[20П, стійки та зв'язки зі зварного квадратного профілю (СТ1, СГ1 — ГН. □ 120х5, СТ2, СК1 — ГН. □ 140 × 5). Розміри поперечного перерізу елементів наведено у відомості елементів (див. аркуш 3 графічної частини).

Усі заводські з'єднання — зварні, монтажні — болтові та зварні.

2.1.2 Основні параметри каркаса

Відмітка низу покриття змінна і становить: в осях 1 – 4, А – К – +10,785 м; в осях 4"-12, Б-Е - +7,770 м, відмітка верху покриття: в осях 1-4, А-К - +11,540 м, в осях 4"-12, Б-Е - +8,830 м.

Відмітка чистої підлоги в осях 1 – 4 , А-К: першого поверху +0,050 м, другого поверху +3,350 м , третього поверху +6,650 м ; в осях 4"-11, Б-Е: першого поверху 0,000; в осях 11-12, Б-Е: першого поверху +0,050 м , другого поверху +3,650 м.

Довжини колон з урахуванням заглиблення основи колони (200 мм) становлять: в осях 1,4, А – КН₁ = 10,28 м; в осях 2 – 3, А – КН₂ = 11,08 м; в осях 4"-12, Б-ЕН₃ = 7,52 м.

Розміри будівлі в осях 1 – 12 – 63,45 м, в осях А-К — 30 м. Проліт будівлі в осях: 1-2, 3-4, 4"-12, Б-І — 6 м; 2-3, А-Б, І-К — 3 м; Б-Г, Г-Е — 7,5 м.

Балки настилу розташовані з кроком 1,5 м у осях 1 – 4 , А-К; 11-12, Б-Е. Прогони розташовані зі змінним кроком від 0,3 до 1,5 м по осях 1 – 4 , А-К; 4"-12, А-Е.

Прив'язка крайніх і середніх колон до осей будівлі — центральна.

2.1.3 Розрахунок балки настилу Б7

Балки настилу — прокатні, з двотаврових профілів, тип Б, 1-го класу;

- проліт $l_{\text{бн}} = 6,0 \text{ м}$;
- статична схема балки — однопролітна шарнірно-оперта;
- коефіцієнт умов експлуатації $\gamma_c = 1[2]$;
- коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n = 1[2]$;
- матеріал балки — сталь С345-3, розрахункова температура району будівництва $t = -21 \text{ }^\circ\text{C}$;

– розрахункові характеристики сталі [2]: $R_y = 320 \text{ Н/мм}^2$ при товщині прокату від 0 до 20 мм включно, $R_{un} = 470 \text{ Н/мм}^2$, $R_s = 0,58 \cdot 320 = \frac{185,6 \text{ Н}}{\text{мм}^2}$, $R_p = 459 \text{ Н/мм}^2$.

Вертикальний граничний прогин балки $f_u = l_{6H}/200[2]$.

Навантаження, що діють на балку настилу

Таблиця 2.1 — Сума навантажень на балку настилу Б7

Елементи перекриття	Нормативне навантаження, кН/м ²	γ_{fi}	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне навантаження			
Лінолеум (4,72кг/м ² , t = 4мм)	0,046	1,2	0,055
Каучукова мастика кН-2 (0,8кг/м ² , t = 0,8мм)	0,01	1,3	0,013
Стяжка з ЦПР М150 (1800кг/м ³ , t = 45мм)	0,79	1,3	1,03
Монолітне перекриття (2400кг/м ³ , t = 150мм)	3,53	1,3	4,59
Профільований лист настилу Н75-750-0,7	0,097	1,05	0,1
Разом:			
Тимчасове навантаження			
Рівномірно розподілене навантаження	2,0	1,2	2,4
Разом:	6,47		8,19

Нормативне навантаження на 1 пог. м балки

$$q_{n,6H} = (q_{no} + q_{n1}) \cdot a + q_{n,6H}^{CB} \quad (2.1)$$

$$q_{n,6H} = (2 + 4,47) \cdot 1,5 + 29,6 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} = 10 \text{ кН/м},$$

де $q_{no} = 2 \text{ кН/м}^2$ — нормативне навантаження на балкову клітку [2];

$q_{n1} = 0,046 + 0,01 + 0,79 + 3,53 + 0,097 = 4,47 \text{ кН/м}^2$ - навантаження на балкову клітку від ваги конструкцій перекриття (див. табл. 1.1);

$a = 1,5 \text{ м}$ - крок балок настилу перекриття,

$m_{6H} = 29,6 \text{ кг/м}$ — маса 1 пог.м балки настилу (для балки настилу прийнято І 25).

Розрахункове погонне навантаження на балку

$$q_{6H} = (q_{no} \cdot \gamma_{f1} + q_{n2}) \cdot a + q_{n,6H}^{BB} \cdot \gamma_{f2} \quad (2.2)$$

$$q_{6H} = (2 \cdot 1,2 + 5,79) \cdot 1,5 + 29,6 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,05 = 12,59 \text{ кН/м},$$

де $q_{n2} = 0,055 + 0,013 + 1,03 + 4,59 + 0,1 = 5,79 \text{ кН/м}^2$ — розрахункове навантаження на балкову клітку від ваги конструкцій перекриття ;

$\gamma_{f1} = 1,2, \gamma_{f2} = 1,05$ - коефіцієнти надійності за навантаженням відповідно для тимчасового навантаження та для навантаження від власної ваги конструкцій перекриття [2].

Перевіримо прийнятий у проєкті-аналозі двотавр І 25 Б2.

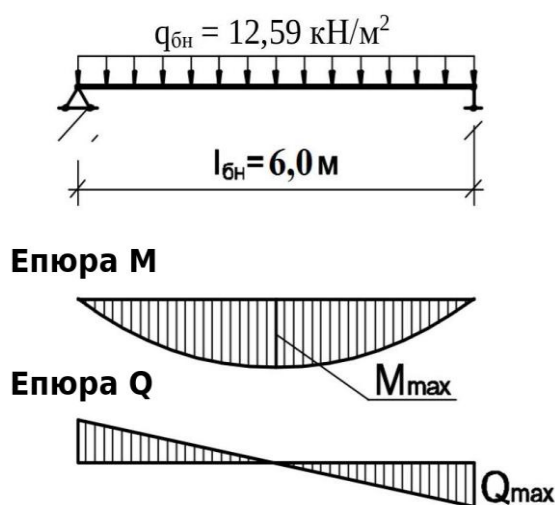


Рисунок 2.1 — Розрахункова схема балки настилу

$$M_{\max} = \frac{q_{6H} \cdot l_{6H}^2}{8} \quad (2.3)$$

$$M_{\max} = \frac{12,59 \cdot 6,0^2}{8} = 56,65 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{\max} = \frac{q_{6H} \cdot l_{6H}}{2} \quad (2.4)$$

$$Q_{\max} = \frac{12,59 \cdot 6,0}{2} = 37,77 \text{ кН.}$$

$$W_{req} = \frac{M_{\max}}{(R_y \cdot \gamma_c)} \quad (2.5)$$

$$W_{req} = 56,65 \cdot 10^2 / (320 \cdot 10^{-1} \cdot 1) = 177,03 \text{ см}^3.$$

Геометричні характеристики І 25 Б2 :

$$W_{xn} = 324,2 \text{ см}^3; I_x = 4052 \text{ см}^4; S_x = 182,9 \text{ см}^3;$$

$$h = 250 \text{ мм}; b_f = 125 \text{ мм}; t_f = 9 \text{ мм}; t_w = 6 \text{ мм}; m_{6H} = 29,6 \text{ кг/м.}$$

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

Міцність балки настилу Б7 перевіряємо в середині її прольоту ($M = M_{\max}$) та на опорі ($Q = Q_{\max}$)

$$\frac{M_{\max}}{W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{56,65 \cdot 10^2}{324,2 \cdot 320 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,55 < 1.$$

$$\frac{Q_{\max} \cdot S_x}{I_x \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} = \frac{37,77 \cdot 182,9}{4052 \cdot 0,6 \cdot 185,6 \cdot 10^{-1} \cdot 1} = 0,15 < 1.$$

Епюри напружень у балці настилу показано на рисунку 2.2.

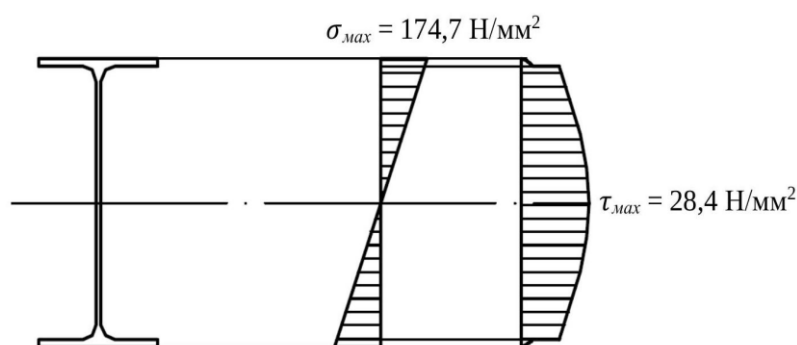


Рисунок 2.2 — Епюри напружень у балці настилу

Вибрана двотавра І 25 Б2 задовольняє умові міцності.

У нашому прикладі загальна стійкість балки забезпечується суцільним жорстким настилом, що безперервно спирається на її стиснутий пояс і з'єднаний з ним за допомогою зварювання [2].

Втрата стійкості будь-яким елементом балки залежить від співвідношення його розмірів. Якщо співвідношення розмірів перевищує певну величину, то елемент втрачає стійкість. Місцева стійкість елементів прокатних балок не перевіряється, оскільки вона забезпечується співвідношенням їх розмірів, визначених з урахуванням стійкості роботи при різних напружених станах.

Перевірка деформативності (жорсткості) балки належить до другої групи граничних станів і спрямована на запобігання умовам, що ускладнюють їхню нормальну експлуатацію.

Для балки настилу

$$f_{\max} = \frac{M_{n,\max} \cdot l_{\text{бН}}^2}{10 \cdot EI_x} \quad (2.6)$$

$$f_{\max} = \frac{56,65 \cdot 10^2 \cdot 6,0^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 2,06 \cdot 10^5 \cdot 10^{-1} \cdot 4052} = 2,44 \text{ см} < f_u = \frac{l_{\text{бН}}}{200} = 6,0 \cdot \frac{10^2}{200} = 3 \text{ см}.$$

Отже, жорсткість балки забезпечена.

2.1.4 Розрахунок ригеля перекриття Б1

Ригель перекриття — прокатний, із двотаврових профілів, тип Ш, 1;

- проліт ригеля $l = 6 \text{ м}$;
- статична схема — однопролітна шарнірно оперта;
- коефіцієнт умов експлуатації $\gamma_c = 1$ [2];
- матеріал балки — сталь С345-3, оскільки група конструкцій 2, розрахункова температура району будівництва $t = -51^\circ \text{C}$; показники ударної в'язкості та хімічного складу [2];

– розрахункові характеристики сталі [4]: $R_y = 320 \text{ Н/мм}^2$ при товщині прокату від 2 до 20 мм включно; $R_{un} = 470 \text{ Н/мм}^2$; $R_s = 0,58 \cdot 320 = 186 \text{ Н/мм}^2$; $R_p = 459 \text{ Н/мм}^2$.

Вертикальний граничний прогин ригеля $f_u = l_{\sigma H} / 200$ [21].

Навантаження, що діють на ригель перекриття

Таблиця 2.2 — Сума навантажень на ригель Б1

Елементи перекриття	Нормативне навантаження, кН/м ²	γ_{fi}	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне навантаження			
Лінолеум (4,72 кг/м ² , t = 4 мм)	0,046	1,2	0,055
Каучукова мастика кН-2 (0,8 кг/м ² , t = 0,8 мм)	0,01	1,3	0,013
Стяжка з ЦПР М150 (1800 кг/м ³ , t = 45 мм)	0,79	1,3	1,03
Монолітне перекриття (2400 кг/м ³ , t = 150 мм)	3,53	1,3	4,59
Профільований лист настилу Н75-750-0,7	0,097	1,05	0,1
Разом:	4,47		5,79
Тимчасове навантаження			
Рівномірно розподілене навантаження	2,0	1,2	2,4
Разом:	6,47		8,19

Нормативне навантаження на 1 пог. м ригеля

$$q_{n,r} = (q_{no} + q_{n1} + q_{n2}) \cdot l_{6H} + q_{n,r}^{BB} \quad (2.7)$$

$$q_{n,r} = (2 + 4,47 + 0,24) \cdot 6 + 0,8 = 41,06 \text{ кН/м},$$

де $q_{no} = 2 \text{ кН/м}^2$ — нормативне навантаження на балкову клітку [21];

$q_{n1} = 0,046 + 0,01 + 0,79 + 3,53 + 0,097 = 4,47 \text{ кН/м}^2$ - навантаження на балкову клітку від ваги конструкцій перекриття (див. табл. 2.2);

$$q_{n2} = \frac{(m_{\text{бн}} \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot l_{\text{бн}} \cdot n_{\text{бн}})}{(l_{\text{бн}} \cdot l_r)} \quad (2.8)$$

$$q_{n2} = (29,6 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 6 \cdot 5) / (6 \cdot 6) = 0,24 \text{ кН/м}^2$$

$$q_{n,r}^{\text{CB}} = 0,8 \text{ кН/м} - 2\% \text{ у від навантаження на головну балку};$$

$$l_{\text{бн}} = 6 \text{ м} - \text{довжина балок настилу перекриття};$$

$$n_{\text{бн}} = 5 \text{ шт} - \text{кількість балок настилу перекриття};$$

$$l_r = 6 \text{ м} - \text{довжина ригеля перекриття};$$

$$m_{\text{бн}} = 29,6 \text{ кг/м} - \text{маса 1 пог. м балки настилу}.$$

Розрахункове погонне навантаження на ригель

$$q_r = (q_{no} \cdot \gamma_{f1} + q_{n3} + q_{n2} \cdot \gamma_{f2}) \cdot l_{\text{бн}} + q_{n,r}^{\text{CB}} \cdot \gamma_{f2} \quad (2.9)$$

$$q_r = (2 \cdot 1,2 + 5,79 + 0,24 \cdot 1,05) \cdot 6 + 0,8 \cdot 1,05 = 51,5 \text{ кН/м},$$

Де $q_{n3} = 0,055 + 0,013 + 1,03 + 4,59 + 0,1 = 5,79 \text{ кН/м}^2$ - розрахункове навантаження на балкову клітку від ваги конструкцій перекриття (див. табл. 2.2);

$\gamma_{f1} = 1,2, \gamma_{f2} = 1,05$ - коефіцієнти надійності за навантаженням відповідно для тимчасового навантаження та для навантаження від власної ваги конструкцій перекриття [21].

Перевіримо прийнятий у проєкті-аналозі двотавр І 40Ш2.

Для визначення розрахункових зусиль у ригелі було використано програмний комплекс SCAD. Було застосовано розподілене постійне та тимчасове навантаження. Розрахункова схема ригеля, а також епюри зусиль наведені на рисунках 2.3 та 2.4 відповідно.

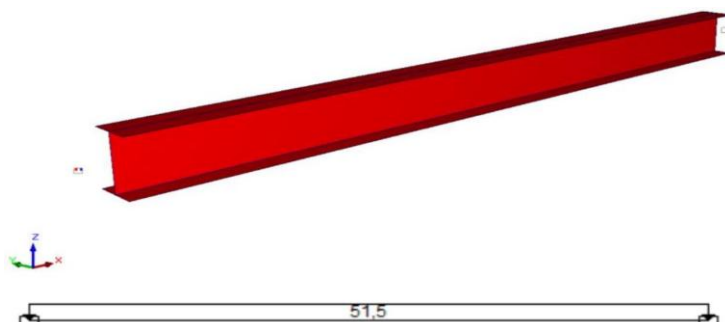


Рисунок 2.3 — Розрахункова схема ригеля

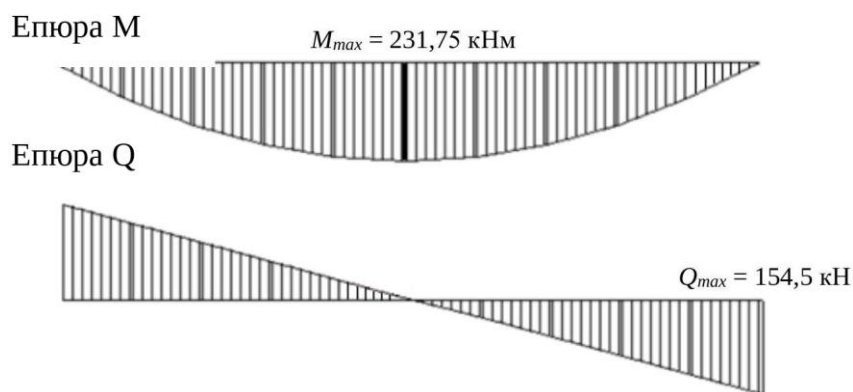
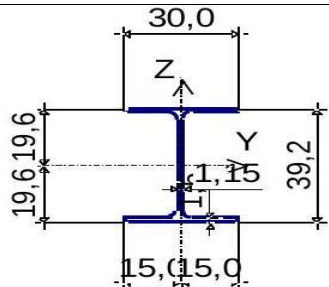


Рисунок 2.4 — Епюри зусиль

Виходячи з отриманих зусиль, за допомогою програмного комплексу SCAD було проведено перевірку обраного перерізу ригеля. Результати перевірки наведено в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 — Перевірка двотавра І 40Ш2

Розрахунковий опір сталі $R_y = 320,0 \text{ Н/мм}^2$ Коефіцієнт умов експлуатації — 1,0 Гранична гнучкість — 400,0 Коефіцієнт розрахункової довжини в площині X1, Y1 — 1,0 Коефіцієнт розрахункової довжини в площині X1, Z1 — 1,0 Довжина елемента — 6,0 м	 Перетин: Двотавр широкополичний 40Ш2
Коефіцієнт	Коефіцієнти використання:
міцність під дією згинального моменту M_y	0,34
міцність під дією поперечної сили Q_z	0,19
міцність при сумісній дії поздовжньої сили та згинальних моментів без урахування пластичності	0,34
стійкість плоскої форми згину	0,37
гранична гнучкість у площині X1, O, Y1	0,21
гранична гнучкість у площині X1, O, Z1	0,09

2.1.5 Розрахунок і конструювання сполучень

На рисунку 2.5 показано конструктивне рішення шарнірного вузла при опорі ригеля перекриття на колону збоку. Опорна реакція ригеля передається з його опорного ребра на столик, приварений до колони, а з нього через зварні шви — на полицю колони. Торець опорного ребра ригеля та верхня кромка столика приварені.

Розрахуємо опорний столик зі сталі С345-1.

Товщина опорної підставки

$$t_t \geq t_l + t_{or} + (5 \div 10) \text{ мм} = 10 + 10 + 10 = 30 \text{ мм}, \quad (2.10)$$

Де $t_l \leq 10$ — товщина монтажної прокладки між полицею колони та опорним ребром;

t_{or} - товщина торцевого опорного ребра.

Ширина опорного столика

$$b_t \geq b_{or} + 40 \text{ мм} = 180 + 40 = 220 \text{ мм}, \quad (2.11)$$

де b_{or} — ширина опорного ребра ригеля;

40 мм — розмір, необхідний для вирівнювання ригеля під час монтажу.

Приймаємо $b_t = 220$ мм.

Довжина столика при $k_f = 7$ мм

$$\sum l_{tw} = \frac{2/3 \cdot R_A}{\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} + 10 \text{ мм} = \frac{2/3 \cdot 154,5}{0,9 \cdot 0,7 \cdot 240 \cdot 10^{-1} \cdot 1} + 1 \text{ см} = 7,81 \text{ см} \quad (2.12)$$

Розрахунок проводимо за металом шва, оскільки $\beta_f \cdot R_{wf} < \beta_z \cdot R_{wz}$ або $0,9 \cdot 240 < 1,05 \cdot 0,45 \cdot 470$. Приймаємо довжину столика $l_t = 8$ см.

Кріплення опорного ребра до полиці колони виконуємо за допомогою болтів звичайної точності (клас точності В) діаметром 20 мм (М20). Діаметр отвору під болти — 23 мм. Розміщуємо болти з урахуванням можливості їх установки та норм

розстановки болтів у болтових з'єднаннях [4]. Розташування болтів у нижній зоні опорного ребра допускає певний поворот опорного перерізу балки, що забезпечує шарнірність вузла.

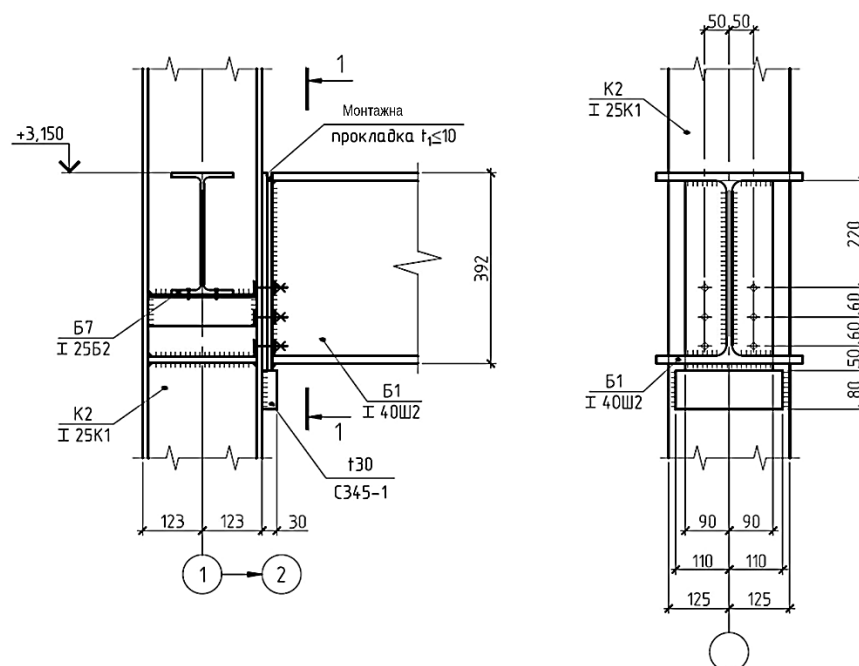


Рисунок 2.5 — Вузол приєднання балки Б1 до колони збоку

Конструкції з'єднання балок між собою можуть бути різними. Один із варіантів з'єднання в одному рівні показано на рисунку 2.6. Для кріплення балки настилу до ребер жорсткості ригеля перекриття використовуємо болти нормальної точності (клас точності В) М20 (С 20 мм), клас міцності 5.6 [23, табл. Г.5]; $R_{bs} = 210 \text{ Н/мм}^2$, $R_{bp} = 620 \text{ Н/мм}^2$ при $R_{un} = 470 \text{ Н/мм}^2$ для елементів зі сталі С345-3 [4].

Розрахункове зусилля, що сприймається одним болтом, при його роботі на зріз

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c = 210 \cdot 10^{-1} \cdot 3,14 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1 = 59,35 \text{ кН}, \quad (2.13)$$

де $\gamma_b = 0,9$ — коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання [4];

$A_b = 3,14 \text{ см}^2$ - розрахункова площа перерізу стрижня болта [4];

$n_s = 1$ - кількість розрахункових зрізів одного болта.

2.2 Розрахунок і проєктування фундаментів

2.2.1 Вихідні дані

Район будівництва: с. Дружба.

Підземні води виявлені на глибині 4 м. Нормативна глибина сезонного промерзання становить 2,5 м. За відносну відмітку 0,000 прийнято відмітку чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці 165,15; відмітка рівня землі—0,150 м. Розрахункова сейсмічність будівлі 5 балів.

Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика:

1. ІГЕ-1 — насипний ґрунт, товщиною 2 м;
2. ІГЕ-2 — пластичний супісок, товщиною 2 м;
3. ІГЕ-3 — твердий супісок, товщиною 2 м;
4. ІГЕ-4 — дрібний пісок середньої щільності, насичений водою, товщиною 3 м;
5. ІГЕ-5 — пісок крупний середньої щільності, насичений водою, товщиною 6 м.

Інженерно-геологічний розріз представлено в графічній частині проєкту (див. аркуш 5). Навантаження на фундамент від колони задано у двох комбінаціях (див. розділ КР):

1. $N_{\max} = 867,4 \text{ кН}; M = 10,1 \text{ кНм}; Q_{\text{від}} = -6,5 \text{ кН};$
2. $N_{\text{від}} = 449,5 \text{ кН}; M_{\max} = 67,1 \text{ кНм}; Q_{\text{від}} = -16,8 \text{ кН}.$

На підставі отриманих вихідних даних розробляються два види фундаментів під металеву колону зовнішнього ряду — фундамент мілкового закладення (стовпчастий) та пальовий (із забивних паль). За результатами техніко-економічного порівняння варіантів здійснюється остаточний вибір фундаменту.

Розрахунок основи стовпчастого фундаменту виконуємо за другою групою граничних станів (за осіданнями), а тіло фундаменту — за першою групою.

Розрахунок пальового фундаменту проводимо за першою групою граничних станів; розрахунок основи — за другою групою граничних станів.

Для якісної оцінки будівельних властивостей ґрунтів проводиться їх класифікація.

Коефіцієнт пористості (відношення об'єму пор до об'єму частинок ґрунту) визначається за формулою:

$$e = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \quad (2.16)$$

де ρ_s — щільність частинок ґрунту;

ρ_d - щільність сухого ґрунту.

Щільність сухого ґрунту:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w}, \frac{\text{Т}}{\text{м}^3} \quad (2.17)$$

.

Ступінь водонасичення:

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} \quad (2.18)$$

де ρ_w — щільність води, $1\text{Т}/\text{м}^3$.

Питома вага ґрунту: $\gamma = 10 \cdot \rho$, $\text{кН}/\text{м}^3$.

Показник текучості пилувато-глинистих ґрунтів:

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} \quad (2.19)$$

Для пісків, що знаходяться нижче рівня підземних вод, вологість w та щільність ρ визначаються:

$$w = \frac{S_r \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} \quad (2.20)$$

$$\rho = \rho_d \cdot (1 + w), \text{Т}/\text{м}^3 \quad (2.21)$$

Питома вага ґрунтів, що знаходяться нижче рівня підземних вод, визначається з урахуванням зважуючої дії води: $\gamma_{sb} = \frac{\rho_s - 1}{1 + e} \cdot 10, \text{кН/м}^3$.

1-й шар: насипний ґрунт

$$\gamma = 10 \cdot 1,69 = 16,9 \text{кН/м}^3.$$

2-й шар: пластичний супісок вище рівня підземних вод

$$\rho_d = \frac{1,99}{1 + 0,29} = 1,54 \text{ Т/м}^3$$

$$e = \frac{2,7 - 1,54}{1,54} = 0,75$$

$$S_r = \frac{0,29 \cdot 2,7}{0,75 \cdot 1} = 1;$$

$$\gamma = 10 \cdot 1,99 = 19,9 \text{кН/м}^3;$$

$$I_L = \frac{0,29 - 0,29}{0,38 - 0,29} = 0, \text{отже, пластичний супісок.}$$

3-й шар: твердий супісок нижче рівня підземних вод

$$w = \frac{1 \cdot 0,75 \cdot 1}{2,7} = 0,28;$$

$$\rho = 1,54 \cdot (1 + 0,28) = \frac{1,97 \text{ Т}}{\text{м}^3};$$

$$\gamma_{sb} = \frac{2,7 - 1}{1 + 0,75} \cdot 10 = 9,71 \text{кН/м}^3;$$

$$I_L = \frac{0,28 - 0,29}{0,38 - 0,29} = -0,11, \text{отже, твердий супісок.}$$

4-й шар: дрібний пісок середньої щільності, насичений водою

$$w = \frac{1 \cdot 0,7 \cdot 1}{2,66} = 0,26;$$

$$\rho_d = \frac{2,66}{1 + 0,7} = \frac{1,56 \text{ Т}}{\text{м}^3};$$

$$\rho = 1,56 \cdot (1 + 0,26) = \frac{1,97 \text{ Т}}{\text{м}^3};$$

$$\gamma_{sb} = \frac{2,66 - 1}{1 + 0,7} \cdot 10 = 9,76 \text{кН/м}^3.$$

5-й шар: крупний пісок середньої щільності, насичений водою

$$w = \frac{1 \cdot 0,6 \cdot 1}{2,66} = 0,23;$$

$$\rho_d = \frac{2,66}{1 + 0,6} = \frac{1,66 \text{ т}}{\text{м}^3};$$

$$\rho = 1,66 \cdot (1 + 0,23) = \frac{2,04 \text{ т}}{\text{м}^3};$$

$$\gamma_{sb} = \frac{2,66-1}{1+0,6} \cdot 10 = 10,38 \text{ кН/м}^3.$$

За значеннями фізичних властивостей ґрунтів визначаємо значення кута внутрішнього тертя φ , питомого зчеплення C , модуля деформації E та розрахункового опору ґрунту R_0 за таблицями методом інтерполяції.

Результати розрахунку заносимо до таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 — Фізико-механічні характеристики ґрунту

№	Повне найменування ґрунту	Товщина шару h , м	Вологість			Щільність, т/м ³			e	S_r	Питом а вага, кН/м ³		I_L	Розрахункові характеристики			
			w	w_p	w_L	ρ	ρ_s	ρ_d			γ	γ_{sb}		C , кПа	φ , град	E , МПа	R_0 , кПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	Сипучий ґрунт	2,0				1,69					16,9						
2	Пластичний супісок	2,0	0,29	0,29	0,38	1,99	2,7	1,54	0,75	1	19,9	-	0	13	24	10	237,5
3	Твердий супісок	2,0	0,28	0,29	0,38	1,97	2,7	1,54	0,75	1	-	9,71	-0,11	13	24	10	237,5
4	Дрібний пісок середньої щільності, насичений водою	3,0	0,26	-	-	1,97	2,66	1,56	0,7	1	-	9,76	-	1	30	23	200
5	Пісок крупний середньої щільності, насичений водою	6,0	0,23	-	-	2,04	2,66	1,66	0,6	1	-	10,38	-	0,5	39	35	500

2.2.2 Проектування стовпчастого фундаменту

Глибину закладення фундаменту визначаємо на основі трьох груп умов:

1. конструктивні;
2. інженерно-геологічні;
3. кліматичні (що враховують глибину промерзання).

Відмітка нижньої частини колон приймається рівною $-0,200$ м. Відмітка верхньої частини фундаменту приймається на $0,1$ м нижче нижньої частини колон (підливка $= 100$ мм) і дорівнює $-0,300$ м, мінімальна товщина плити становить $0,200$ м.

Отже, мінімальна глибина закладення фундаменту дорівнює:

$$d_{\min} = -(0,3 + 0,2) = -0,5 \text{ м.}$$

З огляду на те, що висота фундаменту $h = 0,5 - 0,3 = 0,2$ м повинна бути кратною 300 мм, а рекомендоване значення $h = 1,5$ м, мінімальна глибина закладення, виходячи з конструктивних вимог, приймається рівною:

$$d = 1,5 + 0,3 = 1,8 \text{ м.}$$

Під час аналізу інженерно-геологічних умов будівельного майданчика та характеру навантажень, що діють на обріз фундаменту, обирається несучий шар, який може слугувати природною основою для фундаментів ($R_0 > 150$ кПа). Як несучий шар обираю супісок.

Під впливом кліматичних факторів, властивих даному району будівництва, ґрунти фундаментів здатні змінювати свій об'єм у результаті промерзання та відтавання. Норми вимагають, щоб глибина закладення фундаментів у пучинистих ґрунтах була не меншою за розрахункову глибину сезонного промерзання d_f :

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} \quad (2.22)$$

де k_h — коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруд (для опалюваних будівель із підлогою на ґрунті $k_h = 0,6$);

d_{fn} - нормативна глибина промерзання (для с. Дружба $d_{fn} = 1,5$ м).

$$d_f = 0,6 \cdot 1,5 = 0,9 \text{ м.}$$

Оскільки насипний ґрунт не може слугувати основою, то необхідно його прорізати та заглибити фундамент у супісок не менше ніж на 0,3 м. Отже, глибина закладення фундаменту має становити не менше 2,45 м.

Приймаємо висоту фундаменту $h = 2,4$ м, глибину закладення фундаменту $d = 2,7$ м, враховуючи, що висота фундаменту повинна бути кратною 0,3 м, а верхній обріз фундаменту знаходиться на відмітці $-0,300$ м.

Визначення попередніх розмірів підшви та розрахункового опору ґрунту

Попередня площа підшви стовпчастого фундаменту визначається за формулою:

$$A = \frac{\frac{N_{\max}}{1,15}}{R_0 - \gamma_{\text{сеп}} \cdot d} = \frac{\frac{867,4}{1,15}}{237,5 - 20 \cdot 2,7} = 4,11 \text{ м}^2 \quad (2.23)$$

Де A — площа основи фундаменту;

$\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ - середньозважене значення матеріалу фундаменту;

$d = 2,7 \text{ м}$ — глибина закладення фундаменту;

$R_0 = 237,5 \text{ кПа}$ — умовно прийнятий розрахунковий опір у першому наближенні.

У першому наближенні геометричні розміри основи приймаємо:

$$\eta = l/b \approx 1,3 \dots 1,5$$

$$b = \sqrt{\frac{A}{\eta}} = \sqrt{\frac{4,11}{1,3}} = 1,78 \approx 1,8 \text{ м;}$$

$$l = \eta \cdot b = 1,3 \cdot 1,8 = 2,34 \approx 2,4 \text{ м;}$$

$$l/b = 1,33 < 1,65;$$

$$A = b \cdot l = 1,8 \cdot 2,4 = 4,32 \text{ м}^2 > 4,11 \text{ м}^2.$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (2.24)$$

де $\gamma_{c1} = 1,25, \gamma_{c2} = 1,0$ — коефіцієнти умов роботи, що приймаються згідно з Т [5];

$k = 1,1$ — коефіцієнт, що враховує надійність визначення характеристик та φ ;

$M_{\gamma} = 0,72, M_g = 3,87, M_c = 6,45$ - коефіцієнти, що залежать від φ , прийняті згідно з [5];

$k_z = 1,0$ - коефіцієнт, при $b < 10$ м ;

$b = 1,8$ м — ширина фундаменту;

$d = 2,7$ м — глибина закладення фундаменту;

$c_{II} = 13$ кПа — розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під подошвою фундаменту;

γ_{II} - питома вага ґрунту нижче подошви фундаменту,

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot h_4}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4} = \frac{19,9 \cdot 1,45 + 9,71 \cdot 2 + 9,76 \cdot 3 + 10,38 \cdot 0,75}{1,45 + 2 + 3 + 0,75} = 11,85 \text{ кН/м}^3 \quad (2.32)$$

γ'_{II} - питома вага ґрунту, розташованого вище п'яти,

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2} = \frac{16,9 \cdot 2 + 19,9 \cdot 0,55}{2 + 0,55} = 17,55 \text{ кН/м}^3$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [0,72 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 11,85 + 3,87 \cdot 2,7 \cdot 17,55 + 6,45 \cdot 13] =$$

321,12 кПа.

$$\frac{R - R_0}{R} \cdot 100\% = \frac{321,12 - 237,5}{321,12} \cdot 100\% = 26\% > 20\% \quad (2.25)$$

Оскільки розрахунковий опір R перевищує R_0 більш ніж на 20% , визначаємо площу подошви у другому наближенні:

$$A = \frac{\frac{867,4}{1,15}}{321,12 - 20 \cdot 2,7} = 2,82 \text{ м}^2$$

Звідси:

$$b = \sqrt{\frac{2,82}{1,3}} = 1,47 \approx 1,5$$

$$l = 1,3 \cdot 1,5 = 1,95 \approx 2,1 \text{ м}$$

$$l/b = 1,4 < 1,65$$

$$A = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ м}^2 > 2,82 \text{ м}^2$$

Уточнюємо:

$$\gamma_{II} = \frac{19,9 \cdot 1,45 + 9,71 \cdot 2 + 9,76 \cdot 2,55}{1,3 + 2 + 2,55} = 12,19 \text{ кН/м}^3$$

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot [0,72 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 12,19 + 3,87 \cdot 2,7 \cdot 17,55 + 6,45 \cdot 13] =$$

$$318,63 \text{ кПа.}$$

Приймаємо:

$$b = 1,5 \text{ м}; l = 2,1 \text{ м}; A = 3,15 \text{ м}^2; R = 318,63 \text{ кПа.}$$

Навантаження, що діють на верхній край фундаменту та зазначені в задачі, слід привести до підшви фундаменту (до геометричного центру фундаменту, що збігається з поздовжньою віссю колони). Приведення навантажень до підшви фундаменту здійснюється наступним чином:

$$N' = \frac{N_{\max}}{1,15} + N_{\phi} \quad (2.26)$$

$$M' = \frac{M_{\text{від}}}{1,15} + \frac{Q_{\text{відп}} \cdot h}{1,15} \quad (2.27)$$

$$Q = \frac{Q_{\text{відп}}}{1,15} \quad (2.28)$$

де $N_{\max}, N_{\phi}, Q$ — розрахункові навантаження, що діють від ваги колони, фундаменту та збоку, кН;

M - діючий момент, кН•м;

$h = 2,4 \text{ м}$ - висота фундаменту.

Навантаження від ваги фундаменту визначається за формулою:

$$N_{\phi} = h \cdot b \cdot l \cdot \gamma_{\text{сер}} \quad (2.29)$$

Де $\gamma_{сер} = 20 \text{ кН/м}^3$ — усереднена питома вага фундаменту та ґрунту на його обрізах;

$$N_{\phi} = 2,4 \cdot 1,5 \cdot 2,1 \cdot 20 = 151,2 \text{ кН}$$

Для I-ї комбінації:

$$N'_I = \frac{867,4}{1,15} + 151,2 = 905,46 \text{ кН}$$

$$M'_I = \frac{10,1}{1,15} + \frac{(-6,5 \cdot 2,4)}{1,15} = -4,78 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q'_I = \frac{-6,5}{1,15} = -5,65 \text{ кН}$$

Для II-ї комбінації:

$$N'_{II} = \frac{449,5}{1,15} + 151,2 = 542,07 \text{ кН};$$

$$M'_{II} = \frac{67,1}{1,15} + \frac{(-16,8 \cdot 2,4)}{1,15} = 23,29 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q'_{II} = \frac{-16,8}{1,15} = -14,61 \text{ кН}.$$

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

1. $P_{ср} = \frac{N'}{A} \leq R;$
2. $P_{max} = \frac{N'}{A} + \left| \frac{M'}{W} \right| \leq 1,2 \cdot R;$
3. $P_{min} = \frac{N'}{A} - \left| \frac{M'}{W} \right| \geq 0,$

де W — момент опору п'яти фундаменту;

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1,5 \cdot 2,1^2}{6} = 1,1 \text{ м}^3.$$

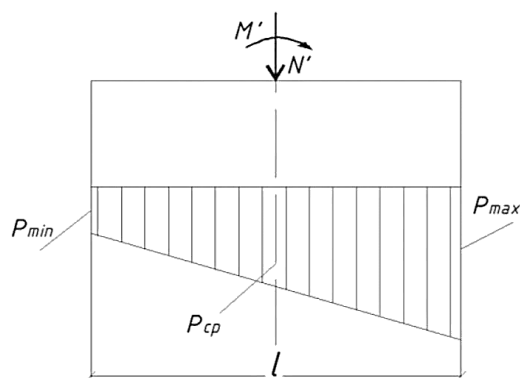


Рисунок 2.7 — Епюра тисків

Перевірку проводимо для обох комбінацій.

Для I-ї комбінації:

$$P_{cp} = \frac{905,46}{3,15} = 287,45 < \frac{318,63 \text{ кН}}{\text{м}^2};$$

$$P_{max} = \frac{905,46}{3,15} + \left| \frac{-4,78}{1,1} \right| = 291,8 < \frac{382,36 \text{ кН}}{\text{м}^2};$$

$$P_{min} = \frac{905,46}{3,15} - \left| \frac{-4,78}{1,1} \right| = 283,1 \text{ кН/м}^2 > 0.$$

Для II-ї комбінації:

$$P_{cp} = \frac{542,07}{3,15} = 172,09 < 318,63 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{max} = \frac{542,07}{3,15} + \left| \frac{23,29}{1,1} \right| = 193,26 < 382,36 \text{ кН/м}^2;$$

$$P_{min} = \frac{542,07}{3,15} - \left| \frac{23,29}{1,1} \right| = 150,91 \text{ кН/м}^2 > 0.$$

Усі умови виконуються. Розміри фундаменту залишаємо без змін: $b = 1,5 \text{ м}$; $l = 2,1 \text{ м}$; $A = 3,15 \text{ м}^2$.

Розрахунок основи за деформаціями полягає у перевірці умови:

$$S \leq S_u, \quad (2.30)$$

де S — очікувана деформація фундаменту, що визначається розрахунком під час проектування фундаменту;

S_u - гранична сукупна деформація фундаменту та споруди, (для одноповерхових виробничих та цивільних будівель зі сталевим каркасом $S_u = 15 \text{ см}$).

Порядок розрахунку:

1. На інженерно-геологічний розріз наносимо контури фундаменту; на розрізі проставляємо всі відносні відмітки покриття шару, рівня підземних вод, підосви фундаменту.

2. Напластування ґрунтів нижче підосви фундаменту поділяємо на шари товщиною не більше $0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 1,5 = 0,6 \text{ м}$; межі шарів повинні збігатися з відміткою підосви фундаменту, межами напластувань та рівнем підземних вод.

3. Визначаємо природний тиск на межі шарів і будуємо епюру. Спочатку визначаємо тиск $\sigma_{zq,0}$ на рівні підшви фундаменту, що дорівнює $\gamma' \cdot d$, потім додаємо тиск від кожного нижчого шару $\gamma_i \cdot h_i$,

$$\sigma_{zq,0} = 1,85 \cdot 16,9 + 0,55 \cdot 19,9 = 42,2 \text{ кПа.} \quad (2.31)$$

4. Визначаємо додатковий тиск під підшвою фундаменту P_0 ,

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zg,0} = 287,45 - 42,2 = 245,25 \text{ кПа,} \quad (2.32)$$

Де P_{cp} — найбільше з 2-х комбінацій середнього тиску від фундаменту.

5) Знаходимо напруження на межах шарів:

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_0 \quad (2.33)$$

де α_i — коефіцієнт розсіювання, що береться за таблицею 5 [35].

6) Визначаємо умовну межу стискуваної товщі: вона буде знаходитися там, де виконується умова $\sigma_{zp,i} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg,i}$.

У нашому випадку: $17,7 < 0,2 \cdot \sigma_{zg,9} = 0,2 \cdot 95,7 = 19,14 \text{ кПа}$.

7) Для кожного шару в межах стискуваної товщі визначається середнє напруження $(\sigma_{zp,i} + \sigma_{zp,i+1})/2$.

8) Визначаємо осідання кожного шару за формулою: $S_i = \frac{\sigma_{zp,срi} \cdot h_i}{E_i} \cdot \beta$,

де E_i — модуль деформації i -го шару; $\beta = 0,8$ — коефіцієнт.

9) $\sum S_i = 5,28 \text{ см} < S_u = 15 \text{ см}$ — умова виконується.

Параметри фундаменту: $b = 1,5 \text{ м}$; $l = 2,1 \text{ м}$; $h = 2,4 \text{ м}$.

Визначаємо переріз підколонника конструктивно залежно від розміру плити: $b_{cf} \cdot l_{cf} = 900 \times 900 \text{ мм}$.

Визначаємо кількість і розміри сходинок. Приймаємо висоту сходинок 300 мм. У напрямку сторони l сумарний виліт сходинок становитиме: $(l - l_{cf})/2 = (2,1 - 0,9)/2 = 0,6 \text{ м}$. Приймаємо одну сходинку з вильотом 600 мм. У напрямку сторони b сумарний виліт сходинок становитиме $(1,5 - 0,9)/2 = 0,3 \text{ м}$. Приймаємо одну сходинку з вильотом 300 мм.

Під фундаментом влаштовуємо підготівку товщиною 100 мм з бетону класу В7,5.

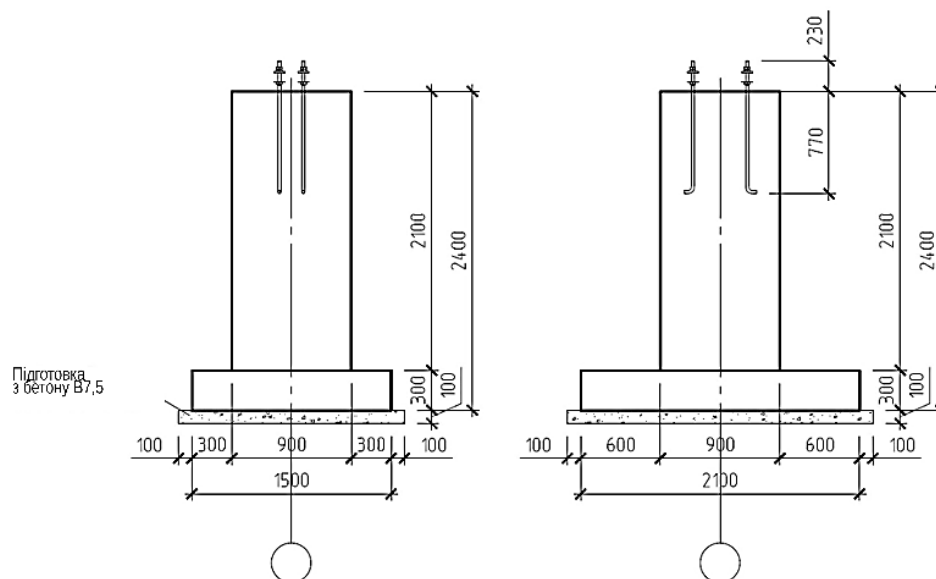


Рисунок 2.8 — Схема з позначенням розмірів фундаменту (у напрямку сторони l та b відповідно)

Перевірка на продавлювання виконуватиметься так само, як і для високого фундаменту.

Високий фундамент розраховується на продавлювання плитної частини підколонником; цим розрахунком перевіряється прийнята висота ступенів фундаменту. Перевірка в цьому випадку проводиться за умовою

$$F \leq b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt} \quad (2.34)$$

Силу продавлювання по одній, найбільш навантаженій грані фундаменту, визначаємо за формулою:

$$F = A_0 \cdot P_{\max} = 0,52 \cdot 286,99 = 149,24 \text{ кН},$$

$$\begin{aligned} \text{де } A_0 &= 0,5 \cdot b \cdot (l - l_{cf} - 2 \cdot h_{op}) - 0,25 \cdot (b - b_{cf} - 2 \cdot h_{op})^2 = \\ &= 0,5 \cdot 1,5 \cdot (2,1 - 0,9 - 2 \cdot 0,25) - 0,25 \cdot (1,5 - 0,9 - 2 \cdot 0,25)^2 = 0,52 \text{ м}^2 \\ h_{op} &= h - h_{cf} - 0,05 \text{ м} = 2,4 - 2,1 - 0,05 = 0,25 \text{ м} \end{aligned}$$

$P_{\max}$ - максимальний тиск під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень на рівні верху плитної частини (обрізу верхньої сходинки),

$$P_{\max} = \frac{N_{\max} + l_{cf} \cdot b_{cf} \cdot h_{cf} \cdot 25 \cdot 1,1}{A} + \frac{M + Q \cdot h_{cf}}{W} = \quad (2.35)$$

$$P_{\max} = \frac{867,4 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 2,1 \cdot 25 \cdot 1,1}{3,15} + \frac{10,1 + (-6,5) \cdot 2,1}{1,1} = 286,99 \text{ кПа.}$$

Тут 2,1 — висота підколонника; 25кН/м³ — питома вага залізобетону; 1,1 — коефіцієнт надійності за навантаженням.

Клас бетону за міцністю призначаємо В12,5 ($R_{bt} = 660$ кПа).

$$F \leq b_m \cdot h_{op} \cdot R_{bt} \quad (2.36)$$

$$b_m = b_{cf} + h_{op} = 0,9 + 0,25 = 1,15$$

$$b - b_{cf} = 1,5 - 0,9 = 0,6 > 2 \cdot h_{op} = 2 \cdot 0,25 = 0,5;$$

$$149,24 \leq 1,15 \cdot 0,25 \cdot 660$$

$$149,24 \leq 189,75$$

Під тиском опору ґрунту фундамент згинається, у перерізах фундаменту виникають моменти, які визначаються, вважаючи ступені такими, що працюють як консоль, затиснута в тілі фундаменту, за формулою

$$M_i = \frac{N \cdot c_i^2}{2l} \cdot \left(1 + \frac{6e_0}{l} - \frac{4e_0 \cdot c_i}{l^2} \right) \quad (2.37)$$

де N — розрахункове (для І граничного стану) навантаження на основу без урахування ваги фундаменту на його обрізах,

$$N = N_{\max} = 867,4 \text{ кН};$$

e_0 - ексцентриситет навантаження при моменті M , приведену до підшви фундаменту і рівному

$$M = M_{\text{відпов}} + Q \cdot h = 10,1 + (-6,5) \cdot 2,4 = -5,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$e_0 = M/N = 5,5/867,4 = 0,006$$

c_i - вільоти сходинок.

За величиною моментів у кожному перерізі визначається площа робочої арматури за формулою

$$A_{si} = \frac{M_i}{\xi \cdot h_{oi} \cdot R_s} \quad (2.38)$$

Де h_{oi} — робоча висота кожного перерізу, м; R_s - розрахунковий опір арматури (для арматури класу А-III періодичного профілю діаметром 10 – 40 мм приймають $R_s = 365000$ кПа); ξ - коефіцієнт, що визначається залежно від величини α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_i}{b_i \cdot h_{oi}^2 \cdot R_b} \quad (2.39)$$

де b_i — ширина стиснутої зони перерізу, м;

R_b - розрахункова опірність бетону стисненню, для бетону класу В12,5 приймається 7,5 МПа.

Результати розрахунку наведено в таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 — Розрахунок арматури плитної частини фундаменту

Перетин	Виліт c_i , м	$\frac{N \cdot c_i^2}{2l(b)}$	$1 + \frac{6e_0}{l} - \frac{4e_0 \cdot c_i}{l^2}$	M , кН · м	α_m	ξ	h_{oi}	A_{si} , см ²
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1 – 1	0,6	74,35	1,01	75,09	0,107	0,943	0,25	8,73
1' – 1'	0,3	26,02	1	26,02	0,026	0,987	0,25	2,89

Перерізи, в яких розраховувалася арматура, показані на рисунку 2.9.

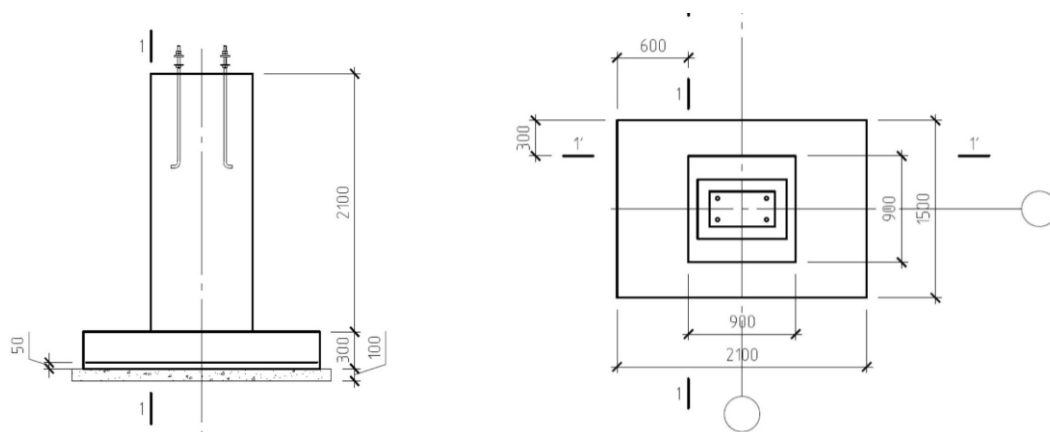


Рисунок 2.9 — Схема розрахунку арматури плитної частини фундаменту

Конструємо сітку С-1 наступним чином. Крок арматури в обох напрямках приймаємо 200 мм, тобто сітка С – 1 має в напрямку l – 8 стрижнів, а в напрямку b – 11 стрижнів. Діаметр арматури у напрямку l приймаємо за сортаментом 12 мм (для 8 $\varnothing 12$ А-III – $A_s = 9,05 \text{ см}^2$, що більше $8,73 \text{ см}^2$), у напрямку b – 10 мм (для 11 $\varnothing 10$ А -III – $A_s = 8,635 \text{ см}^2$, що більше $2,89 \text{ см}^2$). Довжини стрижнів приймаємо відповідно 2050 мм і 1450 мм.

Креслення арматурної сітки наведено на рисунку 2.10.

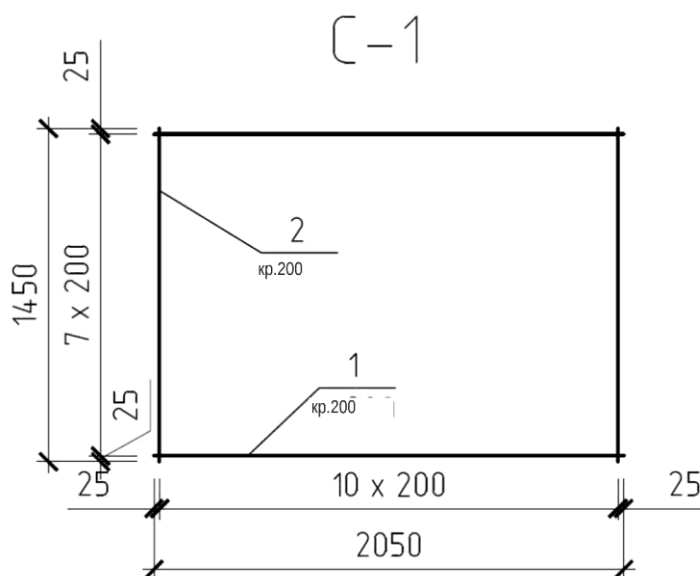


Рисунок 2.10 — Креслення арматурної сітки

Специфікація елементів наведена в таблиці 2.6, а звіт про витрату сталі — у таблиці 2.7.

Таблиця 2.6 — Специфікація елементів

Поз.	Позначення	Найменування	Кількість	Маса, кг
1	2	3	4	5
1		С-1	1	24,4
Деталі:				
1		$\varnothing 12$ А-III $l=2050$	8	14,56
2		$\varnothing 10$ А-III $l=1450$	11	9,84
	Монолітний фундамент	ФМ-1	1	-
	Матеріали	Бетон В12,5	м ³	2,65

Таблиця 2.7 — Відомість витрати сталі

Марка елемента	Витрата арматури, кг, класу					Разом, кг	Загальна витрата, кг
	А-I		А-III				
	Ø6	Ø8	Ø10	Ø12	Ø16		
С-1	-	-	9,84	14,56	-	24,4	24,4
	Разом:						24,4

2.2.3 Проектування пального фундаменту із забивних паль

Довжина палі залежить від інженерно-геологічних умов та глибини закладення підшви ростверку. Палі-стійки спираються на малостисливі ґрунти (скельні, крупноуламкові з піщаним заповненням), при цьому несуча здатність палі на вдавлювання є максимальною і визначається опором матеріалу палі. Висячі палі спираються на стисливі ґрунти і передають навантаження вістрям та бічною поверхнею. Мінімальне заглиблення нижнього кінця палі в малостисливі ґрунти, а також у піски великі, середньої крупності та пилювато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,1$ становить не менше 0,5 м, а в інші види нескельних ґрунтів — не менше 1,0 м.

Вибираємо в якості несучого шару — крупний пісок. Оскільки пісок є стисливим ґрунтом, то обираємо висячу палю; отже, заглиблення в несучий шар має становити не менше 0,5 м. Відмітку верхівки палі приймаємо на 0,3 м вище відмітки підшви ростверку, після зрубівання — на 50 мм.

Відмітка верху ростверку в –0,300 м. Глибина закладення ростверку $vd_p = 1200$ мм (анкерні болти заглиблені в ростверк на 770 мм, паля заходить у ростверк на 300 мм, від анкерних болтів до палі — 80 мм). Під монолітним ростверком, щоб уникнути впливу нормальних сил морозного пучення на підшву ростверка під час промерзання ґрунту нижче глибини закладення, влаштовуємо повітряний зазор товщиною 150 мм, огороджуючи його азбестоцементними листами.

Виходячи з цих умов, обираємо палі довжиною 9 м (С90.30), відмітка нижньої частини вістря становитиме –9,9 м, заглиблення в пісок становить 0,75 м, що відповідає умові $\geq 0,5$ м. Перетин палі обираємо 300×300 мм.

На рисунку 2.11 показано інженерно-геологічний розріз пального фундаменту.

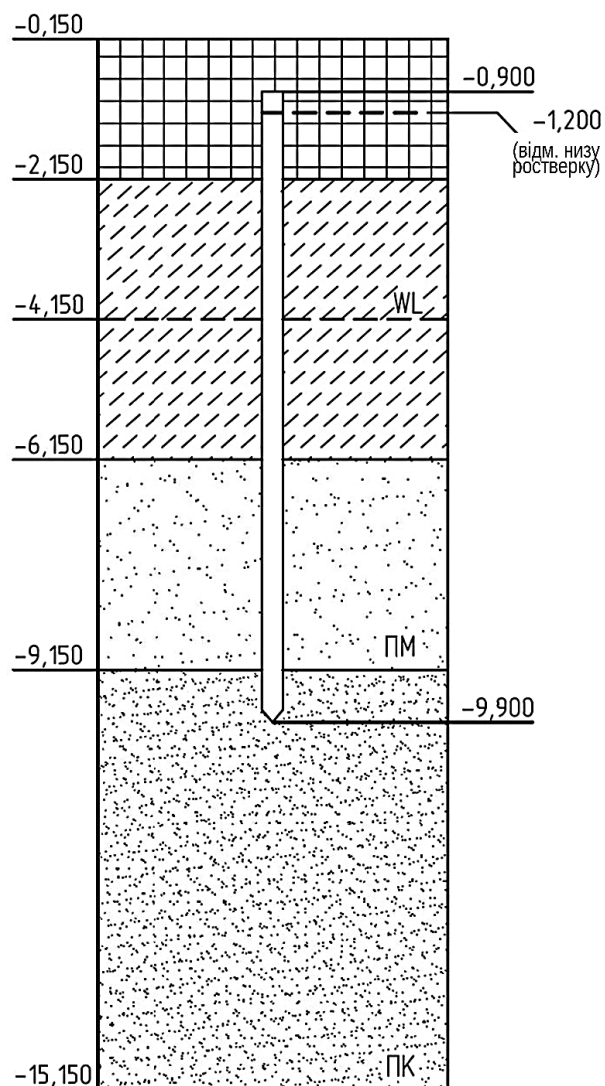


Рисунок 2.11 — Інженерно-геологічний розріз

Несуча здатність висячих паль визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c \cdot \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right) \quad (2.40)$$

де F_d — несуча здатність висячої палі, кН;

$\gamma_c = 1$ - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

$R = 7667$ кПа — розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

$A = 0,09$ м² - площа поперечного перерізу палі;

$\gamma_{cR} = 1$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі;

$P = 0,3 \cdot 4 = 1,2\text{м}$ – периметр поперечного перерізу палі;

$\gamma_{cf} = 1$ - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі;

f_i - розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі в межах i -го шару ґрунту, кПа;

h_i - товщина i -го шару ґрунту, м.

Дані для розрахунку несучої здатності палі наведені в таблиці 2.8.

Таблиця 2.8 — Ескіз для розрахунку несучої здатності палі

Ескіз	Товщина шару h_i , м	Відстань від поверхні до середини шару z_i , м	f_i , кПа	$f_i \cdot h_i$, кПа
	2,0	3,0	48,0	96,0
	2,0	5,0	56,0	112,0
	2,0	7,0	43,0	86,0
	1,0	8,5	44,5	44,5
	0,75	9,375	64,06	48,05
		до вістря -9,75мR = 7667кПа	$\sum f_i \cdot h_i =$ 386,55 кН	

Розрахуємо несучу здатність висячих палей

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 7667 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot 386,55) = 1153,89 \text{ кН.}$$

Допустиме навантаження на палю розраховуємо за формулою

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1153,89}{1,4} = 824,21 \text{ кН,} \quad (2.41)$$

де γ_k – коефіцієнт надійності.

Виходячи з досвіду проєктування (при опорі паль на крупнозернисті піски), обмежуємо значення допустимого навантаження на палю, приймаючи його рівним 700 кН.

Кількість паль у куці визначаємо за формулою

$$n = \frac{N_I}{\frac{F_d}{\gamma_k} - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp} - 1,1 \cdot 10 \cdot g_{св}} \quad (2.42)$$

$$n = \frac{867,4}{700 - 0,9 \cdot 1,2 \cdot 20 - 1,1 \cdot 10 \cdot 2,05} = 1,32 \text{ палі,}$$

де $N_I = 867,4$ кН — сума вертикальних навантажень на обрізі ростверку;

d_p - глибина закладення ростверку;

$\gamma_{cp} = 20$ кН/м³ - усереднена питома вага ростверку та ґрунту на його обрізах;

$g_{св} = 2,05$ т — маса палі.

Приймаємо 3 палі в куці.

Палі розміщуємо в шаховому порядку (малюнок 2.12) з відстанню між осями паль 900 мм. Розміри ростверку в плані становитимуть, з урахуванням його виступів за зовнішні грані паль, 1500х1500 мм.

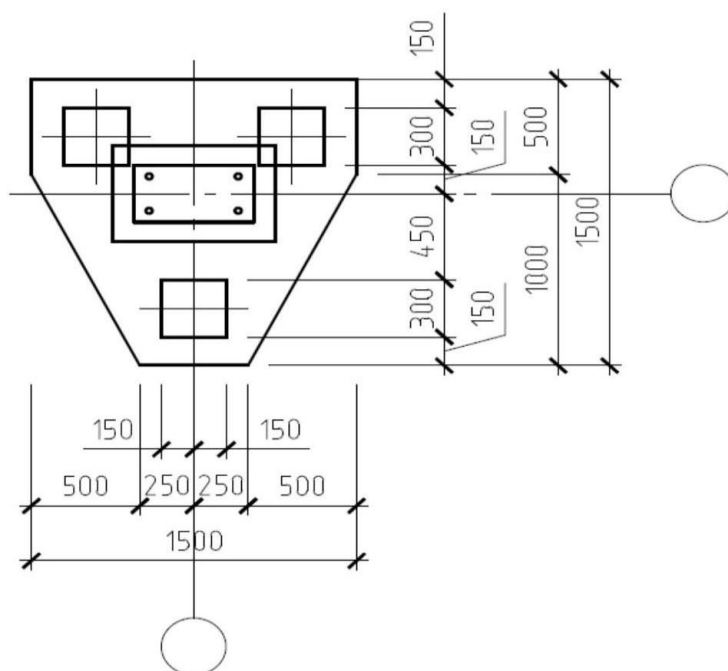


Рисунок 2.12 — Схема розташування паль

Пальовий куш розраховується з урахуванням навантажень, що діють на підшву ростверку. Тому всі навантаження приводяться до центру ростверку (поздовжньої осі колони) на рівні підшви. Схема приведення навантажень до підшви представлена на малюнку 2.13.

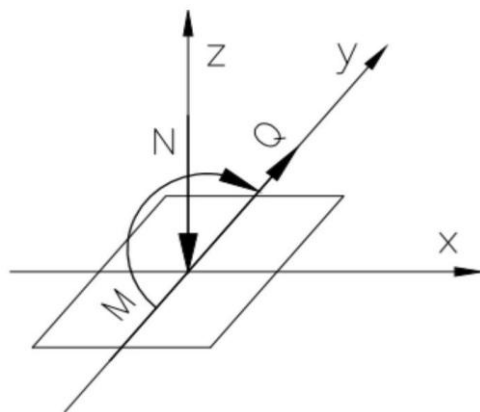


Рисунок 2.13 — Схема навантажень на ростверк

Навантаження від ростверку становитиме:

$$N_p = 1,1 \cdot V_p \cdot \gamma_6 = 1,1 \cdot 1,58 \cdot 25 = 43,45 \text{ кН},$$

де 1,1 — коефіцієнт надійності за навантаженням;

$V_p = 1,58 \text{ м}^3$ - об'єм ростверку;

$\gamma_6 = 25 \text{ кН/м}^3$ - питома вага залізобетону.

Розрахунок навантажень здійснюється за формулами:

$$N'_I = N_I + N_p; \quad (2.43)$$

$$M'_I = M_I^k + Q_I^k \cdot (d_p - 0,15); \quad (2.44)$$

$$Q'_I = Q_k^I.$$

Перерахування навантажень для першої комбінації:

$$N'_I = 867,4 + 43,45 = 910,85 \text{ кН};$$

$$M'_I = 10,1 - 6,5 \cdot (1,2 - 0,15) = 3,28 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q'_I = -6,5 \text{ кН}.$$

Приведення навантажень для другої комбінації:

$$N'_{II} = 449,5 + 43,45 = 492,95 \text{ кН};$$

$$M'_{II} = 67,1 - 16,8 \cdot (1,2 - 0,15) = 49,46 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q'_{II} = -16,8 \text{ кН}.$$

Основним критерієм проєктування пальових фундаментів є умова

$$N_{\text{пл}} \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k} \quad (2.45)$$

де γ_0 — коефіцієнт умов експлуатації, що враховує підвищення однорідності ґрунтових умов при застосуванні пальових фундаментів (при кущовому розташуванні паль приймається рівним 1,15);

γ_n — коефіцієнт надійності за призначенням (відповідальністю) будівлі (для будівель II рівня відповідальності приймається рівним 1,15).

Навантаження на палю $N_{\text{св}}$ при дії моментів в одному напрямку визначається:

$$N_{\text{пл}} = \frac{N'}{n} + \frac{M'_x \cdot y}{\sum (y_i^2)} \quad (2.46)$$

де y — відстань від осі пальового куща до осі палі, в якій визначається зусилля, м;

y_i - відстань від осі куща до осі кожної палі, м.

Для першої комбінації:

$$N_{\text{пл}}^1 = \frac{910,85}{3} - \frac{3,28 \cdot 0,45}{1 \cdot 0,45^2} = 296,33 \text{ кН} < 700 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}}^2 = \frac{910,85}{3} + \frac{3,28 \cdot 0,45}{1 \cdot 0,45^2} = 310,91 \text{ кН} < 700 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}}^3 = \frac{910,85}{3} = 303,62 \text{ кН} < 700 \text{ кН}$$

$$Q_{\text{пл}} = \frac{-6,5}{3} = -2,17 \text{ кН}$$

Для другої комбінації:

$$N_{\text{пл}}^1 = \frac{492,95}{3} - \frac{49,46 \cdot 0,45}{1 \cdot 0,45^2} = 54,41 \text{ кН} < 700 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}}^2 = \frac{492,95}{3} + \frac{49,46 \cdot 0,45}{1 \cdot 0,45^2} = 274,23 \text{ кН} < 700 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пл}}^3 = \frac{492,95}{3} = 164,32 \text{ кН} < 700 \text{ кН};$$

$$Q_{\text{пл}} = \frac{-16,8}{3} = -5,6 \text{ кН}.$$

Умова виконується для всіх паль.

Навантаження на палі наведено в таблиці 2.9.

Таблиця 2.9 — Навантаження на палі

Комбінація	№ палі	$N_{\text{сб}}, \text{кН}$	$Q_{\text{сб}}, \text{кН}$
I	1	296,33	-2,17
	2	310,91	-2,17
	3	303,62	-2,17
II	1	54,41	-5,6
	2	274,23	-5,6
	3	164,32	-5,6

Розміри ростверку наведено на рисунку 2.14.

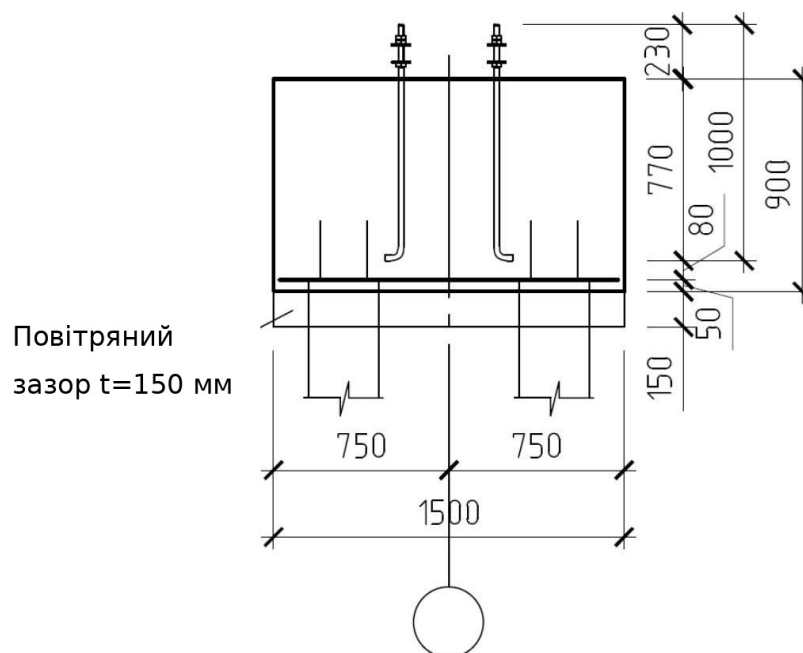


Рисунок 2.14 — Монолітний ростверк

Розрахунком на продавлювання плитної частини колоною перевіряється достатність прийнятої висоти ростверку. Піраміда продавлювання утворюється площинами, проведеними від дна стакана під кутом 45° до центру робочої арматури плити (на 50 мм вище підосви ростверку). Оскільки в її межах знаходяться палі, то площини проводимо до граней паль.

Перевірка здійснюється за формулою

$$F \leq \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot h_{op}}{\alpha} \cdot \left[\frac{h_{op}}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_c + c_1) \right], \quad (2.47)$$

де F — розрахункова сила продавлювання, кН, що дорівнює подвоєній сумі навантажень на палі, розташовані з одного, більш навантаженого боку від осі колони та знаходяться поза нижньою основою піраміди продавлювання $F = 2 \cdot (N_{пл}^2 + N_{пл}^3)$;

R_{bt} — розрахунковий опір бетону розтягуванню (для бетону класу В12,5 $R_{bt} = 660$ кПа);

h_{op} - робоча висота перерізу ростверку, м, приймається рівною від верху ростверку до площини робочої арматури плитної частини, $h_{op} = 0,85$ м ;

α — коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили N ;

c_1, c_2 - відстані від граней колони до граней основи піраміди продавлювання (не більше h_{op} і не менше $0,4 \cdot h_{op}$).

Для розрахунку приймаємо силу продавлювання за I комбінацією як найбільшу:

$$F = 2 \cdot (N_{пл}^2 + N_{пл}^3) = 2 \cdot (310,91 + 303,62) = 1229,06 \text{ кН.}$$

Значення коефіцієнта α розраховується за формулою

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c}{N_k} \quad (2.47)$$

де A_c — площа бічної поверхні колони в межах її закладення в стакан. Оскільки ростверк розраховується під металеву колону, то $A_c = 0, \alpha = 1$.

$$1229,06 \leq \frac{2 \cdot 660 \cdot 0,85}{1} \cdot \left[\frac{0,85}{0,34} (0,3 + 0,34) + \frac{0,85}{0,34} (0,55 + 0,34) \right] = 4291,65 \text{ кН.}$$

Умова виконується, отже, прийнята висота ростверку є достатньою.

Проводимо розрахунок ростверку на вигин (малюнок 2.15).

Моменти в перерізах ростверку визначаються за формулами

$$M_{xi} = \sum N_{пли} \cdot x_i; \quad (2.48)$$

$$M_{yi} = \sum N_{пли} \cdot y_i, \quad (2.49)$$

де $N_{пли}$ — розрахункове навантаження на палю, кН (таблиця 2.10);

x_i, y_i - відстань від центру кожної палі в межах згинаємої консолі до розглянутого перерізу, м.

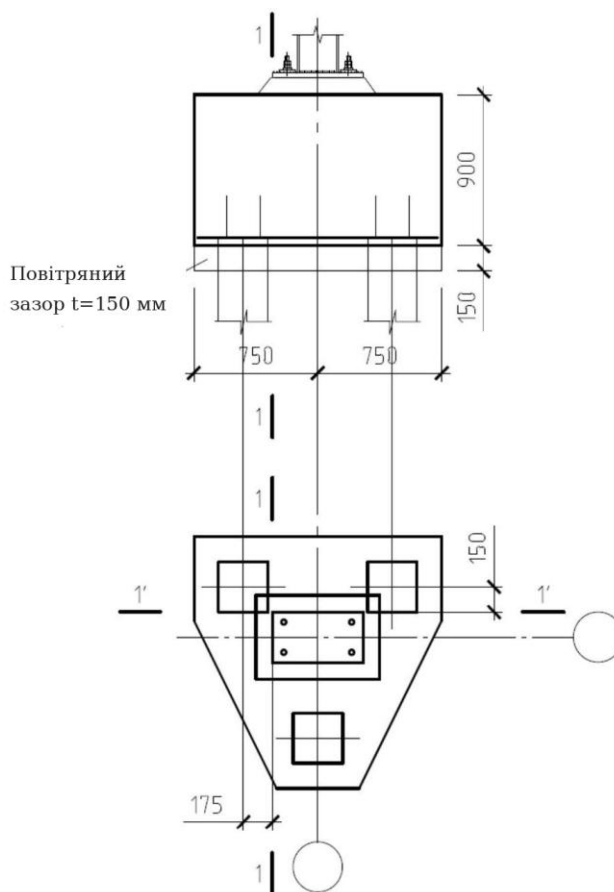


Рисунок 2.15 — Схема розрахунку ростверку на вигин

За величиною моменту та висотою перерізу h_{op} розраховується необхідна площа робочої арматури в кожному перерізі. Результати розрахунку наведено в таблиці 2.10.

$$M_{1-1} = 296,33 \cdot 0,175 = 51,86 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{1'-1'} = (296,33 + 310,91) \cdot 0,15 = 91,09 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Таблиця 2.10 — Результати розрахунку перерізу арматури

Перетин	$M, \text{кН} \cdot \text{м}$	α_m	ξ	$h_{oi}, \text{м}$	$A_s, \text{см}^2$
1 – 1	51,86	0,006	0,995	0,85	1,68
1' – 1'	91,09	0,011	0,995	0,85	2,95

Приймаємо арматурну сітку С – 1 в одному напрямку $8\emptyset 10 \text{ А -III}$ з площею $A_s = 6,28 \text{ см}^2 > 1,68 \text{ см}^2$, в іншому напрямку $8\emptyset 10 \text{ А -III}$ з площею $A_s = 6,28 \text{ см}^2 > 2,95 \text{ см}^2$. Креслення арматурної сітки наведено на рисунку 2.16.

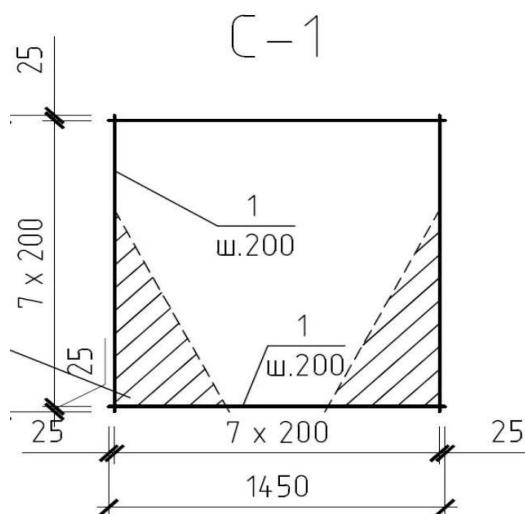


Рисунок 2.16 — Креслення арматурної сітки

Специфікація елементів наведена в таблиці 2.11, відомість витрат сталі — у таблиці 2.12.

Таблиця 2.11 — Специфікація елементів

Поз.	Позначення	Найменування	Кількість	Маса, кг
1	2	3	4	5
Залізобетонні палі				
1		C90.30	3	2050,0
Монолітний ростверк				
1		C-1	1	14,3
Деталі				
1		Ø10 А-III l=1450	16	14,3
	Матеріали	Бетон В12,5	м ³	1,58

Таблиця 2.12 — Вимога щодо витрати сталі

Марка елемента	Витрата арматури, кг, класу					Разом, кг	Загальна витрата, кг
	Ø/ А-I	А-II			Ø12		
C-1	-	-	14,3	-	-	14,3	14,3
	Разом:						

2.2.4 Техніко-економічне порівняння фундаментів

Вартість і трудомісткість робіт зі зведення стовпчастого фундаменту

На підставі техніко-економічного порівняння двох видів фундаментів (стовпчастого та пальового із забивних паль) можна зробити висновок, що в заданих інженерно-геологічних умовах доцільно зводити стовпчастий фундамент.

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 [24].

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 неущільнених ґрунтах.

Матеріали, вироби, конструкції та обладнання при складуванні на будівельному майданчику та робочих місцях повинні укладатися наступним чином [24]: 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; дрібносортовий 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 [24].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Бакалаврська кваліфікаційна робота присвячена проектуванню пожежно-рятувального депо, функціонування якого орієнтоване на постійну готовність підрозділу до оперативного реагування. У межах роботи розглянуто комплекс взаємопов'язаних архітектурних, конструктивних, інженерних і фундаментних рішень, що забезпечують розміщення пожежної техніки, організацію чергування особового складу, навчання, відпочинок, технічне обслуговування автомобілів та безпечну експлуатацію будівлі.

Запроектоване депо передбачене на 6 машиномісць і складається з двох функціонально відокремлених, але технологічно пов'язаних частин: приміщення для пожежної техніки та адміністративно-побутового корпусу. У технічному блоці розміщено стоянки автомобілів, майстерні, пост спостереження, пункт миття коліс, санітарно-побутові та допоміжні приміщення. Адміністративна частина включає пункт зв'язку, кабінети персоналу і керівного складу, їдальню, навчальні приміщення, кімнати чергової зміни, спортивний зал, зал зборів та інші необхідні службові приміщення.

Об'ємно-планувальне рішення спрямовано насамперед на скорочення часу реагування за сигналом тривоги. Шляхи руху пожежних автомобілів, особового складу, відвідувачів і технічного персоналу організовано без конфліктного перетинання. Для швидкого переміщення чергової зміни з верхніх поверхів до приміщення пожежної техніки передбачено спускові металеві стовпи, а вертикальний зв'язок між поверхами додатково забезпечують сходові клітки. Розташування пункту зв'язку поруч із технічним блоком дозволяє підтримувати постійний оперативний контакт із черговою зміною.

Будівля розміщена в с. Дружба та запроектована з урахуванням місцевих кліматичних умов, зокрема снігових і вітрових впливів. Загальна площа об'єкта становить 2236 м², площа забудови — 1261 м², а будівельний об'єм — 11715 м³. Адміністративне крило має три поверхи, тоді як приміщення пожежної техніки запроектовано одноповерховим, що відповідає його технологічному призначенню.

Фасадне вирішення сформовано із застосуванням сендвіч-панелей транспортного червоного кольору в поєднанні з білими та графітовими елементами. Така кольорова композиція підкреслює громадсько-службовий характер споруди та забезпечує її візуальну виразність. Внутрішнє оздоблення прийнято відповідно до функціонального призначення приміщень, вимог до інтенсивності експлуатації, санітарно-гігієнічних умов і можливості регулярного прибирання.

Конструктивну основу будівлі становить сталевий рамно-зв'язковий каркас. До його складу входять сталеві колони, балки покриття, ригелі перекриттів, балки настилу, прогони та вертикальні зв'язки. Просторова стійкість споруди досягається завдяки сумісній роботі поперечних рам, жорстких дисків монолітних перекриттів по профільованому настилу та системи зв'язків у поздовжньому напрямку. Для зовнішніх стін і покрівлі прийнято утеплені сендвіч-панелі, що зменшують масу огорожувальних конструкцій і забезпечують необхідний рівень теплозахисту.

У межах теплотехнічного розрахунку визначено параметри стінової конструкції приміщення пункту зв'язку. Прийнята товщина утеплювача забезпечує нормативний опір теплопередачі та сприяє підтриманню належних умов перебування персоналу в опалюваній частині депо.

Розрахунково-конструктивний розділ охоплює перевірку балки настилу Б7 і ригеля перекриття Б1. Для балки настилу прийнято двотавровий профіль І 25Б2. Виконані перевірки підтвердили її міцність і жорсткість під дією постійних та тимчасових навантажень. Загальна стійкість балки забезпечується суцільним жорстким настилом, що спирається на стиснутий пояс елемента.

Ригель перекриття розраховано із застосуванням програмного комплексу SCAD. Для нього прийнято широкополичний двотавр І 40Ш2. За результатами аналізу напружено-деформованого стану коефіцієнти використання перерізу за міцністю, поперечною силою, плоскою формою згину та гнучкістю не перевищують допустимих значень. Це підтверджує придатність обраного профілю для роботи в складі перекриття адміністративно-побутової частини будівлі.

Окремо опрацьовано вузли приєднання ригеля до колони та балки настилу до ригеля. У конструктивних рішеннях використано зварні шви, опорні столики та болтові з'єднання. Перевірка роботи опорних елементів і болтів дала змогу обґрунтувати їх здатність передавати розрахункові зусилля між складовими металевому каркаса.

У розділі основ і фундаментів розглянуто два можливі варіанти: стовпчасті фундаменти мілкового закладення та пальові фундаменти із забивних паль. Для обох рішень проаналізовано умови ґрунтової основи, визначено навантаження від каркаса та виконано необхідні конструктивні перевірки. За підсумками техніко-економічного порівняння доцільним для заданих інженерно-геологічних умов визначено стовпчастий фундамент.

Інженерне забезпечення депо передбачає системи водопостачання, каналізації, опалення, вентиляції, аварійного освітлення, телефонного та спеціального зв'язку, охоронно-пожежної сигналізації. Для приміщень пожежної техніки запроєктовано відведення вихлопних газів, повітряно-теплові завіси біля воріт, внутрішній пожежний кран і локальне очищення стоків від мийки автомобілів через піско-нафтоуловлювач. Такі рішення відповідають специфіці експлуатації пожежно-рятувального підрозділу.

Розділ безпеки життєдіяльності містить вимоги до облаштування будівельного майданчика, утримання проходів і робочих місць, складування матеріалів та конструкцій, а також безпечного виконання вантажно-розвантажувальних операцій. Передбачені заходи орієнтовані на зниження ризику травматизму, організацію безпечних умов праці та дотримання протипожежних вимог під час будівництва.

Таким чином, поставленої мети досягнуто: розроблено архітектурно-будівельні рішення пожежно-рятувального депо, сформовано раціональну функціональну структуру приміщень, прийнято металеву каркасну систему, перевірено основні елементи перекриття та вузли їх з'єднання, обґрунтовано вибір фундаменту, а також опрацьовано інженерне забезпечення й заходи з охорони праці.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Биків, Н. З. (2020). Застосування сплавів з пам’яттю форми для підвищення стійкості конструкцій при динамічних навантаженнях. Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 26-26.
9. Бодрова Л.Г., Ковальчук Я.О., Крамар Г.М. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів /Міжвузівський збірник «Наукові нотатки». /Категорія В/ Випуск №66, Луцьк, 2019. С.165-171.
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Левчук, Ю. В., & Баран, Д. Я. (2020). Чисельний метод в дослідженнях напружено-деформованого стану несучих конструкцій. *Матеріали VIII науково-технічної конференції „Інформаційні моделі, системи та технології“*, 195-195.
12. Філіпчук, С. В., Налєпа, О. І., Голуб, А. О., & Баран, Д. Я. (2023). Аналіз

існуючих архітектурно-конструктивних рішень захисних фортифікаційних споруд. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (43), 228-237.

13. Свідер, В. С., & Сорочак, А. П. (2019). Дослідження впливу конструктивних параметрів на несучу здатність просторових ферм. *Збірник тез доповідей VIII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій “*, 1, 31-32.

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 клеєні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 38 с.

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

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

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

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

України, 2016.

25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд / Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.

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

27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні 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. Ковальчук, Я., Шингера, Н., & Рибачок, О. (2014). Моделювання напружено-деформованого стану нижнього пояса будівельної зварної ферми. *Вісник Тернопільського національного технічного університету*, (3), 107-114.

30. Щепановський, В., Лебедєва-Скочеляс, Н., Янковий, С., & Ясній, В. П. (3.9). Моделювання поведінки залізобетонної балки підсиленої сплавом із пам'яттю форми. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 47-48.

31. Баран, Д., Шманько, Н., Томків, В., Коляса, П., & Ольшанський, А. (2021). Особливості застосування тонкостінних холодно-гнутих профілів для виготовлення несучих будівельних конструкцій. *Збірник тез доповідей X Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 1, 29-30.

32. ДЯ, Б. (2023). Особливості методики розрахунку сталевій малоелементної ферми з двотавровим верхнім поясом змінної жорсткості. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, (43), 166-176.

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

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