

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М.БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІ**

Кафедра матеріалознавства та інженерії композитних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

**ЗВЕДЕННЯ ДВОПОВЕРХОВОЇ АДМІНІСТРАТИВНОЇ БУДІВЛІ
У МІСТІ ДНІПРО**

Розробив: студент IV курсу, групи ПЦБ 2022-1
за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна
інженерія»
ОПП «Промислове та цивільне будівництво»
Тищенко Олег Андрійович

Керівник: к.т.н., доц. Макаренко О.В.

Рецензент: д.т.н., проф. Кондратьєв А.В.

2026 рік

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М.БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

ЗАТВЕРДЖУЮ:
Завідувач кафедри
матеріалознавства та інженерії
композитних конструкцій
д.т.н., проф. Кондратьєв А.В.



(підпис)

« 01 » 06 2026 р.

**ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА**

Тищенко Олегу Андрійовичу

Спеціальність: *192 - Будівництво та цивільна інженерія*

Освітньо-професійна програма: *Промислове та цивільне будівництво*

Тема кваліфікаційної роботи: *Зведення двоповерхової адміністративної будівлі у місті Дніпро, затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О. М. Бекетова № 447-03 від 26 травня 2026 р.*

Термін подання завершеної роботи на кафедру *«22» червня 2026 р.*




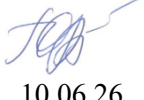

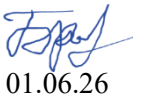
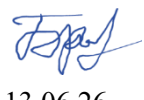


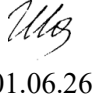
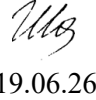
Вихідні дані до кваліфікаційної роботи: *інженерно-геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальне рішення об'єкту.*

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): *архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна частина, технологічні рішення та організація будівництва, розділ охорони праці.*

Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- архітектурно-будівельна частина: *фасади, плани поверхів, розрізи, генеральний план ділянки;*
- розрахунково-конструктивна частина: *підземна частина, надземна частина;*
- технологічні рішення та організація будівництва: *технологічна карта.*


КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина	Вяткін К.І., к.т.н., доцент	 01.06.26	 09.06.26
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкта	 01.06.26	 10.06.26
	Розрахунок надземної частини об'єкта	Набока А.В., к.т.н., доцент	 01.06.26
3. Технологічні рішення та організація будівництва	Братішко С.М., к.т.н., доцентка	 01.06.26	 13.06.26
4. Охорона праці	Косенко Н.О., к.т.н., доцентка	 01.06.26	 14.06.26
Нормоконтроль	Шаповал С.В., к.т.н., доцентка	 01.06.26	 19.06.26

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

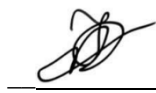
Назва етапів роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1. Архітектурно-будівельна частина	01.06.26-20.06.26	виконано
2. Розрахунково-конструктивна частина	01.06.26-20.06.26	виконано
3. Технологічні рішення та організація будівництва	01.06.26-20.06.26	виконано
4. Охорона праці	01.06.26-20.06.26	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи


(підпис)

к.т.н., доц. Макаренко О.В.
(вчене звання, посада, прізвище та ініціали)

Завдання прийняв до виконання


(підпис)

Тищенко О.А.
(прізвище та ініціали)

Дата видачі завдання «01» червня 2026 р.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА.....	8
1.1. Дані для проектування.....	8
1.2. Об'ємно-планувальне рішення.....	10
1.3. Конструктивні рішення	12
1.4. Техніко-економічні показники проекту.....	16
2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	20
2.1. Розрахунок підземної частини об'єкта.....	20
2.1.2 Розрахунок стрічкового фундаменту	23
2.2. Розрахунок надземної частини об'єкта	32
3. ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА.....	47
3.1. Технологічна організація виконання робіт з улаштування цегляної кладки.....	47
3.2. Технологія виконання земляних робіт та організація процесів розробки грунту.....	50
3.3. Технологія улаштування фундаментів та підземної частини будівлі.....	53
3.4. Технологія виконання робіт з улаштування підлогових покриттів та чистої підлоги	55
3.5. Технологія виконання оздоблювальних робіт.....	58
3.6. Технологія улаштування рулонної покрівлі та захисного покрівельного килима.....	60
3.7. Розробка технологічної карти виконання кам'яної кладки.....	62
3.8. Технологія та організація виконання кам'яної кладки із застосуванням потокowego методу.....	64
3.9. Вибір монтажного крану.....	69

4. ОХОРОНА ПРАЦІ.....	71
4.1. Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні при проектування двоповерхового котеджу у місті Харків	71
4.2. Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек.....	72
4.3. Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек.....	75
4.4. Розробка організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів	73
ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 4.....	79
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ.....	80

ВСТУП

Сучасний розвиток будівельної галузі України характеризується активним оновленням міської інфраструктури, трансформацією громадських просторів та зростанням попиту на функціональні адміністративні будівлі, зокрема об'єкти банківського призначення [1, 2]. У цьому контексті проектування та зведення двоповерхової адміністративної будівлі у місті Дніпро є актуальним і своєчасним завданням, що відповідає сучасним соціально-економічним потребам та тенденціям розвитку міського середовища.

Актуальність даного проєкту зумовлена необхідністю створення сучасних, енергоефективних, безпечних та архітектурно привабливих будівель, які відповідають чинним будівельним нормам України, вимогам інклюзивності та принципам сталого розвитку [2]. Банківські установи як важлива складова фінансової системи держави потребують якісно організованого простору, що забезпечує ефективну роботу персоналу, комфортне обслуговування клієнтів та високий рівень фізичної й інформаційної безпеки.

У сучасних умовах особливої уваги набуває впровадження енергоощадних технологій, раціональних об'ємно-планувальних рішень, сучасних інженерних систем опалення, вентиляції, кондиціонування та електропостачання. Це дозволяє зменшити експлуатаційні витрати будівлі, підвищити її енергоефективність та відповідати європейським стандартам будівництва, до яких поступово інтегрується Україна [3].

Місто Дніпро є одним із найбільших промислових, фінансових та адміністративних центрів країни, що зумовлює високу потребу в сучасних об'єктах банківської інфраструктури. Розвиток банківської мережі сприяє підвищенню рівня фінансових послуг, покращенню доступності обслуговування населення та підтримці економічної стабільності регіону. Оновлення та будівництво нових адміністративних будівель також позитивно впливає на формування сучасного архітектурного вигляду міста.

В умовах післявоєнного відновлення України особливо важливим є створення об'єктів, що поєднують функціональність, безпеку, довговічність та адаптивність до сучасних викликів. Адміністративні будівлі повинні враховувати підвищені вимоги до захисту персоналу та відвідувачів, забезпечення безперебійного функціонування, а також можливість використання в умовах надзвичайних ситуацій [4].

Окреме значення має забезпечення безбар'єрного доступу для маломобільних груп населення, що відповідає сучасним принципам інклюзивного проектування. Важливим також є застосування сучасних конструктивних рішень, оптимізація будівельних процесів та використання інноваційних технологій у проектуванні та зведенні будівель.

Таким чином, проектування двоповерхової адміністративної будівлі під відділення банку у місті Дніпро є комплексним та актуальним завданням, що поєднує архітектурні, конструктивні, технологічні та соціальні аспекти. Реалізація такого проєкту сприятиме розвитку міської інфраструктури, підвищенню якості банківських послуг та формуванню сучасного, безпечного та комфортного міського середовища.

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Дані для проєкування

Проєктом передбачено зведення двоповерхової цегляної адміністративної будівлі банківського призначення у місті Дніпро. Об'єкт будівництва розташовується в умовах сформованої міської забудови з розвиненою транспортною інфраструктурою, що забезпечує зручний автомобільний доступ до будівлі.

Рельєф будівельного майданчика характеризується як рівнинний, без істотних перепадів висот, що сприяє більш зручній організації та виконанню будівельно-монтажних робіт. Нормативна глибина промерзання ґрунтів у даному районі будівництва прийнята на рівні 0,9 м. За кліматичними характеристиками для району будівництва прийнято нормативне вітрове навантаження 0,47 кПа (30 кгс/м²) та снігове навантаження 1,34 кПа (100 кгс/м²), що враховано при розрахунку несучих та огорожувальних конструкцій [5].

Будівля відноситься до класу відповідальності СС2 згідно з ДСТУ 8855:2019 [6] та має II ступінь вогнестійкості відповідно до вимог ДБН В.1.1-7:2016 [7], що забезпечує необхідний рівень надійності та безпеки експлуатації. За умовну відмітку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху.

Будівництво передбачається із застосуванням місцевих будівельних матеріалів, що дозволяє зменшити вартість реалізації проєкту та скоротити терміни постачання ресурсів. Транспортне обслуговування будівельного майданчика здійснюється переважно автомобільними шляхами, що забезпечує зручну логістику будівельних матеріалів і техніки.

Генеральний план.

Генеральним планом передбачено раціональне розміщення адміністративної будівлі [8] з орієнтацією головного фасаду на проїжджу частину, що забезпечує зручний доступ відвідувачів та чітку функціональну

організацію вхідної групи. Територія навколо будівлі впорядкована та благоустроєна: передбачено влаштування газонів, декоративних зелених насаджень і квіткових клумб, що покращує естетичне сприйняття об'єкта та сприяє формуванню комфортного міського середовища [9, 10].

З тильної або бічної сторони території, за огорожею банківської установи, передбачено організацію стоянки для автомобілів працівників і відвідувачів, що підвищує функціональність об'єкта та зменшує навантаження на прилеглу вулично-дорожню мережу.

ТЕП. Основні техніко-економічні показники адміністративної будівлі характеризують її функціональне призначення, масштаби та ефективність використання території. Проектована будівля має компактну двоповерхову структуру, що забезпечує раціональне розміщення приміщень банківського обслуговування, адміністративних кабінетів та допоміжних зон [4].

До основних техніко-економічних показників об'єкта належать: поверховість будівлі – 2 поверхи, що дозволяє забезпечити необхідний обсяг приміщень при зручній організації внутрішніх функціональних зв'язків між зонами обслуговування клієнтів та робочими приміщеннями персоналу;

- загальна площа будівлі – 18 360 м², яка включає площі основних, допоміжних та технічних приміщень, необхідних для повноцінного функціонування відділення банку;

- будівельний об'єм – 5 720 м³, що визначає загальний простір будівлі та враховується при розрахунку конструктивних, інженерних і техніко-економічних параметрів об'єкта;

- площа забудови – 549 м², яка характеризує площу земельної ділянки, зайняту будівлею в межах зовнішнього контуру;

- площа озеленення території – 1 470 м², що передбачає влаштування газонів, декоративних насаджень та благоустроєних зелених зон для формування комфортного та естетичного навколишнього середовища.

Прийняті техніко-економічні показники забезпечують раціональне використання території будівельного майданчика, відповідають функціональним

вимогам до адміністративної будівлі банківського призначення та створюють необхідні умови для комфортної експлуатації об'єкта.

1.2 Об'ємно-планувальні рішення

Основною вимогою під час проєктування адміністративної будівлі банківського призначення є забезпечення раціонального функціонального зонування приміщень, правильного співвідношення їх площ та зручного взаємозв'язку між окремими групами приміщень. Планувальні рішення повинні забезпечувати комфортне перебування відвідувачів, ефективну організацію роботи персоналу, належний рівень безпеки та відповідність сучасним вимогам експлуатації банківських установ.

Запроєктована будівля являє собою двоповерхову адміністративну будівлю для розміщення відділення банку.

Об'ємно-планувальна структура об'єкта передбачає розподіл приміщень за функціональним призначенням із чітким відокремленням зон обслуговування клієнтів, робочих приміщень працівників, технічних та спеціальних приміщень.

На **першому поверсі** розташовані основні приміщення для обслуговування відвідувачів, проведення касових операцій та забезпечення безпечного функціонування банківської установи. До складу приміщень першого поверху входять:

- комора цінностей населення;
- каса;
- касовий зал;
- вестибюль;
- тамбур головного входу;
- кімната охорони;
- кімната персоналу;
- гардероб;
- електрощитова;

- санітарний вузол;
- червоний куточок;
- експедиція;
- передкомора;
- комора цінностей;
- вечірня каса;
- комора вечірньої каси;
- приміщення для розрахунку грошових квитків;
- бокс-гараж.

Планування першого поверху забезпечує зручний доступ клієнтів до основних банківських послуг, а також передбачає необхідні службові та допоміжні приміщення для організації роботи персоналу й зберігання матеріальних цінностей.

На **другому поверсі** розміщено адміністративні, технічні та робочі приміщення, призначені для виконання управлінських, організаційних та операційних функцій банку. До складу приміщень другого поверху входять:

- машинне бюро;
- приміщення ремонту машин;
- операційний зал;
- зал обчислювальної техніки;
- комора банківського обладнання;
- кабінети керівника банку та його заступника;
- архів;
- приміщення кредитного відділу;
- санітарний вузол для персоналу.

Прийняті архітектурно-планувальні рішення забезпечують функціональність будівлі, логічну організацію внутрішніх потоків працівників і відвідувачів, а також створюють умови для надійної та безпечної експлуатації банківської установи.

1.3 Конструктивні рішення

Фундаменти.

Фундаменти проєктованої будівлі прийняті стрічковими монолітними залізобетонними [11]. Такий тип фундаментів забезпечує рівномірну передачу навантажень від несучих стін на основу та відповідає конструктивній схемі будівлі. Фундаменти виконуються з важкого бетону класу С20/25, що забезпечує необхідні показники міцності, надійності та довговічності конструкцій. Армування фундаментів передбачається сталевую арматурою відповідного класу з урахуванням діючих навантажень та умов експлуатації.

Фундаментні стіни запроектовані монолітними залізобетонними з бетону класу С20/2. Вони виконують функцію опорних елементів підземної частини будівлі, сприймають навантаження від надземних конструкцій та забезпечують стійкість будівлі. Конструкції фундаментних стін передбачають необхідну міцність, жорсткість і тріщиностійкість, а також захищають внутрішні приміщення від впливу ґрунту та можливого зволоження.

Для забезпечення довговічності підземних конструкцій передбачається виконання гідроізоляційних заходів та захист бетону від впливу несприятливих факторів ґрунтового середовища [12]. Прийняті конструктивні рішення відповідають вимогам чинних будівельних норм та забезпечують надійну експлуатацію адміністративної будівлі.

Стіни й перегородки.

Несучі зовнішні та внутрішні стіни проєктованої будівлі прийняті цегляними, виконаними з керамічної повнотілої цегли. Товщина зовнішніх стін становить 510 мм, що забезпечує необхідну міцність, стійкість конструкцій та відповідні теплоізоляційні характеристики будівлі. Внутрішні несучі стіни виконуються товщиною 380 мм і забезпечують сприйняття навантажень від перекриттів та інших конструктивних елементів.

Внутрішній простір будівлі організовується за допомогою перегородок, які виконуються з гіпсобетонних блоків, а в окремих приміщеннях – із цегляної

кладки залежно від функціонального призначення та вимог до міцності й звукоізоляції. У приміщеннях із підвищеною вологістю передбачено застосування перегородок із гіпсобетону на пуцоланових в'язучих, що забезпечує їхню стійкість до впливу вологого середовища та підвищує довговічність конструкцій.

Прийняті конструктивні рішення стін і перегородок забезпечують необхідні експлуатаційні характеристики будівлі, включаючи міцність, звукоізоляцію, пожежну безпеку та комфортні умови перебування користувачів.

Перекриття та покриття.

В якості міжповерхових перекриттів та покриття будівлі прийнято збірні залізобетонні плити перекриття з круглими порожнинами за серією 1.141.1, типорозмірів 60, 61, 63 [13]. Використання багатопустотних плит забезпечує необхідну несучу здатність конструкцій, жорсткість перекриттів та зниження власної маси елементів за рахунок наявності поздовжніх порожнин [14].

Прийняті плити перекриття виготовляються з важкого бетону та армовані попередньо напруженою арматурою, що дозволяє ефективно сприймати діючі навантаження від власної ваги конструкцій, перегородок, обладнання та експлуатаційних впливів [14]. Конструктивне рішення забезпечує необхідну міцність, тріщиностійкість, звукоізоляцію між поверхами та відповідає вимогам довговічності.

Збірні залізобетонні плити укладаються на несучі стіни будівлі з необхідною довжиною обпирання та забезпечують просторову жорсткість будівлі. Прийнята конструкція перекриттів є технологічною при монтажі та дозволяє скоротити терміни виконання будівельно-монтажних робіт.

Перемички.

Перемички в проєктованій будівлі приймаються збірними залізобетонними, заводського виготовлення. Вони влаштовуються над прорізами в зовнішніх і внутрішніх стінах (віконними та дверними) та призначені для сприйняття навантажень від вище розташованої кладки і рівномірної передачі їх на простінки.

Конструктивні елементи підбираються відповідно до ширини прорізів та розрахункових навантажень. Застосування збірних перемичок забезпечує підвищення надійності конструкцій, скорочення термінів виконання робіт та спрощення монтажу на будівельному майданчику.

Сходи.

Зв'язок між поверхами забезпечується внутрішніми сходами [15], розташованими в центральній частині будівлі, що сприяє зручній та логічній організації вертикальних комунікацій. Таке планувальне рішення забезпечує рівноцінну доступність усіх функціональних зон першого та другого поверхів, а також сприяє ефективному розподілу потоків відвідувачів і персоналу.

Сходова клітка передбачена з урахуванням вимог пожежної безпеки, евакуації та інклюзивності будівлі, має необхідні параметри ширини маршів і площадок, а також забезпечує безпечні умови експлуатації. Розміщення сходів у центральній частині об'єкта підвищує функціональність планувальної структури та забезпечує раціональний взаємозв'язок між приміщеннями різного призначення.

Вікна й двері [16]. Вікна у проєктованій будівлі прийняті індивідуальні, прямокутної форми, що відповідає архітектурному рішенню фасадів та забезпечує необхідний рівень природного освітлення внутрішніх приміщень. Конструкції вікон передбачаються з урахуванням вимог енергоефективності, герметичності та довговічності, а також забезпечують належні тепло- і звукоізоляційні характеристики будівлі.

Двері прийняті дерев'яні, стандартного виготовлення. Зовнішні двері виконуються за типом С.1.136-10 з підвищеними вимогами до міцності, теплоізоляції та стійкості до атмосферних впливів. Внутрішні двері також приймаються за типом С.1.136-10 та забезпечують функціональний розподіл приміщень, зручність експлуатації та необхідний рівень звукоізоляції між окремими зонами будівлі.

Підлоги [17] в адміністративних будівлях повинні відповідати вимогам міцності, зносостійкості, достатньої пружності, гігієнічності та зручності в експлуатації і прибиранні. Вибір типу підлогового покриття здійснено з урахуванням функціонального призначення приміщень, інтенсивності їх використання та санітарно-гігієнічних вимог.

У проєктованій будівлі прийнято такі типи підлогових покриттів:

- мозаїчна підлога – у приміщеннях з високою інтенсивністю руху та експлуатаційним навантаженням: тамбур головного входу, вестибюль, кімната перерахунку грошей, коридори, електроцитува, касові приміщення та операційна зала. Таке покриття забезпечує підвищену міцність, зносостійкість і довговічність;

- штучний паркет – у приміщеннях адміністративного та службового характеру, зокрема в кімнаті зберігання зброї, кабінетах керуючого та заступника керуючого банком. Дане покриття створює комфортні умови праці та має високі експлуатаційні й естетичні характеристики;

- лінолеум – у допоміжних та робочих приміщеннях середньої інтенсивності використання: кімната охорони, гардероб, «червоний куточок», приміщення перерахунку грошових квитків, експедиція, машинне бюро, кредитна група, комора та приймальня. Покриття відзначається практичністю, гігієнічністю та простотою догляду;

- керамічна плитка – у приміщеннях із підвищеною вологістю та спеціальними санітарними вимогами: комора цінностей, комора вечірньої каси, санітарні вузли. Таке покриття забезпечує вологостійкість, довговічність та легкість у санітарній обробці.

Прийняті рішення щодо влаштування підлог забезпечують оптимальне поєднання експлуатаційних, санітарних та естетичних вимог, що відповідає функціональному призначенню приміщень адміністративної будівлі банку.

Покрівля [19, 20]. У проєкті передбачено суміщену покрівлю, виконану з чотирьох шарів рулонного рубероїдного покриття. У місцях примикання покрівельного покриття до вертикальних конструкцій (стіни, парапети)

передбачено встановлення захисних фартухів з оцинкованої сталі товщиною 0,5 мм відповідно до вимог ДСТУ 8540:2015 [18], що забезпечує надійну гідроізоляцію та довговічність вузлів примикання.

Зовнішнє оздоблення. Архітектурне рішення фасадів передбачає використання навісних систем та елементів фальш-фасаду. Цокольна частина в зоні головного входу облицьовується натуральним гранітом, що підвищує довговічність та архітектурну виразність будівлі. Захисні козирки виконуються з анодованого алюмінію, які є корозійностійкі до атмосферних факторів.

Внутрішнє оздоблення. Внутрішні приміщення оздоблюються із застосуванням якісних сучасних матеріалів. Передбачається облицювання стін керамічною плиткою у вологих приміщеннях, а також клейове фарбування стін і стель у основних приміщеннях. У машинному бюро додатково передбачено акустичне оздоблення для зниження рівня шуму та підвищення комфортності роботи. Віконні та дверні блоки фарбуються емалевими фарбами у два шари в білий колір.

Інженерне обладнання будівлі. Проектована будівля оснащується комплексом сучасних інженерних систем, що забезпечують її повноцінне функціонування та комфорт експлуатації. Передбачено центральне опалення, систему гарячого водопостачання, господарсько-побутову каналізацію, електропостачання, телефонний зв'язок та радіотрансляційну мережу. Також передбачено припливно-витяжну вентиляцію з природним та механічним спонуканням, що забезпечує нормативні параметри мікроклімату в приміщеннях.

1.4 Техніко-економічні показники проекту

Економічні показники адміністративної будівлі формуються на основі її об'ємно-планувальних рішень, ступеня раціональності використання площ, а також прийнятих рішень щодо інженерного та санітарно-технічного обладнання. Значний вплив на ефективність проектних рішень мають співвідношення між

робочими та допоміжними приміщеннями, висотні параметри поверхів, а також раціональне розміщення санітарних вузлів і комунікаційних зон.

Основним об'ємним показником будівлі є будівельний об'єм надземної частини, який визначається за зовнішніми габаритами будівлі як добуток площі горизонтального перерізу на рівні першого поверху (вище цоколя) на висоту від підлоги першого поверху до верхньої площини перекриття верхнього поверху.

Площа забудови приймається як площа горизонтального контуру будівлі на рівні цоколя з урахуванням усіх виступаючих конструктивних елементів, які мають покриття. Робоча площа будівлі визначається як сума площ приміщень, безпосередньо призначених для виконання основних функцій установи. Загальна площа включає робочі та допоміжні приміщення, а також площі коридорів, тамбурів і інших комунікаційних зон.

Визначення площ приміщень виконується за внутрішніми поверхнями стін та перегородок на рівні підлоги. Загальна площа будівлі обчислюється як сума площ усіх поверхів у межах внутрішнього контуру зовнішніх стін, при цьому до складу площі поверху також включаються сходові клітки.

Основні техніко-економічні показники будівлі: будівельний об'єм – 3486,18 м³, загальна площа – 1011,9 м², робоча площа – 925,6 м², а підсобні приміщення займають 86,3 м². Поверховість – 2 поверхи.

Коефіцієнт відношення робочої та загальної площі будівлі визначається як відношення робочої площі до загальної площі будівлі:

$$k_1 = \frac{S_p}{S_0} = \frac{925.56}{1011.88} = 0.914$$

Отримане значення коефіцієнта 0,914 свідчить про високий рівень ефективності використання внутрішнього простору будівлі, оскільки значна частка загальної площі припадає на робочі приміщення.

Коефіцієнт економічності використання об'єму будівлі характеризує ступінь раціонального використання будівельного об'єму та визначається як відношення корисної (робочої) площі до загального будівельного об'єму будівлі.

Даний показник дозволяє оцінити ефективність об'ємно-планувальних рішень та компактність проєктної структури будівлі:

$$k_2 = \frac{V_3}{S_0} = 3.44.$$

1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

За ДБН В.2.6-31:2021 [21] виконуються розрахунки. Оцінка та перевірка умов експлуатації матеріалів у складі огорожувальних конструкцій (рис.1.1) здійснюється згідно з положеннями ДСТУ 9191:2022 [22], що регламентує відповідність матеріалів вимогам довговічності та надійності в реальних умовах експлуатації.

$$R_{\Sigma np} \geq R_{q \min}$$

Приведений опір теплопередачі огорожувальної конструкції:

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{h_{si}} + \frac{d_1}{\lambda_{p1}} + \frac{d_2}{\lambda_{p2}} + \frac{d_3}{\lambda_{p3}} + \frac{1}{h_{se}}$$

$$R_{q \min} = 4 \text{ м}^2 \cdot \frac{\text{К}}{\text{Вт}} \text{ – мінімально допустиме значення опору теплопередачі}$$

огорожувальної конструкції;

$$h_{si} = 8.7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}} \text{ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні}$$

огорожувальної конструкції;

$$h_{se} = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}} \text{ – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні}$$

огорожувальної конструкції;

$d_1 = 0.51$ м – товщина кладки з повнотілої керамічної цегли;

d_2 – товщина мінеральної вати (базальтове волокно), м;

$d_3 = 0.02$ – товщина повітряного прошарку (не враховується в розрахунку);

$d_4 = 0.012$ м – товщина керамо-гранітної плитки (не враховується в розрахунку);

$\lambda_{p1} = 0.81 \frac{Вт}{м^2 \cdot К}$ – теплопровідність кладки з повнотілої керамічної цегли;

$\lambda_{p2} = 0.047 \frac{Вт}{м^2 \cdot К}$ – теплопровідність мінеральної вати

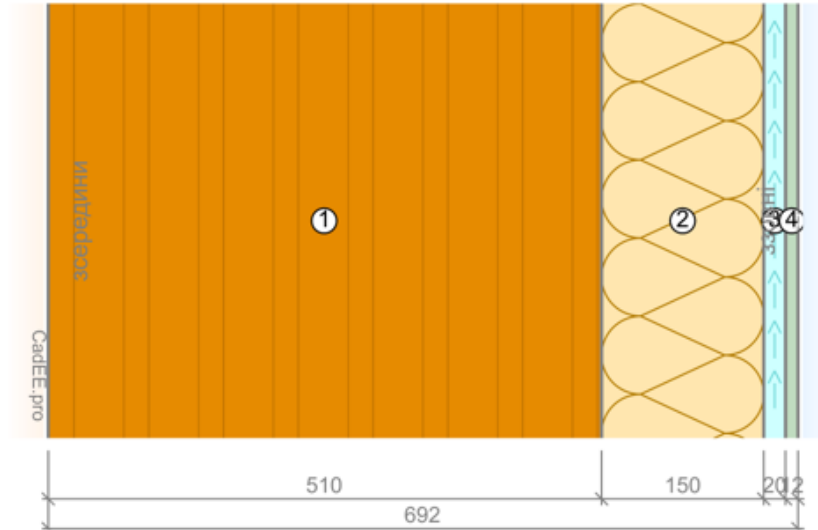


Рисунок 1.1 – Розріз зовнішньої стіни

$$\frac{1}{8.7} + \frac{0.51}{0.81} + \frac{d_2}{0.047} + \frac{1}{12} = 4$$

$$\frac{d_2}{0.047} = 3.172$$

$$d_2 = 3.172 \cdot 0.047 = 0.149 м$$

Таким чином, за результатами теплотехнічного обґрунтування та з урахуванням нормативних вимог до теплоізоляції огорожувальних конструкцій, приймається товщина утеплювального шару з мінеральної вати на основі базальтового волокна рівною 0,15 м.

Обрана товщина забезпечує необхідний рівень теплового опору конструкції, сприяє зменшенню тепловтрат будівлі в холодний період року та відповідає вимогам енергоефективності, довговічності й експлуатаційної надійності.

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкта

Міцнісні та деформаційні характеристики ґрунтів основи.

Проектування фундаментів будівлі виконується з урахуванням фізико-механічних властивостей ґрунтів основи, які безпосередньо впливають на несучу здатність, осідання та загальну стійкість споруди. До основних розрахункових характеристик відносять щільність ґрунтів, кут внутрішнього тертя, питома зчеплення, модуль деформації та розрахунковий опір основи.

Зазначені показники є базовими для визначення типу фундаментів, їхніх геометричних параметрів та глибини закладання, а також для оцінки можливих деформацій основи під дією експлуатаційних навантажень.

Фізико-механічні властивості ґрунтів основи, прийняті для розрахунку, наведені в таблиці 2.1. Вони використовуються для подальших інженерних розрахунків фундаментних конструкцій та перевірки умов їхньої надійної і безпечної експлуатації.

Таблиця 2.1 – Вихідні дані

№ ІГЕ	Найменування ІГЕ	Номер свердловини та потужність шару, м			
		1	2	3	4
1	Рослинний ґрунт	0.5	0.7	0.6	0.4
2	Пісок середньої крупності	3.4	3.6	3.2	3.8
3	Супісок	3.4	3.5	3.7	3.6
4	Пісок дрібний	3.5	3.6	3.8	3.5
5	Глина	5.6	5.8	5.7	5.6
	Відмітка гирла свердловини, м	163.1	163.0	163.2	163.1

Характеристики властивостей ґрунтів							
Найменування	Ум. позн.	Од. вим.	Номер ПЕ				
			1	2	3	4	5
Щільність	ρ_{II}	т/м ³	1.7	2.02	2.15	2.04	2.05
Щільність часток	ρ_s	т/м ³		2.67	2.74	2.7	2.72
Природна вологість	w			0.24	0.18	0.25	0.23
Вологість на межі текучості	w _L				0.23		0.41
Вологість на межі. пластичності	w _p				0.17		0.21
Кут внутрішнього тертя	φ_{II}	град.		33	22	31	15
Питоме зчеплення	c _{II}	кПа		1	20	1	80
Модуль деформації	E	МПа		30	25	28	50

Між фізичними та механічними властивостями ґрунтів простежується безпосередній взаємозв'язок. Загальна пористість ґрунтового масиву визначає його здатність до накопичення вологи, тобто потенціал водоемності. У процесі заповнення пор водою рівень водонасичення поступово збільшується.

Для глинистих і пилуватих ґрунтів проникнення вологи призводить до підвищення природної вологості, послаблення структурних зв'язків між частинками та змін консистенції ґрунту – від твердого стану до пластичного або текучого.

Враховуючи зазначені закономірності, на основі аналізу фізико-механічних властивостей були встановлені розрахункові характеристики ґрунтів у межах будівельного майданчика, що використовуються для подальших інженерних розрахунків основ і фундаментів.

Визначимо фізико-механічні характеристики ґрунтів:

ПЕ №2 – пісок середньої крупності

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_\omega} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{2.67}{2.02} \cdot (1 + 0.24) - 1 = 0.64$$

Ступінь вологості:

$$S_r = \omega \cdot \frac{\rho_s}{e \cdot \rho_\omega} = 0.24 \cdot \frac{2.67}{0.64 \cdot 2.02} = 0.496$$

Пісок середньої щільності, малого ступіня водонасичення

ПГЕ №3 – супісок

Число пластичності:

$$I_p = \omega_L - \omega_p = 0.23 - 0.17 = 0.06$$

Показник текучості:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0.18 - 0.17}{0.23 - 0.17} = 0.17$$

Супісок напівтведий

ПГЕ №4 – пісок дрібний

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_\omega} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{2.7}{2.04} \cdot (1 + 0.25) - 1 = 0.65$$

Ступінь вологості:

$$S_r = \omega \cdot \frac{\rho_s}{e \cdot \rho_\omega} = 0.25 \cdot \frac{2.7}{0.65 \cdot 2.04} = 0.51$$

Пісок дрібний, середнього ступіня водонасичення

ПГЕ №5 – Глина

Число пластичності:

$$I_p = \omega_L - \omega_p = 0.41 - 0.21 = 0.2$$

Показник текучості:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0.23 - 0.21}{0.41 - 0.21} = 0.1$$

Глина напівтверда.

Згідно з результатами інженерно-геологічного аналізу будівельного майданчика встановлено, що у верхній частині розрізу залягають ґрунти глинистого типу напівтвердої консистенції. Такі ґрунти характеризуються відносно високою щільністю, обмеженою деформативністю у природному стані та підвищеною чутливістю до змін вологості, що необхідно враховувати при проєктуванні основ і фундаментів.

Враховуючи стратиграфічну будову майданчика та фізико-механічні властивості ґрунтів, як несучий шар основи приймається інженерно-геологічний елемент ІГЕ №2 – пісок середньої щільності, малого ступеня водонасичення. Даний шар має достатні несучі характеристики, є більш стабільним у порівнянні з глинистими ґрунтами та забезпечує надійну роботу фундаментів за умов експлуатаційних навантажень.

2.2.1 Розрахунок стрічкового фундаменту

Загальні положення збору навантажень на стрічковий фундамент регламентують початковий етап проєктування, який полягає у систематизації, класифікації та сумуванні всіх силових факторів, що впливають на споруду. Головною метою цього етапу є обчислення сумарного погонного вертикального навантаження (на 1 пог. м) на фундаментну стрічку згідно з вимогами чинної нормативної бази.

1. Збір навантажень на фундамент по осі «Б» виконується з урахуванням постійних, тимчасових та експлуатаційних навантажень, що передаються від несучих конструкцій будівлі. До розрахунку включаються навантаження від покрівельного покриття, перекриттів, стін, а також снігові та вітрові впливи відповідно до нормативних вимог.

Склад покрівлі для отримання вихідних даних для розрахунку наведено на рис.2.1, де детально відображені всі конструктивні шари покрівельної системи з їх товщинами, щільністю матеріалів та питомими навантаженнями. На основі

цих даних визначається сумарне навантаження від покрівлі, яке враховується при подальшому розрахунку фундаментів по осі «Б». Результати за даними наведено в таблиці 2.2

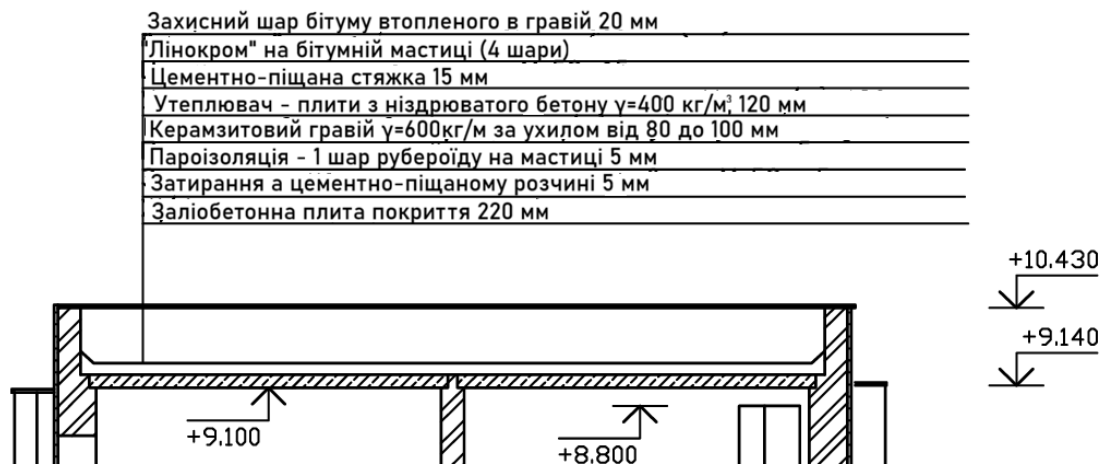


Рисунок 2.1 – Склад покрівлі

Таблиця 2.2 – Збір навантажень від покрівлі

№	Найменування матеріалу	Характерис тичне значення, кг/м ²	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fe}	g_e , кг/м ²	γ_{fm}	g_m , кг/м ²
1	Гравій, втоплений в бітум 20 мм	34	1	34	1.3	44.2
2	Лінокром (4 шари)	16	1	16	1.3	20.8
3	Цементно-піщана стяжка 15 мм	30	1	30	1.3	39
4	Утеплювач – плити зніздрюватого бетону 120 мм	48	1	48	1.2	57.6
5	Керамзитовий гравій за ухилом 80-100 мм	54	1	54	1.3	70.2
6	Пароізоляція (1 шар рубероїду)	4	1	4	1.3	5.2

7	Затирання на цементно-піщаному розчині 5 мм	10	1	10	1.3	13
8	Залізобетонна плита плита 220 мм	275	1	275	1.1	303
9	Снігове навантаження	134	0.49	65.7	1	134
Загальне навантаження			$g_e = 536,7$		$g_m = 687$	

На рисунку 2.2 наведено склад шарів міжповерхового перекриття. В таблиці 2.3 – від плити перекриття двох поверхів.

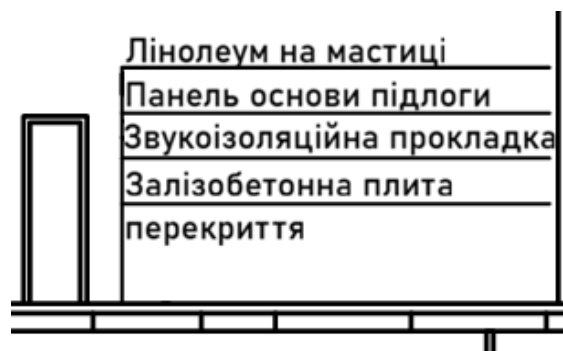


Рисунок 2.2 – Склад міжповерхового перекриття

Таблиця 2.3 – Збір навантажень від плити перекриття 1-го, 2-го поверхів

№	Найменування матеріалу	Характеристичне значення, кг/м ²	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fe}	g_e , кг/м ²	γ_{fm}	g_m , кг/м ²
1	Лінолеум	2.5	1	2.5	1.3	3.3
2	Мастика 2 мм	2.4	1	2.4	1.3	3.1
3	Панель підлоги із звукоізоляційною прокладкою	7	1	7	1.3	9.1
4	Залізобетонна плита 220 мм	275	1	275	1.1	303
5	Корисне навантаження	150	1	150	1.3	195
Загальне навантаження			$g_e = 436,9$		$g_m = 513,4$	

Збір навантажень від стіни представлено в таблиці 2.4, де систематизовано всі складові постійних навантажень, що передаються на фундамент від власної ваги стінових конструкцій. У таблиці враховано характеристики матеріалів, геометричні параметри стін, а також питомі навантаження по кожному конструктивному шару. Отримані значення використовуються для подальшого розрахунку сумарного навантаження на фундамент і перевірки його несучої здатності.

Таблиця 2.4 – Збір навантажень від стіни

№	Найменування матеріалу	Характеристичне значення, кг/м	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fe}	g_e , кг/м	γ_{fm}	g_m , кг/м
1	Керамічна повнотіла цегла 380 мм	7705.6	1	7017.8	1.2	9246.7
Загальне навантаження			$g_e = 7017,8$		$g_m = 8421,4$	

Знаходимо сумарне навантаження на фундамент:

$$N = (g_e^{нокр} + g_e^{неп1,2}) \cdot \frac{l}{2} \cdot b + g_e^{cm} = (536.7 + 436.9 \cdot 2) \cdot \frac{6}{2} \cdot 1 + 7017.8$$

$$= 11249.3 \text{ кг/м}$$

$$= 11.25 \text{ т/м}$$

$$N = (g_m^{нокр} + g_m^{неп1,2}) \cdot \frac{l}{2} \cdot b + g_m^{cm} = (687 + 513.4 \cdot 2) \cdot \frac{6}{2} \cdot 1 + 8421.4$$

$$= 13562.8 \text{ кг/м} = 13.56 \text{ т/м}$$

2. Визначення необхідної ширини підшви стрічкового фундаменту.

Критерії вибору ширини підшви стрічкового фундаменту визначаються комплексом інженерно-геологічних, конструктивних та технологічних вимог. Остаточні розміри фундаментної стрічки призначаються з урахуванням властивостей ґрунтової основи: у разі наявності слабких або малонесучих ґрунтів ширину підшви збільшують з метою зниження питомого тиску на основу та

забезпечення необхідної несучої здатності. Важливим фактором є також геометрія надфундаментних конструкцій – ширина фундаменту повинна бути не меншою за товщину стінового елемента, що спирається на нього, із забезпеченням рівномірної передачі навантаження. Окрім цього, враховується технологічність виконання робіт: отримані за розрахунком розміри коригуються відповідно до уніфікованих модулів опалубних систем і будівельних елементів, при цьому значення зазвичай округлюються у більшу сторону для забезпечення надійності та зручності монтажу.

Знаходимо ширину підшви фундаменту:

$$b = \frac{N + G_{\text{фунд}}}{R - d \cdot \gamma_{\text{mt}}} = \frac{11.25 + 2.08 \cdot 2}{40 - 1.5 \cdot 2} = 0.42 \text{ м}$$

$N=14.28 \text{ т/м}^2$ – сумарне навантаження на фундамент;

$R=40 \text{ т/м}^2$ – розрахунковий опір ґрунту, прийнятий згідно табл.Е3 ДБН.В.2.1-10-2009;

$d=1.5 \text{ м}$ – глибина закладання фундаменту, прийнятий згідно п.7.5 ДБН.В.2.1-10:2018 [11];

$\gamma_{\text{mt}}=2 \text{ т/м}^2$ – усереднене значення питомої ваги ґрунту та бетону.

Ширину підшви фундаменту приймаємо конструктивно рівною $b=1,0 \text{ м}$

Розрахунковий опір ґрунту (R , т/м^2) є граничним значенням тиску по підшві стрічкового фундаменту, за якого забезпечується несуча здатність основи та виключається перевищення допустимих рівнів деформацій (осадок) споруди під впливом експлуатаційних навантажень.

Обчислюємо розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}]$$

$$R = \frac{1.4 \cdot 1.32}{1} [1.44 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2.06 + 6.76 \cdot 1 \cdot 1.87 + (6.76 - 1) \cdot 0.5 \cdot 1.87 + 8.88 \cdot 0.1] = 40.4 \text{ т/м}^2$$

де k – коефіцієнт $k = 1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені перед безпосередніми випробуваннями, й $k = 1.1$, якщо вони

прийняті за таблицями В.1-В.2;

$M\gamma$, Mq , $Mс$ – коефіцієнти, що приймають за таблицею Е.8;

kz – коефіцієнт, що приймають при $b < 10$ м – $kz = 1$, при $b \geq 10$ м – $k_z = z_0/b + 0,2$ (де $z_0 = 8$ м);

$b = 1,0$ м – ширина підшви фундаменту;

$\gamma_{\pi} = 2,06$ т/м³ – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води);

$\gamma'_{\pi} = 1,87$ т/м³ – те саме, що залягають вище підшви;

$c_{\pi} = 0,1$ т – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, яке залягає безпосередньо під підшвою фундаменту;

$d_1 = 1,0$ м – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування;

$d_b = 0,5$ м – глибина підвалу (відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд з підвалом глибиною понад 2 м приймають $d_b = 2$ м).

У підсумку визначаємо остаточне значення ширини підшви фундаменту:

$$b = \frac{N + G_{\text{фунд}}}{R - d \cdot \gamma_{\text{mt}}} = \frac{11,25 + 2,08 \cdot 2}{40,4 - 1,5 \cdot 2} = 0,41 \text{ м}$$

Приймаємо $b = 1$ м.

Перевіряємо виконання умови:

$$P_{\text{cp}} = \frac{N + G_{\text{фунд}}}{bl} + \gamma_{\text{mt}} d \leq R$$
$$P_{\text{cp}} = \frac{11,25 + 2,08 \cdot 2}{1 \cdot 1} + 2 \cdot 1,5 = 18,41 \text{ м} / \text{м}^2 \leq 40,4 \text{ м} / \text{м}^2$$

Конструктивне армування стрічкового фундаменту передбачено у вигляді нижньої сітки в обох напрямках зі стрижнів $\varnothing 12$ класу А400С. Для вертикальних стін підвалу прийнято конструктивне армування дворядними (зовнішніми та внутрішніми) сітками з вертикальною та горизонтальною робочою арматурою $\varnothing 12$ А400С.

3 Визначення осідання стрічкового фундаменту.

Вертикальне зміщення (осадка) стрічкового фундаменту являє собою опускання конструкцій будівлі, що відбувається внаслідок ущільнення, деформації або зсуву ґрунтів інженерної основи під дією прикладених експлуатаційних навантажень.

Основними причинами виникнення таких деформацій є ущільнення ґрунтової основи, яке супроводжується зменшенням об'єму порового простору масиву через витіснення повітря та води, а також замочування ґрунтів, що призводить до втрати міцності глинистих порід і руйнування структури лесових ґрунтів у разі потрапляння вологи через пошкоджену вимощення або витоки інженерних мереж.

Значний вплив має конструктивне перевантаження, коли параметри підоснови фундаменту не відповідають фактичним навантаженням і питомий тиск перевищує розрахунковий опір ґрунту ($p > R$).

Додатково деформації можуть виникати через нерівномірний розподіл навантажень від різних за масою частин будівлі, наприклад житлових блоків і легких прибудов, а також внаслідок суфозійних процесів, пов'язаних із вимиванням дрібнодисперсних частинок ґрунту фільтраційними водами, що призводить до порушення його суцільності та зниження несучої здатності основи.

Розрахунок виконуємо методом підсумовування:

1. Визначаємо напругу від власної ваги ґрунту на рівні підоснови фундаменту, t/m^2 :

$$\sigma_{zg0} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot (d - h_1) = 1.7 \cdot 0.7 + 2.02 \cdot (1.5 - 0.7) = 2.806 t/m^2;$$

2. Розбиваємо товщу ґрунту нижче підоснови фундаменту на шари:

$$h = 0.5b = 0.5 \cdot 1 = 0.5 m < 1m,$$

тому $h = 1 m$;

3. Відстань від підоснови фундаменту до кожного з елементарних шарів становить: $z_i = n \cdot h$;

4. Будуємо епюру додаткових напружень від зовнішнього навантаження на

глибині z :
$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p_{cp}$$

Нижню межу стискаємої товщі обираємо на глибині $z = H_c$,

де виконується умова $\sigma_{zp} = k \cdot \sigma_{zg}$, де $k=0.2$.

За даних умов $\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$,

5. Будуємо епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, знятого в котловані до рівня підшови фундаменту, на глибині z :

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}$$

6. Визначаємо загальну осадку як суму осад окремих елементарних шарів за формулою (мм):

$$S = \beta \cdot \sum \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} - \sigma_{z\gamma,i}^{cp}}{E_i} + \beta \cdot \frac{\sigma_{z\gamma,i}^{cp} \cdot h_i}{E_{e,i}}$$

7. Порівнюємо отриману осадку з гранично допустимої за нормами (додаток I), яка в даному випадку становить 12 см:

$$S \leq S_u$$

Підрахунок виконано у програмному комплексі Ексел та відображено у таблиці 2.5. На рис.2.3 наведено розрахунок осадки фундаменту.

Таблиця 2.5 – Розрахунок осідання фундаменту

№ шару	Ґрунт	h, м	Z, м	$z=2z/b$	α	szp, кПа	szp,c p кПа	$z=2z/B$ к	α_k	szg, кПа	szg, cp, кПа	E_i , кПа	β	S, см
0	Пісок сер.круп.	0,00	0,00	0,00	1,000	184,10	184,10	0,00	1,00	28,06	28,06	30000	0,8	0,000
1	Пісок сер.круп.	1,00	1,00	2,00	0,550	101,26	142,68	0,83	0,87	24,50	26,28	30000	0,8	0,661
2	Пісок сер.круп.	1,00	2,00	4,00	0,306	56,33	78,79	1,67	0,63	17,57	21,03	30000	0,8	0,434
3	Пісок сер.круп.	0,80	2,80	5,60	0,223	41,05	48,69	2,33	0,49	13,75	15,66	30000	0,8	0,237
4	Супісок	1,00	3,80	7,60	0,166	30,56	35,81	3,17	0,38	10,58	12,16	25000	0,8	0,270
5	Супісок	1,00	4,80	9,60	0,132	24,30	27,43	4,00	0,31	8,59	9,58	25000	0,8	0,210
6	Супісок	1,00	5,80	11,60	0,109	20,07	22,18	4,83	0,26	7,21	7,90	25000	0,8	0,172
													$\Sigma S =$	1,986

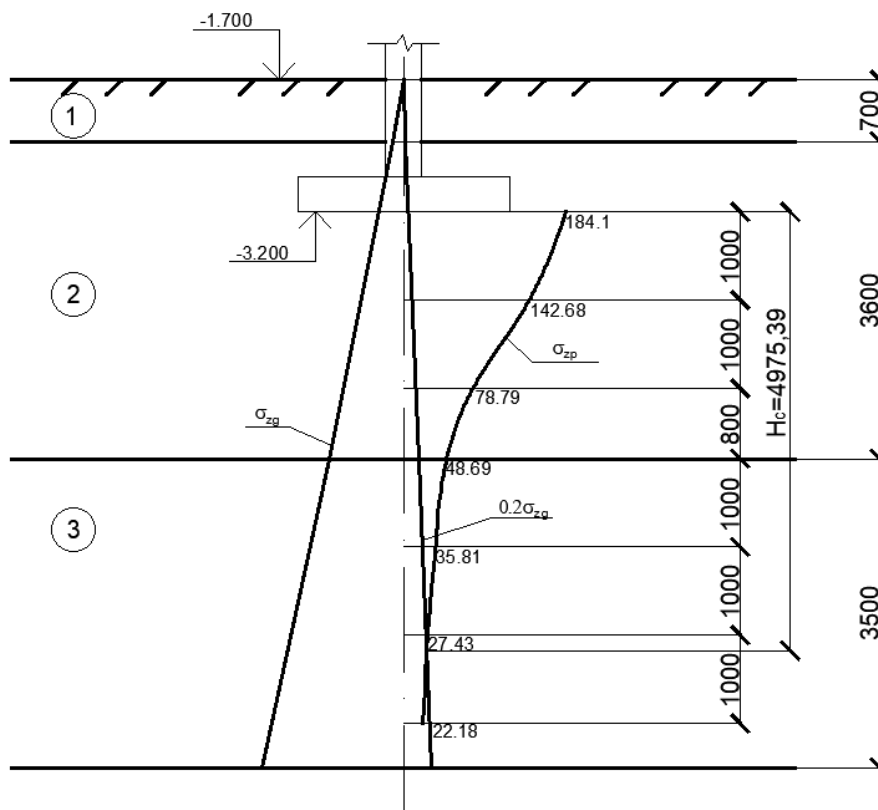


Рисунок 2.3 – Розрахунок осадки фундаменту

Перевірка виконання умови за осіданням виконується шляхом порівняння розрахункового значення осідання з гранично допустимим. У даному випадку розрахункове осідання становить $S=1,99$ см, що є меншим за допустиме значення $S_u=12,0$ см. Таким чином, умова експлуатаційної придатності основи виконується.

Граничне осідання S_u прийнято відповідно до додатка А ДБН В.2.1-10-2018 [11] як нормативно встановлене допустиме значення для даних інженерно-геологічних умов і типу фундаменту.

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкта

Проектування залізобетонного збірного перекриття передбачає розроблення конструктивного рішення, яке забезпечує надійну передачу навантажень від експлуатаційних впливів на несучі стіни або ригелі будівлі. У процесі проектування визначаються тип та схема роботи перекриття, підбираються збірні залізобетонні елементи (плити, панелі або настили), виконується їх розрахунок за міцністю, жорсткістю та тріщиностійкістю з урахуванням постійних і тимчасових навантажень.

Окремо враховуються умови опирання елементів, способи їх з'єднання між собою та з несучими конструкціями, а також забезпечення просторової жорсткості будівлі. Важливим етапом є перевірка несучої здатності та деформацій перекриття, а також відповідність конструкції вимогам нормативних документів щодо безпеки, довговічності та технологічності монтажу.

Встановлюємо геометричні розміри плити перекриття ПК1, яка прийнята для подальшого розрахунку:

$$b_k = b_n - 10 = 1500 - 10 = 1490 \text{ мм}$$

$$l_k = l_1 - 20 \text{ мм} = 6000 - 20 = 5980 \text{ мм}$$

$$l_n = l_k + 20 \text{ мм} = 5980 + 20 = 6000 \text{ мм}$$

Маркування плити перекриття: ПК 60.15-8.

Маркування плити перекриття ПК 60.15-8 визначає її основні геометричні та конструктивні параметри. Позначення «ПК» означає круглопустотну плиту перекриття, 60 – номінальну довжину елемента 6,0 м (60 дм), 15 – номінальну ширину 1,5 м (15 дм), а цифра 8 вказує на розрахункове нормативне навантаження. За необхідності враховується також клас попередньо напруженої арматури А800, яка забезпечує підвищену несучу здатність та тріщиностійкість конструкції.

Плита виготовлена з важкого бетону класу С20/25, для якого розрахункова міцність на стиск становить $f_{cd} = 14.5 \text{ МПа}$. Характерні граничні деформації бетону прийняті $\varepsilon_{с3, cd} = 0.00063 = 0.63 \%$ та $\varepsilon_{сu3, cd} =$

0.0031 = 3.1 %, що відповідає стадіям роботи бетону від пружної до граничної. Модуль пружності бетону становить $E_{cd} = 23 \text{ ГПа} = 23000 \text{ МПа}$, що характеризує його жорсткісні властивості та використовується при розрахунку прогинів і деформацій плити перекриття.

Робоча арматура плити - класу А600, характеристичне значення умовної межі текучості $f_{p0,1k} = 765 \text{ МПа}$, характеристичне значення опору арматури розтягу $f_{pk} = 1050 \text{ МПа}$, коефіцієнт надійності $\gamma_s = 1.2$, розрахункове значення опору арматури розтягу $f_{pd0} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = 765/1.2 = 637,5 \text{ МПа}$; модуль пружності $E_p = 190000 \text{ МПа}$, відносні деформації видовження арматури $\epsilon_{p0} = \frac{f_{pd0}}{E_p} = \frac{637,5}{190000} = 0.00336 = 3,36\%$ при досягненні напруженнями розрахункового опору; граничні відносні деформації видовження арматури $\epsilon_{uk} = 0.018 = 18 \%$, $\epsilon_{ud} = 0.9 \cdot \epsilon_{uk} = 0.9 \cdot 0.018 = 0.0162 = 16,2\%$.

Робоча поперечна арматура плити – класу А240С, з характеристичним значенням опору арматури на межі текучості $f_{yk}=240 \text{ МПа}$, коефіцієнт надійності для арматури $\gamma_s = 1.05$; модуль пружності $E_s=210000 \text{ МПа}$, величина відносних деформацій $\epsilon_{s0} = f_{yd}/E_s = 240/210000 = 0,001143$ та $\epsilon_{ud} = 0.025$, розрахункове значення міцності поперечної арматури $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$ або класу Вр-І з коефіцієнтом надійності для арматури $\gamma_s = 1.1$, модуль пружності $E_s = 170000 \text{ МПа}$ (табл. 2.6).

Як стиснуту арматуру сітки, яка укладається по всій площині у верхній стиснутій зоні плити, прийнято дротяну арматуру класу Вр-І. Її основні міцнісні характеристики наведені в таблиці 2.6.

Таблиця 2.6 – Міцнісні характеристики дротяної арматури

Дротяна арматура класу	Діаметри арматури, мм	Характеристичним значення опору арматури f_{yk} , МПа	Розрахункові значення опору розтягу	
			поздовжньої f_{yd} , МПа	поперечної (у в'язаних каркасах) f_{ywd} , МПа
Вр-I	3	410	375	270(300)
	4	405	365	265(295)
	5	395	360	260(290)

1. Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами першої групи.

Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за першою групою граничних станів (ГГС) спрямований на верифікацію її несучої здатності та структурної надійності під впливом граничних експлуатаційних навантажень. Обчислювальні алгоритми реалізуються відповідно до положень ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [13] або ДСТУ EN 1992-1-1 [23]. Для оптимізації міцнісного аналізу виконано схематизацію складної геометрії конструкції: реальний поперечний переріз із круглими порожнечами зводиться до еквівалентної розрахункової форми таврового або двотаврового профілю.

Збір навантажень та визначення зусиль виконується для встановлення розрахункових впливів, що діють на конструкцію в процесі її експлуатації. На основі постійних і тимчасових навантажень формується сумарне навантаження, яке передається на елементи будівлі. Далі визначаються розрахункові зусилля (згинальні моменти, поперечні сили та поздовжні зусилля), що використовуються для перевірки міцності, жорсткості та тріщиностійкості конструктивних елементів.

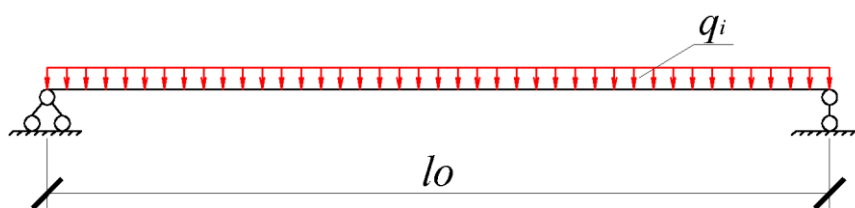


Рисунок 2.4 – Розрахункова схема плити перекриття

Розрахунковий проліт плити перекриття:

$$l_0 = l_k - l_{\text{sup}} = 6000 - 120 = 5880 \text{ мм},$$

$$\text{де } l_{\text{sup}} = 120 \cdot 2 \cdot /2 = 120 \text{ мм}$$

Величини навантаження на 1 м² площі плити приймаємо за табл.2.4 розділу «Підземна частина об'єкту»:

- розрахункове повне навантаження:

$$g_m = 7.62 \text{ кПа} = 5.13 \text{ кН/м}^2$$

- нормативне повне навантаження:

$$g_e = 6.33 \text{ кПа} = 4.37 \text{ кН/м}^2$$

Погонні навантаження (на 1 м довжини плити):

- повне розрахункове:

$$q_{\text{tot}} = g_m \cdot b_n = 5.13 \cdot 1.5 = 7.7 \text{ кН/м}$$

- повне нормативне:

$$q_{\text{tot},n} = g_e \cdot b_n = 4.37 \cdot 1.5 = 6.6 \text{ кН/м}$$

1. Визначаємо згинальний момент та поперечну силу від повного розрахункового навантаження (для I-ї групи граничних станів):

$$M_{\text{tot}} = q_{\text{tot}} l_0^2 / 8 = 7.7 \cdot 5.88^2 / 8 = 33.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$V_{\text{tot}} = q_{\text{tot}} l_0 / 2 = 7.7 \cdot 5.88 / 2 = 22.6 \text{ кН}$$

2. Визначаємо момент від повного нормативного навантаження (за II-ю групою граничних станів):

$$M_{\text{tot},n} = q_{\text{tot},n} \cdot l_0^2 / 8 = 6.6 \cdot 5.88^2 / 8 = 28.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

2. Розрахунок міцності перерізу, нормального до поздовжньої осі.

Розрахунок за міцністю перерізів, нормальних до поздовжньої осі плити, виконується з метою забезпечення надійної роботи конструкції під дією максимальних згинальних моментів. Розрахункова схема ґрунтується на нормативних вимогах і передбачає приведення перерізу багатопустотної плити до розрахункової моделі таврового перерізу, у якому ширина полиці приймається рівною повній ширині плити, а ширина ребра визначається як

сумарна товщина стінок між пустотами. При цьому приймається, що опір бетону розтягуванню дорівнює нулю, а напруження у стиснутій зоні бетону розподіляються рівномірно та не перевищують розрахункового опору f_{cd} . Для попередньо напружених елементів додатково враховуються зусилля попереднього напруження арматури та втрати натягу, включаючи як первинні, так і вторинні втрати, що впливають на загальну роботу перерізу.

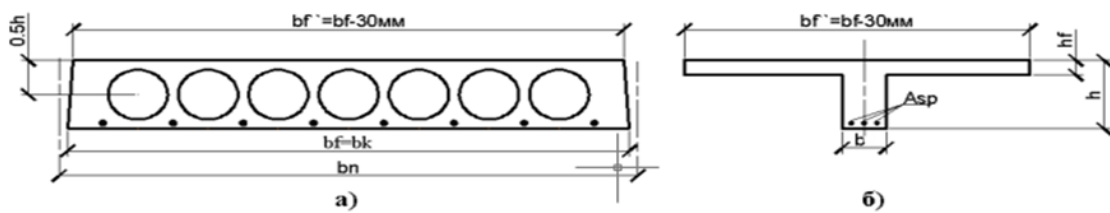


Рисунок 2.5 – Поперечні перерізи багатопустотної плити:

а) фактичний; б) розрахунковий

Розрахунок ведемо за I-ю групою граничних станів.

В залежності від номінальної ширини плити вибираємо кількість отворів. Плита шириною 1500 мм має 7 отворів діаметром $D = 159$ мм. Замінюємо круглий отвір на еквівалентний прямокутний зі сторонами:

$$\text{ширина } A = 0.907 \cdot D = 0.907 \cdot 159 = 144.21 \text{ мм}$$

$$\text{висота } B = 0.866 \cdot D = 0.866 \cdot 159 = 137.69 \text{ мм}$$

Тоді розміри приведенного таврового перерізу будуть (за поз. б, рис.2.5).

$$h_f = (h - B) \cdot 0.5 = (220 - 137.69) \cdot 0.5 = 41.16 \text{ мм}$$

$$b_{eff} = b_f' = b_k - 30 = 1490 - 30 = 1460 \text{ мм}$$

$$b_w = b = b_{eff} - n \cdot A = 1460 - 7 \cdot 144.21 \approx 450 \text{ мм}$$

де n – кількість пустот.

Робоча висота перерізу

$$d = h - c_p = h - c_d - d_s/2 = 220 - 26 - 16/2 = 186 \text{ мм},$$

де $c_d = d_s + 10 = 16 + 10 = 26$ мм – захисний шар бетону;

$d_s = 12$ мм – орієнтовний діаметр робочої арматури.

Бетон класу C20/25 буде мати коефіцієнти білінійної епюри наступні:

$$k = 0.79677; \beta = 0.45111.$$

Відносна висота полиці

$$\xi_f = h_f/d = 41.16/186 = 0.22129.$$

Згинальний момент, що сприймається перерізом полиці («момент полиці»):

$$\begin{aligned} M_{Rdf} &= 0.5(1+k)\xi_f(1-\beta\xi_f)f_{cd}b_{eff}d^2 = \\ &= 0.5 \cdot (1+0.79677) \cdot 0.022129 \cdot (1-0.45111 \cdot 0.22129) \cdot 14.5 \cdot 1460 \cdot 186^2 \\ &= 131.07 \cdot 10^6 = H \cdot мм \end{aligned}$$

$$M_{Rdf} = 131.07 \text{кН} \cdot \text{м} > M_{tot} = 33.3 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Це означає, що нейтральна вісь проходить у полиці. Тому розрахунок проводимо як для прямокутного перерізу шириною $b = b_{eff}$.

Знаходимо фактичне значення коефіцієнта:

$$\alpha_m = \frac{M_{tot}}{f_{cd}b_{eff}d^2} = \frac{33.3 \cdot 10^6}{14.5 \cdot 1460 \cdot 186^2} = 0.045467.$$

Розрахункова міцність арматури при деформаціях, що дорівнюють ε_{p0} :

$$f_{pd0} = f_{0,1k}/\gamma_s = 765/1.2 = 637.5 \text{МПа}$$

Тоді

$$\varepsilon_{p0} = f_{pd0}/E_p = 637.5/1.9 \cdot 10^5 = 0.00336 = 3.36\%$$

Знаходимо фактичні відносні деформації напруженої арматури. Спочатку знайдемо, згідно із вимогами норм, максимальну величину попереднього напруження арматури (з урахуванням миттєвих втрат):

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} &= \min\{0.75f_{pk}; 0.85f_{p0,1k}\} = \min\{0.75 \cdot 840; 0.85 \cdot 765\} = \\ &= \min\{630; 650.25\} = 630 \text{МПа}. \end{aligned}$$

Цьому напруженню відповідає відносна деформація арматури:

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp}/E_p = 630/1.9 \cdot 10^5 = 0.003316 = 3.32\%$$

З урахуванням цього попереднього напруження гранична відносна деформація арматури не повинна перевищувати величини:

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{sp} = 16.2 - 3.32 = 12.88\%$$

Цій деформації відповідає розрахунковий опір арматури на розтяг:

$$f_{pud} = f_{pd0} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd0} \right) \frac{\varepsilon_{pud} - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}} =$$

$$= 637.5 + \left(\frac{840}{1.2} - 637.5 \right) \cdot \frac{12.88 - 3.36}{18 - 3.36} = 678.14 \text{ МПа}$$

Знаходимо характерні граничні значення відносної висоти стиснутої зони ξ :

$$\xi_{a,p} = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{0.63}{0.63 + 12.88} = 0.04663;$$

$$\xi_{b,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{3.1}{3.1 + 12.88} = 0.19399;$$

$$\xi_{lim,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{sp}} = \frac{3.1}{3.1 + 3.36 - 3.32} = 1.01307$$

Їм будуть відповідати такі граничні значення коефіцієнтів α_m :

$$\alpha_{ma} = 0.5(1 + k)\xi_{a,p}(1 - \beta\xi_{a,p})$$

$$\alpha_{ma} = 0.5(1 + 0.79677) \cdot 0.04663 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.04663) = 0.04101$$

$$\alpha_{mb} = 0.5(1 + k)\xi_{b,p}(1 - \beta\xi_{b,p})$$

$$= 0.5(1 + 0.79677) \cdot 0.19399 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.19399) = 0.15903$$

$$\alpha_{ma\ lim} = 0.5(1 + k)\xi_{a,p}(1 - \beta\xi_{a,p})$$

$$= 0.5(1 + 0.79677) \cdot 1.01307 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 1.01307) = 0.049419$$

Оскільки

$$\alpha_{ma} = 0.04101 < \alpha_m = 0.045467 < \alpha_{mb} = 0.15903,$$

То за таких даних переріз працює в області деформування $1b$ і подальший розрахунок й підбор арматури виконуємо відповідно до встановлених методик для даної області.

Знаходимо коефіцієнти квадратного рівняння:

$$p = 2\varepsilon_{pud} = 2 \cdot 12.88 = 25.76\%$$

$$q = \frac{6 \cdot \alpha_m \cdot \varepsilon_{pud}^2 + 3\varepsilon_{pud} \cdot \varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{c3,cd}^2}{6 \cdot \alpha_m - 3} =$$

$$= \frac{6 \cdot 0.045467 \cdot 12.88^2 + 3 \cdot 12.88 \cdot 0.63 + 0.63^2}{6 \cdot 0.045467 - 3} = -25.666.$$

Деформації верхніх стиснутих фібр перерізу будуть:

$$\varepsilon_{c(1)} = -p/2 + \sqrt{p^2/4 - q} = -25.76/2 + \sqrt{25.76^2/4 - (-25.666)} = 0.9605 \%$$

Перераховуємо коефіцієнти білінійної епюри:

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = \frac{0.9605 - 0.63}{0.9605} = 0.34409$$

$$\beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1+k)} = \frac{0.34409^2 + 0.34409 + 1}{3(1+0.34409)} = 0.3627.$$

– коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2\beta\alpha_m}{1+k}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2 \cdot 0.3627 \cdot 0.045467}{1+0.34409}} = 0.97483;$$

– використовуючи співвідношення

$$x = d(1 - \eta)/\beta = 186 \cdot (1 - 0.97483)/0.3627 = 12.908 \text{ мм}$$

як контроль правильності виконаних розрахунків, перевіряємо виконання умови

$$\varepsilon_{pt} = \frac{\varepsilon_{c(1)}(d - x)}{x} = \frac{0.9605 \cdot (186 - 12.908)}{12.908} = 12.88\% \cong \varepsilon_{pu} = 12.88 \%$$

Умова виконується, розрахунок виконаний правильно.

Далі знаходимо плече внутрішньої пари сил Z_c із залежності

$$Z_c = \eta \cdot d = 0.97483 \cdot 186 = 181.32 \text{ мм}$$

і визначаємо необхідну площу попередньо напруженої арматури A_{sp} :

$$A_{sp} = \frac{M_{Ed}}{f_{pu} \cdot Z_c} = \frac{33.3 \cdot 10^6}{678.14 \cdot 181.32} = 270.82 \text{ мм}^2$$

Приймаємо за сортаментом 5 \emptyset 10 A800 із площею $A_{sp} = 393 \text{ мм}^2$

3. Перевірка несучої здатності плити за згинаючим моментом.

Розрахункова перевірка міцності залізобетонної плити під дією згинального моменту виконується в межах першої групи граничних станів (ГГС) відповідно до регламенту ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [13]. Ця процедура є обов'язковою для доведення надійності перерізу в середині прольоту. Розрахунок вважається задовільним, якщо граничний момент опору конструкції MRd (сформований робочим армуванням та бетоном стиснутої зони) повністю

компенсує максимальний розрахунковий момент M_{Ed} від експлуатаційного навантаження.

1. Знаходимо орієнтовне значення відносної висоти стиснутої зони:

$$\xi = \frac{A_{sp} f_{pud}}{0,5(1+k) f_{cd} b_{eff} d} = \frac{393 \cdot 678.74}{0.5 \cdot 1.79677 \cdot 14.5 \cdot 1460 \cdot 195} = 0.071925$$

$$d = h - c_p = h - 1,5d_s - 10 = 220 - 1.5 \cdot 10 - 10 = 195 \text{ мм}$$

Оскільки $\xi_{a,p} = 0.04613 < \xi = 0.071925 < \xi_{b,p} = 0.19399$, то переріз працює в підобласті деформування Ib .

Уточнюємо значення ξ за формулою

$$\xi = \frac{2a + b}{2 + b} = \frac{2 \cdot 0.064559 + 0.048913}{2.048913} = 0.08689$$

$$a = \frac{A_{sp} f_{pud}}{f_{cd} b} = \frac{393 \cdot 678.74}{14.5 \cdot 1460} = 0.064559; \quad b = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{pud}} = \frac{0.63}{12.88} = 0.048913$$

Уточнене значення $\xi = 0.16236$ також відноситься до даної підобласті Ib .

3. Знаходимо деформацію верхніх стиснутих фібр бетону перерізу:

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_{pud} \xi}{1 - \xi} = \frac{12.88 \cdot 0.08689}{1 - 0.08689} = 1.2256 \%$$

й перераховуємо коефіцієнти білінійної епюри:

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = 1.2256 = 0.485966; \quad \beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1+k)} = \frac{0.485966^2 + 0.485966 + 1}{3(1+0.485966)} = 0.38631$$

4. Визначаємо несучу здатність плити:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 0.5(1+k)\xi (1 - \beta\xi) f_{cd} b_{eff} d^2 = \\ &= 0.5 \cdot 1.485966 \cdot 0.08689 \cdot (1 - 0.38361 \cdot 0.08689) \cdot 14.5 \cdot 1460 \cdot 195^2 = \\ &= 50.24 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 50.24 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rdf} = 131.07 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

5. Оскільки $M_{Rd} = 50.24 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 33.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то несуча здатність плити забезпечена.

4. Розрахунок плити за міцністю похилих перерізів.

Розрахунок міцності похилих перерізів під дією поперечної сили виконується згідно з регламентом ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [13] для підтвердження надійності залізобетонної конструкції. Ця процедура гарантує

стійкість внутрішніх стінок багатопустотної плити в зонах максимальних опорних реакцій. Належне проектування похилих перерізів нейтралізує загрозу виникнення діагональних тріщин і захищає панель від раптового крихкого руйнування через сколювання або зріз бетону.

Вихідні дані для розрахунку:

- поперечна сила на опорі плити $V_{tot} = 22600\text{H}$;
- повне розрахункове погонне навантаження – $q_{tot} = 7.7\text{кН/м}$;
- зусилля обтискання для кожного напруженого стержня:
- $N_p = f_{rud} \cdot A_{sp}/4 = 678.14 \cdot 393/4 \approx 66.6\text{кН}$
- площа одного напруженого стержня $\varnothing 10 \text{ A800} - A_{sp1} = 78.5 \text{ мм}^2$;
- поперечна арматура класу $\text{A240Cіз}f_{yk} = 240\text{МПа}$; $f_{ywd} =$

170 МПа.

Характеристики приведеного таврового перерізу між отворами (рис. 2.5 б):

- ширина полиці (відстань між центрами отворів) – $b_{eff} = b_f = 185 \text{ мм}$;
- ширина ребра (стілки) – $b_w = b_f - 2A/2 = 185 - 144 = 41 \text{ мм}$;
- робоча висота перерізу: $d = h - c_p = 220 - 28 = 195 \text{ мм}$
($c_p = 1,5d_p + 10 = 1,5 \cdot 10 + 10 = 25 \text{ мм}$).

- поперечна сила на опорі для балки приведеного перерізу

$$V_{Ed, \max} = V_{tot} \cdot b_f / b_n = 22.6 \cdot 185 / 1500 \approx 2.79\text{кН}$$

1. Спочатку визначимо поперечну силу, яку може сприйняти елемент без поперечного армування. Для цього з'ясуємо чому дорівнюють коефіцієнти та деякі параметри:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{192}} = 2.0206 > 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sp1}}{b_w \cdot d} = \frac{78.5}{41 \cdot 195} = 0.00982 < 0,02$$

Задана умова виконується.

Приймаємо коефіцієнт $k_1=0.15$ за [13].

Напруження в бетоні, викликані осьовими зусиллями:

$$\sigma_{cp} = N_p/A_c = \frac{66600}{41 \cdot 220} = 7.38 \text{ МПа} > 0.2f_{cd} = 0.2 \cdot 14.5 = 2.9 \text{ МПа}$$

Тому приймаємо $\sigma_{cp} = 2.9 \text{ МПа}$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot (2)^{3/2} (18.5)^{1/2} = 0.42579$$

2. Мінімальна поперечна сила, яку може сприйняти елемент без поперечного армування

$$V_{1cpw} = 0.42579 \cdot 0.152 \cdot 9 \text{ min}_{Rd,cmin}$$

Поперечна сила, яку може сприйняти елемент без поперечного армування

$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0.18}{\gamma_c} \right) k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = \left[\left(\frac{0.18}{1.3} \right) \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.00982 \cdot 18.5)^{1/3} + 0.15 \cdot 2.9 \right] \cdot 41 \cdot 195 = 9.3 \text{ кН}$. За даної умови $V_{Rd,c} = 9.3 \text{ кН} > V_{Ed,max}$ необхідно мінімальне конструктивне поперечне армування.

3. Призначаємо мінімальне конструктивне поперечне армування інтенсивністю

$$I_{\min} = \frac{0,08 b_w \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \cdot 41 \cdot \sqrt{18.5}}{240} = 0.0588 \text{ мм}^2 / \text{мм}$$

Приймаємо поперечну арматуру: 1Ø6 A240C ($A_{sw}=56.6 \text{ мм}^2$) – крок $s = A_{sw}/I_{\min} = 56.6/0.0588 = 976 \text{ мм}$. Максимальний крок хомутів не повинен перевищувати $0.75d = 0.75 \cdot 195 = 146.25 \text{ мм}$. Приймаємо хомути із кроком 150 мм.

Поперечну арматуру застосовуємо у вигляді плоских зварних каркасів, що встановлюються в опорних зонах плити між отворами. Нижню та верхню арматуру каркасів призначаємо конструктивно – Ø 6 A240C . Довжину каркасів приймаємо:

$$l_k = l_0/4 = 5880/4 = 1470 \approx 1500 \text{ мм}$$

Геометричні характеристики перерізу плити.

Здійснюємо обчислення геометричних характеристик фактичного багатопустотного профілю плити та його приведення до еквівалентного таврового чи двотаврового перерізу. Це необхідно для подальшого оцінювання несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності конструкції.

Обчислюємо коефіцієнти приведення арматури до бетону для нижньої та верхньої арматури відповідно:

$$\alpha_{sp} = E_p/E_{cm} = 190000/30000 = 6.333$$

$$\alpha_{sc} = E_{sc}/E_{cm} = 170000/30000 = 5.667$$

Верхня стиснута арматура – 8Ø4Вр-I з кроком 150 мм та площею $A_{sc} = 100.5 \text{ мм}^2$.

Розміри перерізу та дані по армуванню (рис.2.6):

$$b_{eff} = 1460 \text{ мм}; b_{ef} = 1490 \text{ мм}; b_w = 450 \text{ мм};$$

$$h_{eff} = 41.16 \text{ мм}; h_{ef} = 41.16 \text{ мм}; a_{sc} = c_1 = 20 \text{ мм};$$

$$a_{sp} = c_p = 25 \text{ мм}; A_{sc} = 100.5 \text{ мм}^2; A_{sp} = 393 \text{ мм}^2$$

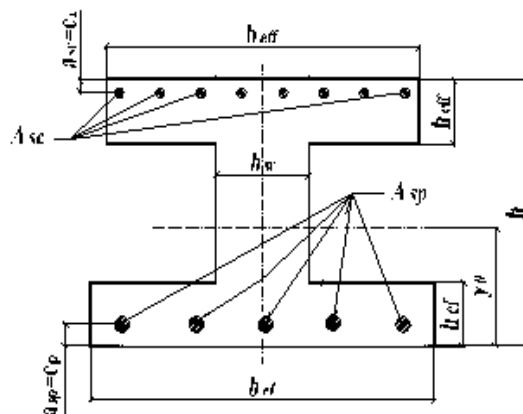


Рисунок 2.6 – Схема розташування арматури в перерізі плити

1. Площа поперечного перерізу бетону:

$$A_c = b_{eff}h_{eff} + b_w(h - 2h_{eff}) + b_{ef}h_{ef}$$

$$= 1460 \cdot 41.16 + 450 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16) + 1490 \cdot 41.16$$

$$= 183378 \text{ мм}^2$$

Площа приведенного поперечного перерізу:

$$A_{red} = A_c + \alpha_{sp}A_{sp} + \alpha_{sc}A_{sc} = 183378 + 6.333 \cdot 393 + 5.667 \cdot 100.5 \\ = 18643 \text{ мм}^2$$

2. Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_c = b_{eff}h_{eff}(h - 0.5h_{eff}) + b_w(h - 2h_{eff}) \cdot 0.5h + b_{ef}h_{ef} \cdot 0.5h_{ef} = \\ = 1460 \cdot 41.16 \cdot (220 - 0.5 \cdot 41.16) + 450 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16) \cdot 0.5 \\ \cdot 220 + 1590 \cdot 41.16 \cdot 0.5 \cdot 41.16 \\ = 20061164 \text{ мм}^3$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_{red} = S_c + \alpha_{sp}A_{sp}c_p + \alpha_{sc}A_{sc}(h - c_1) = 20061164 + 6.333 \cdot 393 \cdot 25 + \\ 5.667 \cdot 100.5 \cdot (220 - 20) = 20237292 \text{ мм}^3$$

3. Відстань від центру ваги бетонного та приведенного перерізів до розтягнутої нижньої грані та до осей напруженої і стиснутої арматури:

$$y_{0,c} = \frac{S_c}{A_c} = \frac{20061164}{183378} = 109.4 \text{ мм}$$

$$y_{0,red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{20237292}{186436} = 108.55 \text{ мм}$$

$$y_{sp} = y_{0,red} - c_p = 108.55 - 25 = 83.55 \text{ мм}$$

$$y_{sc} = h - c_1 - y_{0,red} = 220 - 20 - 108.55 = 91.45 \text{ мм}$$

4. Момент інерції бетонного перерізу:

$$I_c = \sum (I_{ci} + A_{ci}y_{ci}^2) = \frac{b_{ef}h_{ef}^3}{12} + b_{ef}h_{ef}(y_{0,c} - 0.5h_{ef})^2 + \frac{b_{eff}h_{eff}^3}{12} + \\ + b_{eff}h_{eff}(h - y_{0,c} - 0.5h_{eff})^2 + \frac{b_w(h - 2h_{ef})^3}{12} + b_w(h - 2h_{ef})(y_{0,c} - 0.5h)^2 = \\ = \frac{1490 \cdot 41.16^3}{12} + 1490 \cdot 41.16 \cdot (109.4 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \\ + \frac{1460 \cdot 41.16^3}{12} + 1460 \cdot 41.16 \cdot (220 - 109.4 - 0.5 \cdot 41.16)^2 +$$

$$+ \frac{450 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16)^3}{12} + 450 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16) \cdot (109.4 - 0.5 \cdot 220)^2$$

$$= 1085827023 \text{ мм}^4$$

Момент інерції приведенного перерізу

$$I_{red} = \frac{b_{ef} h_{ef}^3}{12} + b_{ef} h_{ef} (y_{0,red} - 0.5 h_{ef})^2 + \frac{b_{eff} h_{eff}^3}{12} +$$

$$+ b_{eff} h_{eff} (h - y_{0,red} - 0.5 h_{eff})^2 + \frac{b_w (h - 2h_{ef})^3}{12} + b_w (h - 2h_{ef}) (y_{0,red} - 0.5h)^2 +$$

$$+ \alpha_{sp} A_{sp} (y_{0,red} - c_p)^2 + \alpha_{sc} A_{sc} (h - y_{0,red} - c_1)^2 =$$

$$= \frac{1490 \cdot 41.16^3}{12} + 1490 \cdot 41.16 \cdot (108.55 - 0.5 \cdot 41.16)^2 +$$

$$+ \frac{1460 \cdot 41.16^3}{12} + 1460 \cdot 41.16 \cdot (220 - 108.55 - 0.5 \cdot 41.16)^2 +$$

$$+ \frac{450 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16)^3}{12} + 450 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16) (108.55 - 0.5 \cdot 220)^2 +$$

$$+ 6.333 \cdot 393 \cdot (108.55 - 25)^2 + 5.667 \cdot 100.5 \cdot (220 - 108.55 - 20)^2 =$$

$$= 1108134670 \text{ мм}^4$$

5. Моменти опору приведенного перерізу:

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{1108134670}{108.55} = 10208518 \text{ мм}^3$$

– відносно нижньої грані

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_{0,red}} = \frac{1108134670}{220 - 108.55} = 28089599 \text{ мм}^3$$

– відносно верхньої грані

4. Розрахунок багатопустотної плити за другою групою граничних станів

1. Перший етап це розрахунок плити за деформаціями

Розрахунок залізобетонної плити за деформаціями виконується за другою групою граничних станів на основі вимог ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [13]. Дана інженерна перевірка регламентується сучасною нормативною базою для контролю експлуатаційної придатності та жорсткості конструкцій перекриття. Розрахунковий алгоритм дозволяє обмежити вертикальні зміщення панелі під дією робочих навантажень. Конструкція вважається запроектованою правильно,

якщо максимальний прогин у центрі прольоту залишається меншим за встановлені нормами ліміти, забезпечуючи надійність і функціональність будівлі під час її експлуатації.

На другому етапі виконується розрахунок прогину плити без тріщин.

При дії згинаючого моменту $M_{Ek} = 28.5 \text{ кНм} < M_{crc} = 57.15 \text{ кНм}$ в середній частині прольоту плити тріщини не утворюються.

Ефективний модуль пружності бетону класу С 20/25 $E_{c,eff}$ при граничному коефіцієнті повзучості $\phi(\infty, t_0) = 2.7$ (табл. 3.1 [13]) буде складатися:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)} = \frac{30 \cdot 10^3}{1 + 2.7} = 8108 \text{ МПа.}$$

Прогин в середині прольоту плити без тріщин може бути визначений за формулою:

$$\begin{aligned} f &= k_{m,k} \frac{M_{Ek} l_0^2}{E_{c,eff} I_{red}} - k_{m,p} \frac{P_{m,t}(x) z_{cp} l_0^2}{E_{c,eff} I_{red}} \\ &= \frac{5 \cdot 28.5 \cdot 10^6 \cdot 5880^2}{48 \cdot 8108 \cdot 1108134670} - \frac{185850 \cdot 83.55 \cdot 5880^2}{8 \cdot 8108 \cdot 1108134670} = 3.96 \text{ мм,} \end{aligned}$$

де $M_{Ek} = 59.5 \text{ кНм} = 59.5 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$ – характеристичний згинаючий момент від зовнішнього навантаження;

$P_{m,t}(x) = 185850 \text{ Н}$ – сила попереднього напруження зі врахуванням усіх втрат;

$z_{cp} = 83.55 \text{ мм}$ – відстань від осі напруженої арматури до центру ваги перерізу;

$I_{red} = 1108134670 \text{ мм}^4$ – момент інерції приведенного перерізу без тріщин;
 $k_{m,k} = 5/48$ – коефіцієнт для однопрольотної балки із рівномірно розподіленим навантаженням;

$k_{m,p} = 1/8$ – коефіцієнт для напружених стержнів із прямолінійною віссю траси.

Оскільки $f = 3.96 \text{ мм} < [f] = l_0/250 = 5880/250 = 23.55 \text{ мм}$, то фактичний прогин плити без тріщин значно менше граничного значення.

3 ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

Організація будівництва передбачає раціональне використання території будівельного майданчика, правильне розміщення механізмів, матеріалів та тимчасових споруд. Основною метою прийнятих рішень є забезпечення безперервності технологічного процесу, скорочення термінів виконання робіт та створення безпечних умов праці для робітників [24].

Перед початком основних будівельних процесів виконується комплекс підготовчих заходів. До них належать інженерно-геодезичні роботи, підготовка території, улаштування тимчасових доріг, забезпечення будівельного майданчика електроенергією та водопостачанням. Також передбачається організація зон складування будівельних матеріалів, встановлення побутових приміщень та огороження території будівництва [25].

Технологічні рішення приймаються з урахуванням конструктивних особливостей будівлі, характеристик будівельних матеріалів та умов виконання робіт. Для зведення основних конструкцій застосовуються сучасні технологічні процеси, що забезпечують необхідну міцність, довговічність та експлуатаційну надійність споруди.

3.1 Технологічна організація виконання робіт з улаштування цегляної кладки

Загальна характеристика об'єкта будівництва.

Проектована будівля являє собою двоповерховий об'єкт із прямокутною конфігурацією у плані. Основні розміри споруди становлять 30,0 × 18,31 м, загальна висота будівлі – 10,44 м.

Основні техніко-економічні характеристики об'єкта: площа забудови будівлі – 995,95 м²; будівельний об'єм споруди – 3984,45 м³.

Для зведення несучих та огорожувальних конструкцій передбачається використання повнотілої керамічної цегли. У складі конструктивної системи

будівлі також застосовуються елементи зі збірного та монолітного залізобетону, що забезпечують необхідну міцність, стійкість та експлуатаційну надійність споруди.

Виробничі, кліматичні та місцеві умови виконання робіт.

Під час організації будівельного процесу враховуються природні та виробничі умови ділянки будівництва, а також особливості забезпечення об'єкта матеріальними та енергетичними ресурсами.

Основні умови виконання робіт:

1. *Транспортування будівельних матеріалів.* Постачання цегли, розчинних сумішей та інших необхідних матеріалів здійснюється автомобільним транспортом. Середня відстань перевезення матеріалів приймається до 5 км, що дозволяє забезпечити своєчасне надходження ресурсів на будівельний майданчик.

2. *Електропостачання будівельного майданчика.* Тимчасове забезпечення електроенергією передбачається шляхом підключення до існуючої трансформаторної підстанції. Це забезпечує роботу будівельних механізмів, інструментів та освітлення території.

3. *Водопостачання.* Для технологічних і побутових потреб передбачається влаштування тимчасової водопровідної мережі з підключенням до існуючого водогону.

Організація підготовчого періоду будівництва.

До початку виконання основних робіт зі зведення цегляних конструкцій необхідно провести комплекс підготовчих заходів, спрямованих на створення безпечних та сприятливих умов для виконання будівельно-монтажних процесів. Обсяг підготовчих робіт визначається особливостями будівельного майданчика, природними умовами, розташуванням існуючих комунікацій та прийнятою технологією будівництва [24, 25].

Підготовчий період включає такі основні напрямки:

1. Геодезична підготовка та інженерне забезпечення території.

Перед початком будівельних робіт виконується комплекс інженерно-геодезичних заходів, що забезпечують точність розташування конструкцій та відповідність проєктним рішенням:

- проведення обстеження будівельного майданчика та визначення фізико-механічних характеристик ґрунтової основи;
- встановлення рівня ґрунтових вод та аналіз умов водонасичення території;
- створення опорної геодезичної мережі для виконання подальших вимірювальних робіт;
- виконання розбивання осей будівлі та перенесення основних проєктних позначок у природу.

2. Підготовка та освоєння будівельної території.

До початку монтажно-будівельних процесів проводиться підготовка території, яка включає:

- очищення будівельного майданчика від зайвої рослинності, чагарників та дерев;
- видалення пнів та інших перешкод, що можуть ускладнювати виконання робіт;
- зняття родючого шару ґрунту з подальшим його складуванням для використання під час благоустрою території;
- демонтаж існуючих споруд (за необхідності);
- перенесення, захист або реконструкцію інженерних мереж, що потрапляють у зону будівництва;
- виконання попереднього вертикального планування території з урахуванням майбутньої організації майданчика.

3. Організація водовідведення та захист території.

Для запобігання підтопленню будівельного майданчика та забезпечення нормальних умов виконання робіт передбачаються заходи з інженерного захисту:

- улаштування тимчасових водовідвідних каналів та лотків;

- створення земляних валів для відведення поверхневих вод;
- монтаж систем відкритого або закритого дренажу відповідно до умов майданчика;
- планування та підготовка територій для складування матеріалів, розміщення техніки і виконання укрупнювальних операцій.

4. Облаштування будівельного майданчика.

Для забезпечення організованого виконання робіт передбачається створення необхідної виробничої інфраструктури:

- улаштування тимчасових автомобільних доріг та під'їзних шляхів для доставки матеріалів і переміщення будівельної техніки;
- прокладання тимчасових мереж електропостачання та водопостачання;
- підготовка зон для стоянки та обслуговування будівельних машин і механізмів;
- встановлення тимчасового огороження території будівництва;
- розміщення інвентарних побутових приміщень для працівників (мобільних вагончиків);
- організація місць складування будівельних матеріалів з урахуванням вимог безпеки та технологічної послідовності робіт.

Виконання зазначених підготовчих заходів дозволяє забезпечити раціональну організацію будівельного процесу, підвищити продуктивність праці та створити безпечні умови для виконання робіт із зведення цегляної кладки.

3.2 Технологія виконання земляних робіт та організація процесів розробки ґрунту

Земляні роботи [26] є одним із основних етапів будівельного процесу, від якості виконання яких залежить надійність та довговічність подальшого зведення конструкцій будівлі. Виконання робіт із розробки ґрунту здійснюється відповідно

до проєктних рішень із дотриманням установленної технологічної послідовності, вимог охорони праці та будівельних норм.

Комплекс земляних робіт включає підготовку території, розроблення котловану під фундаменти, транспортування зайвого ґрунту, виконання зворотного засипання та пошарове ущільнення ґрунтової основи.

Підготовка будівельного майданчика та планування території.

Перед початком основних земляних робіт проводиться комплекс організаційно-підготовчих операцій, спрямованих на створення безпечних умов виконання робіт та забезпечення нормальної роботи будівельної техніки [25].

На першому етапі здійснюється очищення території та попереднє планування майданчика. Виконується зрізання надлишкового шару ґрунту, усуваються локальні нерівності рельєфу та формується поверхня відповідно до проєктних висотних відміток. Такі роботи дозволяють підготувати територію для подальшої розробки котловану та організації внутрішньомайданчикових шляхів.

Для запобігання накопиченню поверхневих вод у зоні виконання робіт передбачається влаштування системи тимчасового водовідведення. З цією метою по периметру майданчика можуть виконуватися нагірні канали, які забезпечують відведення дощових та талих вод за межі робочої зони. Розташування та параметри водовідвідних споруд приймаються з урахуванням природного ухилу місцевості.

Після виконання основних підготовчих заходів проводиться вертикальне планування території в межах будівельного майданчика, що забезпечує зручність переміщення техніки та виконання наступних будівельно-монтажних процесів.

Розроблення котловану під фундаменти.

Розробка котловану виконується механізованим способом із застосуванням будівельної техніки. Роботи ведуться поетапно із поступовим заглибленням до проєктної позначки закладання фундаментів [27].

Основний обсяг ґрунту розробляється однокішчевим екскаватором із місткістю робочого органа 0,65 м³. Робота машини організовується таким чином, щоб забезпечити мінімальну кількість переміщень техніки та раціональне

використання робочого часу. Розробка ґрунту виконується уступами, що дозволяє контролювати глибину виїмки та підтримувати стійкість укосів котловану.

Ґрунт, який видаляється під час роботи екскаватора, завантажується безпосередньо у кузови автосамоскидів. Після заповнення транспортні засоби здійснюють перевезення ґрунтової маси до місця тимчасового складування або спеціально визначених відвалів.

Під час виконання земляних робіт здійснюється постійний контроль відповідності фактичних розмірів та відміток котловану проектним параметрам. Особлива увага приділяється недопущенню пошкодження природної структури ґрунту основи.

Улаштування основи, проїздів та виконання зворотного засипання.

Після завершення розробки котловану та виконання робіт із влаштування фундаментів проводяться роботи з відновлення поверхні території та засипання вільних ділянок.

Підготовка основ під тимчасові внутрішньомайданчикові дороги, складські зони та технологічні майданчики виконується із застосуванням бульдозера. Машина використовується для переміщення ґрунту, формування необхідних шарів насипу та остаточного вирівнювання поверхні.

Зворотне засипання пазух фундаментів і траншей здійснюється після завершення монтажних робіт та проведення перевірки якості виконаних конструкцій. Засипання виконується шарами з поступовим ущільненням кожного шару для забезпечення необхідної щільності ґрунту та запобігання можливим деформаціям у процесі експлуатації будівлі.

Ущільнення ґрунтової основи.

Завершальним етапом земляних робіт є ущільнення ґрунту, яке необхідне для підвищення його несучої здатності та стабільності. У відкритих зонах ущільнення виконується механізованим способом із використанням відповідного обладнання [28].

У місцях, де використання великогабаритної техніки є неможливим через обмежений простір біля фундаментів, застосовуються ручні засоби ущільнення

– пневматичні трамбівки. Такий спосіб дозволяє якісно ущільнити ґрунт у важкодоступних ділянках без ризику пошкодження конструкцій.

Обов'язковому пошаровому ущільненню підлягають ділянки зворотної засипки, розташовані на відстані до 0,7 м від фундаментних конструкцій, а також шар ґрунту висотою до 0,4 м вище верхньої відмітки фундаменту.

Таким чином, прийнята технологія виконання земляних робіт забезпечує раціональну організацію будівельного процесу, ефективне використання механізмів, необхідну якість підготовки основи та створення надійних умов для подальшого виконання будівельно-монтажних робіт.

3.3 Технологія улаштування фундаментів та підземної частини будівлі

Улаштування фундаментів є одним із найважливіших етапів будівництва, оскільки саме фундаментна конструкція сприймає навантаження від надземної частини споруди та передає їх на ґрунтову основу [29]. У проєкті передбачається виконання підземної частини будівлі у вигляді монолітної залізобетонної конструкції, яка працює як єдина просторова система. Жорстке з'єднання фундаментної подошви з вертикальними стінами забезпечує необхідну міцність, стійкість до деформацій та високу експлуатаційну надійність підвального приміщення.

Технологія виконання фундаментних робіт передбачає комплекс послідовних операцій, що включають підготовку основи, улаштування гідроізоляційного шару, монтаж арматурних каркасів, бетонування конструкцій та виконання заходів із захисту фундаменту після завершення основних робіт.

На початковому етапі виконуються земляні роботи, які полягають у розробленні котловану відповідно до проєктних розмірів та глибини закладання фундаментів. Параметри виїмки приймаються з урахуванням конструктивної схеми будівлі, характеристики ґрунтів та нормативної глибини сезонного промерзання. Для умов будівництва в місті Дніпро глибина промерзання ґрунту приймається на рівні 0,9 м. Після завершення розробки котловану проводиться

підготовка основи під фундамент шляхом улаштування піщано-гравійної подушки. Матеріал укладається пошарово з обов'язковим ущільненням кожного шару до досягнення необхідної щільності.

Для отримання рівної та стабільної основи під фундаментні конструкції виконується бетонна підготовка із бетону низької міцності («худого бетону») товщиною 100 мм. Такий шар дозволяє вирівняти поверхню основи, запобігає контакту робочої арматури з ґрунтом та створює зручні умови для виконання гідроізоляційних робіт.

Після набору необхідної міцності бетонною підготовкою виконується гідроізоляція фундаментної основи. Для цього застосовуються рулонні або мембранні гідроізоляційні матеріали, які укладаються суцільним шаром із забезпеченням герметичності стиків. Гідроізоляційний захист призначений для запобігання проникненню вологи до бетонних конструкцій та підвищення довговічності фундаменту.

Наступним етапом є армування підшви фундаменту. Роботи виконуються шляхом встановлення просторового арматурного каркаса, який забезпечує сприйняття розрахункових навантажень та підвищує тріщиностійкість конструкції. Важливою технологічною вимогою є встановлення вертикальних випусків арматури, які забезпечують надійне з'єднання підшви фундаменту з монолітними стінами підвального приміщення та формують єдину залізобетонну систему.

Після завершення армування проводиться бетонування підшви фундаменту. Бетонна суміш укладається в підготовлену опалубку з подальшим ущільненням для видалення повітряних включень та забезпечення однорідності структури бетону. За необхідності, з урахуванням характеру передачі навантажень від будівлі, конструкція фундаменту може виконуватися зі ступінчастою формою підшви, що дозволяє більш ефективно розподілити зусилля на основу.

Подальше виконання робіт передбачає спорудження монолітних стін підвалу. Для цього здійснюється монтаж опалубної системи, яка фіксується за

допомогою спеціальних стяжних елементів, кріплень та розпірок. Після встановлення опалубки виконується монтаж вертикальної арматури шляхом в'язання плоских або просторових каркасів із приєднанням до раніше встановлених випусків арматури фундаментної підшви.

Бетонування стін підвалу здійснюється пошарово по висоті конструкції. Кожен укладений шар бетонної суміші підлягає обов'язковому ущільненню за допомогою глибинних вібраторів. Процес ущільнення виконується до моменту припинення осідання бетону та виходу повітряних бульбашок, що забезпечує отримання щільної та міцної конструкції.

Після завершення процесу твердіння бетону проводиться демонтаж опалубки та виконуються роботи із захисту фундаментних конструкцій. Зовнішні поверхні стін підвалу покриваються гідроізоляційними матеріалами обмазувального або обклеювального типу. Для зменшення тепловтрат та захисту конструкцій від впливу температурних коливань передбачається влаштування теплоізоляції з плит екструдованого пінополістиролу.

Завершальним етапом є виконання зворотного засипання пазух котловану. Роботи виконуються після перевірки якості фундаментних конструкцій та завершення гідроізоляційних заходів. Засипання здійснюється непучинистим ґрунтом або крупнозернистим піском із пошаровим механізованим ущільненням для забезпечення стабільності основи навколо фундаменту.

Застосування монолітної залізобетонної конструкції фундаменту має ряд переваг. Така система забезпечує високу несучу здатність завдяки рівномірному розподілу навантажень від стін та перекриттів будівлі. Відсутність стиків між окремими елементами значно підвищує водонепроникність конструкції та знижує ризик проникнення ґрунтової вологи, що особливо важливо при можливому впливі підземних вод. За умови дотримання технології бетонування, правильного догляду за бетоном та виконання захисних заходів монолітний фундамент характеризується високою довговічністю і забезпечує тривалий термін безпечної експлуатації будівлі.

3.4 Технологія виконання робіт з улаштування підлогових покриттів та чистої підлоги

Улаштування підлог є завершальним етапом внутрішніх будівельних робіт, від якості виконання якого залежить не лише зовнішній вигляд приміщень, а й експлуатаційна довговічність конструкцій [30, 31]. Роботи з монтажу чистої підлоги виконуються після завершення основних загальнобудівельних процесів, монтажу інженерних систем та підготовки основи відповідно до проєктних вимог.

Перед початком робіт із влаштування фінішного покриття необхідно повністю завершити всі приховані процеси, які після монтажу підлоги будуть недоступними для контролю або ремонту. До таких робіт належить прокладання та випробування внутрішніх інженерних мереж, улаштування технологічних каналів, отворів, приямків та інших конструктивних елементів. Також повинні бути виконані всі роботи, які можуть негативно вплинути на якість готового покриття, зокрема пов'язані із застосуванням вологи, будівельних розчинів або механічним впливом на поверхню.

Основою для влаштування підлогового покриття повинна бути міцна, рівна та суха поверхня. Перед виконанням наступних операцій основу очищають від пилу, залишків будівельних матеріалів, напливів розчину та інших забруднень. У разі необхідності проводиться вирівнювання поверхні. Контроль якості підготовленої основи здійснюється шляхом перевірки її рівності за допомогою двометрової контрольної рейки, що дозволяє визначити можливі нерівності та відхилення від проєктної площини.

Після підготовки основи виконується влаштування бетонного або цементно-піщаного шару, який служить міцною та стабільною основою під фінішне покриття. Перед укладанням розчину поверхню залізобетонної основи змочують та обробляють цементним розчином або цементним молоком для покращення зчеплення нового шару з основою. Бетонна чи цементно-піщана суміш рівномірно розподіляється по площі приміщення, після чого проводиться

її вирівнювання та ущільнення. Для отримання однорідної структури шару і видалення повітряних включень застосовуються механізовані засоби, зокрема віброрейки або інше обладнання для ущільнення.

Після набору необхідної міцності підготовчого шару виконується монтаж фінішного покриття. Одним із поширених варіантів чистої підлоги є покриття з лінолеуму, яке застосовується у приміщеннях із невисоким та середнім експлуатаційним навантаженням [32].

Перед укладанням лінолеуму рулонний матеріал проходить попередню підготовку. Полотна розгортають, нарізають відповідно до розмірів приміщення та залишають у розправленому стані на певний час для вирівнювання форми й усунення внутрішніх деформацій, що виникають під час зберігання в рулоні. У процесі витримування матеріал повинен адаптуватися до умов приміщення, після чого його поверхня стає рівною та готовою до монтажу.

При з'єднанні окремих полотнищ лінолеуму виконується точне припасування стиків. Для цього суміжні елементи укладають із невеликим перекриттям, після чого проводять одночасне прорізання двох шарів матеріалу по лінії стику. Такий спосіб забезпечує щільне прилягання країв та мінімізує утворення видимих зазорів. Місця з'єднання полотен додатково обробляються шляхом зварювання, що підвищує герметичність та міцність стиків.

Закріплення лінолеуму до основи виконується за допомогою спеціальних клейових складів або мастик. Клей рівномірно наносять на нижню поверхню матеріалу, після чого витримують необхідний технологічний час для досягнення оптимального стану зчеплення. Після укладання полотна ретельно притискають та прокочують спеціальними валиками, рухаючись від середини до країв. Це дозволяє видалити залишки повітря та забезпечити щільний контакт покриття з основою.

Для підвищення якості виконання стикових з'єднань приклеювання лінолеуму може виконуватися поетапно. Спочатку фіксується основна площа полотнища, при цьому біля стиків залишаються незакріплені ділянки. Після

остаточного вирівнювання матеріалу краї додатково промащуються клеєм та щільно притискаються до основи.

Окрему увагу приділяють монтажу лінолеуму на теплозвукоізоляційній основі. Таке покриття часто попередньо з'єднують у великі полотна, які відповідають розмірам приміщень, після чого укладають без суцільного приклеювання, якщо це передбачено технологічними вимогами.

Таким чином, правильна організація робіт із влаштування підлог включає ретельну підготовку основи, дотримання технологічної послідовності операцій та контроль якості на кожному етапі. Виконання зазначених вимог забезпечує отримання рівного, міцного та довговічного підлогового покриття, яке відповідає умовам подальшої експлуатації будівлі.

3.5 Технологія виконання оздоблювальних робіт

Оздоблювальні роботи є завершальним етапом будівництва, який формує остаточний зовнішній вигляд приміщень та забезпечує їх готовність до експлуатації [31]. До складу таких робіт входять штукатурні, облицювальні та малярні процеси, що виконуються у чіткій технологічній послідовності після завершення основних будівельно-монтажних робіт.

Штукатурні роботи виконуються після повної підготовки цегляних поверхонь. Перед нанесенням розчину стіни та стелі очищають від пилу, забруднень і висолів, після чого перевіряють їх геометрію шляхом провішування. Для забезпечення рівності встановлюються маяки з кроком приблизно 1,5 м, які задають необхідну площину майбутнього штукатурного шару.

Для внутрішніх приміщень застосовується вапняно-гіпсовий розчин. Його нанесення здійснюється механізованим способом за допомогою штукатурних агрегатів, а у важкодоступних або малих за площею зонах — вручну. Роботи виконуються з використанням пересувних риштувань, що забезпечує зручність і безпеку процесу.

Штукатурний шар формується поетапно. Спочатку наноситься оббрызк — тонкий адгезійний шар рідкого розчину, який забезпечує зчеплення з основою. Після його схоплювання виконується ґрунтовий шар більш густої консистенції, який вирівнюється правилом і ущільнюється. Завершальним етапом є накривний шар дрібнозернистого розчину, що формує гладку поверхню. Під час затирання поверхню періодично зволожують для досягнення якісного результату.

Облицювальні роботи у технічних приміщеннях передбачають улаштування керамічної плитки. Основою під облицювання є вирівнювальний шар цементно-піщаного розчину, який забезпечує міцне зчеплення плитки зі стіною. Перед початком робіт поверхню очищають, зволожують та виконують розмітку з подальшим встановленням маячних плиток, що задають рівень облицювання у вертикальній і горизонтальній площинах.

Монтаж плитки виконується на цементно-піщаному розчині із заповненням тильної сторони елементів. Шви між плитками витримуються рівномірними, як правило до 3 мм, що контролюється спеціальними шаблонами. Облицювання починають із нижніх рядів, із врахуванням рівня чистої підлоги та подальшого монтажу плінтусної зони.

Малярні роботи виконуються після завершення всіх будівельних і спеціальних процесів. Спочатку поверхні ретельно очищають, вирівнюють і готують до фарбування. Далі проводиться шпаклювання для усунення дрібних дефектів, після чого наноситься ґрунтовка, яка зміцнює основу та покращує адгезію фарбового шару.

Після висихання поверхня шліфується, а за необхідності операції шпаклювання та ґрунтування повторюються для досягнення ідеально рівної основи. Фарбування виконується механізованим способом із застосуванням фарборозпилювачів або вручну у важкодоступних місцях за допомогою валиків і пензлів.

Підсумовуючи, можна сказати, що комплекс оздоблювальних робіт забезпечує формування якісних, довговічних та естетично завершених поверхонь, що відповідають вимогам експлуатації будівлі.

3.6 Технологія улаштування рулонної покрівлі та захисного покрівельного килима

Улаштування покрівлі з рулонних матеріалів виконується як багатошаровий технологічний процес, спрямований на забезпечення водонепроникності, довговічності та стійкості покрівельної конструкції до атмосферних впливів [33]. Роботи здійснюються відповідно до проєктних вимог у чіткій технологічній послідовності з дотриманням режимів підготовки основи та укладання матеріалів.

Першим етапом є підготовка основи покрівлі та влаштування пароізоляційного шару. Поверхня основи ретельно очищається від пилу, будівельного сміття та сторонніх включень, після чого перевіряється її сухість. Для підвищення адгезії виконується ґрунтування основи праймером на основі холодної бітумної мастики, що забезпечує надійне зчеплення подальших шарів. Далі влаштовується пароізоляція, яка виконується з рулонних матеріалів або мастичних складів і запобігає проникненню вологи з внутрішніх приміщень у покрівельний пиріг.

Наступним етапом є улаштування теплоізоляційного шару та вирівнювальної стяжки. Теплоізоляція виконується з легких теплоізоляційних матеріалів або легкого бетону, що дозволяє зменшити тепловтрати будівлі та знизити навантаження на несучі конструкції. Поверх утеплювача влаштовується вирівнювальна цементно-піщана стяжка з додаванням пластифікуючих компонентів, яка формує рівну та міцну основу під рулонний килим. Укладання розчину виконується смугами завширшки приблизно 4 м з почерговим заповненням, що забезпечує технологічну зручність та рівномірність твердіння. Після набору міцності стяжка додатково ґрунтується холодною бітумною мастикою для покращення зчеплення з рулонним покриттям.

Підготовка рулонних матеріалів передбачає їх попередню адаптацію до умов монтажу. Матеріали з мінеральною посипкою очищаються у зонах нахлестів для забезпечення якісного зварювання або приклеювання стиків. Перед

укладанням рулони розгортають і витримують у вільному стані для усунення залишкових деформацій та хвилястості. Це дозволяє отримати рівну поверхню та зменшити внутрішні напруження матеріалу під час експлуатації. У клейовий або мастичний склад за необхідності додають антисептичні добавки (3–5 % від маси бітуму) для підвищення біостійкості покрівельного покриття.

Улаштування покрівельного килима виконується у декілька шарів, що забезпечує необхідний рівень гідроізоляції. Рулонні матеріали укладаються з ретельним проклеюванням та ущільненням стиків для запобігання утворенню повітряних порожнин і протікань. Особлива увага приділяється рівномірності наклеювання та щільності прилягання матеріалу до основи.

Для підвищення експлуатаційної надійності покрівлі передбачається улаштування захисного шару з мінеральних матеріалів, таких як гравій або шлак. Перед використанням заповнювач попередньо висушується для виключення наявності вологи. Захисний шар формується у два етапи: на нанесений бітумний шар рівномірно розподіляється мінеральна посипка, надлишки якої видаляються, після чого після фіксації першого шару аналогічно влаштовується другий захисний шар. Така конструкція підвищує стійкість покрівлі до ультрафіолетового випромінювання та механічних впливів.

Транспортування матеріалів на покрівлю здійснюється за допомогою будівельних підйомників або вантажопідіймальних механізмів. Рулонні матеріали переміщуються у вертикальному положенні у спеціальних контейнерах, як правило по декілька одиниць одночасно, що забезпечує їх збереження під час підйому. Гарячі бітумні мастики транспортуються у термоізольованій тарі. Безпосередньо на покрівлі матеріали розподіляються до місць виконання робіт за допомогою ручних або малогабаритних транспортних засобів.

Технологія улаштування рулонної покрівлі забезпечує формування багатошарової гідроізоляційної системи з високими експлуатаційними характеристиками, стійкістю до кліматичних впливів та тривалим терміном служби.

3.7 Розробка технологічної карти виконання кам'яної кладки

Технологічна карта розроблена для виконання кам'яних робіт у складі зведення двоповерхової будівлі банку розмірами в плані 30×12 м із висотою поверху 3,0 м. Виконання кладки передбачається потоково-розчленованим методом із залученням бригади мулярів чисельністю 30 осіб та використанням комплексу механізованих засобів, інвентарю, пристроїв і інструментів, що входять до нормокомплекту.

Організація та технологія виконання робіт здійснюються з обов'язковим дотриманням вимог чинних будівельних норм, зокрема ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві», що регламентує безпечні умови праці та експлуатацію будівельної техніки.

Проектом передбачено зведення зовнішніх та внутрішніх стін із повнотілої керамічної цегли. Зовнішні стіни мають товщину 510 мм, внутрішні несучі стіни – 380 мм. Перегородки виконуються з гіпсобетонних елементів, а частково – з цегли товщиною 120 мм. У конструктивній схемі будівлі застосовуються збірні залізобетонні перемички, а сходові марші та майданчики виконуються із заводських залізобетонних елементів. Віконні та дверні блоки встановлюються з розширеними коробками відповідно до проєктних рішень.

До складу кам'яних робіт входить комплекс взаємопов'язаних процесів, зокрема транспортування стінових матеріалів і розчинів до робочих місць мулярів, виконання кладки зовнішніх і внутрішніх стін та перегородок із цегли з одночасним переміщенням матеріалів у межах робочої зони, монтаж збірних залізобетонних елементів, а також улаштування інвентарних риштувань та огорожень. Загальний обсяг робіт включає близько 220 тис. шт. цегли, 131,65 м³ розчину, 310 м³ зовнішньої кладки, 150 м³ внутрішніх стін, 90 м³ перегородок, 107 одиниць збірних елементів та 53,48 м³ риштувань.

Організація та технологія виконання кам'яних робіт.

Виконання кам'яної кладки передбачає чітку організацію будівельного процесу, що складається з підготовчого етапу та безпосереднього виконання кладочних операцій.

На підготовчому етапі здійснюється комплекс організаційних заходів, спрямованих на забезпечення безперервності та ритмічності робіт. Попередньо облаштовуються під'їзні шляхи, тимчасові внутрішньомайданчикові дороги та зони складування матеріалів. На приоб'єктний склад завозяться будівельні матеріали із запасом, розрахованим щонайменше на три доби безперервної роботи бригади.

Робочі місця мулярів забезпечуються необхідними засобами механізації, інвентарем та інструментами відповідно до прийнятої технологічної схеми. До початку кладки повністю завершуються роботи нульового циклу, включаючи зведення підземної частини будівлі. На фундаментні конструкції наносяться розбивочні осі та встановлюються висотні відмітки, що забезпечує точність укладання першого ряду цегли.

Матеріали доставляються безпосередньо в зону виконання робіт, що мінімізує зайві переміщення та підвищує продуктивність праці. Цегла попередньо розкладається в межах робочого місця для зручності подальшого мурування, а розчин подається у необхідній кількості та рівномірно розподіляється по робочій поверхні.

Технологічний процес кладки виконується у визначеній послідовності. Спочатку здійснюється геодезична розбивка осей стін, встановлюються порядовки та натягується причальний шнур, який задає горизонтальний рівень і напрям кладки. Далі виконується підготовка матеріалів та їх розкладка безпосередньо на робочій ділянці.

Розчинна суміш наноситься рівномірним шаром на підготовлену основу з подальшим вирівнюванням. Після цього виконується укладання цегли з дотриманням перев'язки швів та проектної товщини конструкцій. Кладка здійснюється з постійним контролем горизонтальності та вертикальності рядів.

У процесі виконання робіт здійснюється операційний контроль якості, що включає перевірку геометричних параметрів кладки, правильність перев'язки швів та відповідність проєктним відміткам. Після завершення кладки проводиться підчищення швів, видалення надлишків розчину та, за необхідності, їх розшивання для надання конструкції завершеного вигляду.

Таким чином, організована технологія виконання кам'яної кладки забезпечує високу якість будівельних робіт, дотримання проєктних параметрів конструкцій та ефективне використання трудових і матеріальних ресурсів.

3.8 Технологія та організація виконання кам'яної кладки із застосуванням потокового методу

Виконання цегляної кладки на об'єкті передбачається здійснювати потоково-розчленованим методом із використанням нормокомплекту засобів механізації та інструментів. Роботи організуються бригадою чисельністю 30 осіб, яка розподіляється на спеціалізовані ланки «двійка» та «трійка», що забезпечує безперервність технологічного процесу, рівномірне завантаження робітників і підвищення продуктивності праці.

Рекомендований склад бригади формується з урахуванням кваліфікації мулярів і розподіляється на декілька робочих ланок, у яких поєднуються працівники 2-5 розрядів. Кожна ланка має закріплені функції та виконує визначений обсяг робіт. Бригадир, як правило муляр вищої кваліфікації, координує процес, забезпечує організацію праці та контроль якості виконання кладки. Окремо виділяються допоміжні ланки, до складу яких входять такелажники та машиністи розчиноподаючих механізмів, що забезпечують безперебійну подачу матеріалів.

Організація робіт передбачає поділ будівлі на дві основні захватки, межі яких визначаються таким чином, щоб обсяги кам'яної кладки були приблизно рівними за трудомісткістю та узгоджувалися з розташуванням вантажопідіймальних механізмів. У межах кожної захватки додатково

виділяються робочі ділянки, кількість яких відповідає числу ланок мулярів. Довжина ділянок визначається з розрахунку виконання кладки на висоту одного ярусу стіни.

Технологічний процес організується таким чином, щоб після завершення кладки першого ярусу на одній захватці ланки переходили на іншу, а суміжні бригади виконували монтаж риштувань та встановлення збірних залізобетонних елементів. Така схема дозволяє забезпечити потоковість виконання робіт по всіх поверхах будівлі.

Розподіл функцій між ланками здійснюється відповідно до виду конструкцій. Частина ланок спеціалізується на кладці зовнішніх стін, інші – на внутрішніх конструкціях. При цьому забезпечується паралельне ведення робіт, що скорочує загальні строки будівництва.

Роботи з кладки зовнішніх стін виконуються у визначеній технологічній послідовності. Спочатку встановлюються порядовки та причальні шнури, які забезпечують точність геометричних параметрів. Далі цегла розкладається в межах робочої зони, а розчин рівномірно наноситься на основу. Кладка виконується з дотриманням багаторядної системи перев'язки швів із формуванням зовнішньої та внутрішньої версти та заповнення забутки. Після завершення ділянки виконується розшивання швів та ущільнення конструкції.

Робота ланки «двійка» організується за принципом чіткого розподілу обов'язків: один муляр виконує встановлення порядовок, натягування причалок, укладання цегли та контроль геометрії кладки, другий забезпечує подачу та підготовку розчину, його розстилання, допоміжні операції та обробку швів. Така організація дозволяє підвищити швидкість та якість виконання робіт.

Кладка виконується човниковим способом, при якому рух ланок організовано так, щоб мінімізувати зайві переміщення: при виконанні зовнішньої версти робота ведеться в одному напрямку, внутрішньої – у зворотному, а забутка виконується при зворотному русі. Це забезпечує раціональне використання робочого часу.

Контроль якості кладки здійснюється безперервно. Перевіряється товщина швів, вертикальність і горизонтальність рядів, правильність перев'язки. Виявлені відхилення усуваються безпосередньо в процесі роботи за допомогою ручного інструменту.

Виконання технологічних отворів, зокрема вентиляційних каналів, здійснюється із застосуванням спеціальних шаблонів, які встановлюються у проектне положення та поступово обкладаються цеглою. Після часткового замурування шаблони видаляються, що дозволяє сформувати рівні та точні канали.

Монтаж інвентарних риштувань виконується з обов'язковою перевіркою справності всіх елементів і надійності кріплень. Риштування встановлюються та переставляються за допомогою вантажопідіймальних механізмів лише після звільнення настилів від матеріалів. Обов'язково передбачаються огороження та проходи для безпечної роботи.

Подача цегли здійснюється пакетами на піддонах із використанням спеціальних захватних пристроїв. Переміщення вантажів виконується відповідно до вимог безпеки з недопущенням розсипання матеріалів. Розчин доставляється машиністом розчиноподавача, який забезпечує його перемішування для запобігання розшаруванню. Організація робочого місця передбачає дотримання технологічних та безпекових вимог: висота ярусів кладки встановлюється таким чином, щоб робочий рівень завжди знаходився вище настилу риштувань, забороняється робота на нестійких елементах, а всі небезпечні зони захищаються інвентарними огороженнями та козирками. Після завершення кладки здійснюється контроль якості згідно з вимогами нормативної документації, зокрема перевіряються геометричні параметри, заповнення швів, правильність виконання отворів та наявність закладних елементів. Приймання виконаних робіт проводиться лише за умови відповідності всім проектним і нормативним вимогам, включаючи забезпечення конструктивної надійності та захисту будівлі від впливу зовнішніх факторів. Операційний контроль якості робіт наведено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Операційний контроль якості робіт

Найменування процесів, що підлягають контролю	Предмет контролю	Інструмент та спосіб контролю	Періодичність контролю	Відповідальний за контроль	Технічні критерії оцінки якості
Цегляна кладка	Якість цегляних виробів, будівельних розчинів, арматурних елементів та закладних деталей.	Візуальний контроль, а також перевірка супровідної документації у вигляді паспортів і сертифікатів.	Перед виконанням кам'яної кладки стін поверху.	Лабораторія	Повинні відповідати вимогам стандартів та технічних умов. Не допускається застосування зневоднених розчинів
	Точність розбивки осей	Сталева рулетка	Перед виконанням кам'яної кладки стін	Геодезист	Зсув осей – 10 мм
	Рівність горизонтальної позначки верхнього обрізу кладки під плити перекриття.	Нівелір, рейка, рівень	Перед монтажем панелей перекриття	Геодезист	Відхилення відміток обрізів – 15 мм
	Геометричні параметри кладки (товщина стін та розміри прорізів).	Сталева рулетка	Після виконання кожних 10 м ³ кладки	Майстер	Відхилення по товщині конструкцій – 15 мм, по ширині прорізів – +15 мм
	Вертикальність і горизонтальність кладки, а також якість та рівність поверхні стін.	Рівень, рейка, відвіс	У процесі та після завершення зведення стін поверху.	Майстер, виконроб	Відхилення поверхонь і кутів кладки від вертикалі на 1-й поверх – 10 мм, на весь будинок висотою понад 2 поверхи – 30 мм. Відхилення рядів кладки від горизонталі на 10 м довжини стіни -15 мм. Нерівності на вертикальній поверхні кладки – при накладанні рейки завдовжки 2 м – 10 мм
	Якість виконання швів кладки, зокрема їх товщина та ступінь заповнення розчином.	Сталева лінійка, 2-х метрова рейка	Після виконання кожних 10 м ³ кладки	Майстер	Середня товщина горизонтальних швів у межах висоти поверху приймається 12 мм (10-15). Середня товщина вертикальних швів – 10 мм (8-15)

Вимоги до контролю якості та безпеки при виконанні кам'яних робіт у зимових умовах.

Під час приймання кам'яних конструкцій, виконаних у зимовий період, у загальному журналі робіт обов'язково фіксуються умови виконання та витримування кладки. Щоденно необхідно реєструвати температуру зовнішнього повітря під час проведення робіт, наявність атмосферних опадів (сніг, мокрий сніг, дощ зі снігом тощо), температуру повітря в момент укладання розчину, а також види і марки застосованих розчинів. Окремо зазначається кількість протиморозних або інших спеціальних добавок, введених у розчинну суміш.

Якість будівельних матеріалів, напівфабрикатів і виробів заводського виготовлення, що використовуються при зведенні кам'яних конструкцій, підтверджується сертифікатами відповідності та паспортами виробників. Додатково контроль здійснюється шляхом лабораторних випробувань, які виконуються будівельними організаціями для підтвердження відповідності матеріалів проєктним та нормативним вимогам.

Виконання кам'яних робіт, експлуатація розчиноперевантажувачів та іншого обладнання, що входить до складу нормокомплекту, повинні здійснюватися з обов'язковим дотриманням вимог ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві». До роботи з розчиноперевантажувальним обладнанням допускаються лише працівники, які пройшли спеціальне навчання, інструктаж з охорони праці та перевірку знань.

Усі роботи, пов'язані з технічним обслуговуванням, очищенням, усуненням несправностей і ремонтом обладнання, виконуються виключно після повного знеструмлення електромережі. При цьому рукоятка рубильника знімається, а на пускових пристроях розміщується попереджувальний знак «НЕ ВКЛЮЧАТИ – ПРАЦЮЮТЬ ЛЮДИ!». Ремонт і очищення внутрішніх ємностей розчиноперевантажувача дозволяється проводити лише після відключення нагрівальних елементів та повного охолодження конструкції.

Машиніст, який обслуговує розчиноперевантажувальне обладнання, зобов'язаний щоденно перед початком роботи перевіряти справність

заземлювальних пристроїв, а також цілісність усіх заземлювальних або занулювальних провідників. Такий контроль є обов'язковою умовою безпечної експлуатації обладнання та запобігання ураженню електричним струмом.

3.9 Вибір монтажного крана за технічними параметрами

При зведенні будівель провідною машиною у комплекті, що визначає тривалість монтажу конструкцій, є монтажний кран.

Необхідно вибрати марку монтажного крана за технічними параметрами: вантажопідйомності (маса найважчого елемента, вантажозахоплювального пристрою) в тонах; висоті підйому стріли $H_{\text{стр}}^{\text{тр}}$ (м) та виліту стріли $L_{\text{стр}}^{\text{тр}}$ (м).

1. Необхідна висота підйому стріли:

$$H_{\text{стр}}^{\text{тр}} = h_0 + h_z + h_{\text{ел}} + h_{\text{ст}}$$

$$H_{\text{стр}}^{\text{тр}} = 0 + 10,43 + 0,22 + 1,25 = 11,9 \text{ м}$$

2. Необхідний виліт гака:

$$L_{\text{стр}}^{\text{тр}} = \frac{(c+d+e) \cdot (H_{\text{стр}}^{\text{тр}} - h_{\text{ш}})}{h_c + h_n} + a;$$

$$L_{\text{стр}}^{\text{тр}} = \frac{(1,0 + 0,2 + 0,5) \cdot (9,05 - 1,5)}{0,5 + 1,5} + 1,5 = 9,63 \text{ м}$$

3. Вантажопідйомність

$$Q_{\text{тр}} = e_{\text{ел}} + P_{\text{гр.прилаш}}$$

$$Q_{\text{тр}} = 1,5 + 0,135 = 1,635 \text{ т}$$

4. Довжина стріли

$$l_{\text{стр}}^{\text{тр}} = \sqrt{(L_{\text{стр}}^{\text{тр}} - a)^2 + (H_{\text{стр}}^{\text{тр}} - h_{\text{ш}})^2}$$

$$l_{\text{стр}}^{\text{тр}} = \sqrt{(9,63 - 1,5)^2 + (9,05 - 1,5)^2} = 11,09 \text{ м}$$

За результатами обчислених монтажних параметрів вибираємо 2 крани (табл.3.2 та рис.3.1):

- гусеничний кран МКГ-6,3;
- кран на пневмоколісному ході КС-2561.

Таблиця 3.2 – Відомість монтажних кранів

Найменування монтажних елементів	Монтажні параметри крану			Параметри крану			
	Н _{стр} , м	L _{стр} , м	Q, т	Тип і марка крана	Вантажо підйомність, т	Висота підйому гака, м	Виліт гака, м
Перемички	5,6	11,09	0,51	Кран на гусеничному ході МКГ-6,3	6,3 1,1	14,0	3,2 16
				Кран на пневмоколесному ході КС-2561Е	6,3 1,0	12,0	3,3 12

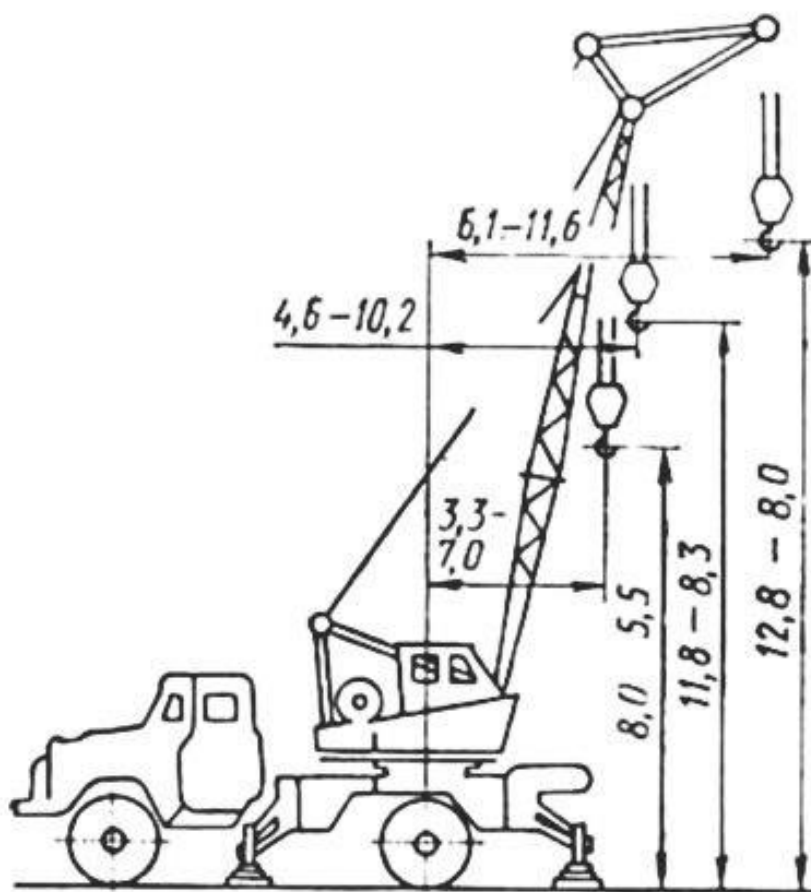


Рисунок 3.1 – Автомобільний кран КС-2561 Е

4 ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Проектування та подальше зведення двоповерхової адміністративної будівлі у місті Дніпро розглядається як процес, у якому питання безпеки праці інтегруються в усі етапи реалізації будівельного проекту – від організації будівельного майданчика до введення об'єкта в експлуатацію. Формування безпечних умов праці та надійної експлуатації будівлі ґрунтується на вимогах чинного законодавства України [34, 35], що регламентує як загальні принципи охорони праці, так і спеціальні вимоги у сфері будівництва та інженерного забезпечення об'єктів.

Нормативно-правова база, що застосовується під час розроблення проектних рішень, охоплює положення Закону України «Про охорону праці» [34], який визначає базові гарантії безпеки працівників, а також Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності» [35], що встановлює правові та організаційні засади здійснення будівництва. Важливу роль у регулюванні безпеки відіграють вимоги Кодексу законів про працю України, які визначають умови праці, режим робочого часу та обов'язки роботодавця щодо забезпечення безпечного виробничого середовища.

Під час розроблення проекту враховуються вимоги до громадських будівель, забезпечення пожежної безпеки, правильного планування території та безпечної організації доступу до об'єкта. Особлива увага приділяється функціональному розташуванню приміщень, створенню зручних шляхів переміщення людей, забезпеченню можливості швидкої евакуації у разі надзвичайних ситуацій. Інженерні системи будівлі проектуються з урахуванням необхідності надійної та безпечної експлуатації електрообладнання, підтримання нормативного мікроклімату, ефективної роботи систем опалення і вентиляції, а також забезпечення достатнього рівня природного та штучного освітлення робочих зон і приміщень. Реалізація зазначених рішень дозволяє

підвищити рівень безпеки працівників та відвідувачів адміністративної будівлі протягом усього періоду її використання. Для оцінювання рівня ризиків у будівництві застосовується методологія, наведена у ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016 [36], що дозволяє системно підходити до виявлення та мінімізації потенційних небезпек.

У межах реалізації проєкту передбачається дотримання принципу пріоритетності збереження життя та здоров'я працівників над техніко-економічними показниками будівництва. Це означає, що всі технологічні та організаційні рішення повинні бути спрямовані на запобігання травматизму, професійним захворюванням і виникненню аварійних ситуацій, в тому числі – ідентифікація потенційних небезпек, оцінювання ступеня ризику їх реалізації та розроблення комплексу заходів технічного, організаційного й архітектурно-планувального характеру, спрямованих на забезпечення нормативного рівня безпеки.

Адміністративна будівля, що проєктується у місті Дніпро, призначена для розміщення офісних приміщень, службових кабінетів та допоміжних зон, а також передбачає перебування значної кількості працівників і відвідувачів. Такий функціональний характер об'єкта зумовлює підвищені вимоги до організації евакуаційних шляхів, протипожежного захисту, санітарно-гігієнічних параметрів та безпеки експлуатації інженерних систем.

З огляду на це, охорона праці розглядається не лише як обов'язкова нормативна складова, а й як важливий соціально-економічний чинник, що впливає на ефективність функціонування об'єкта. Реалізація вимог нормативних документів забезпечує створення безпечного середовища на всіх етапах життєвого циклу будівлі – від будівництва до експлуатації.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек

Аналіз умов праці під час зведення адміністративної будівлі показує наявність комплексу небезпечних і шкідливих виробничих факторів. До

основних фізичних факторів належать ризики падіння з висоти [37] при монтажі конструкцій, ураження електричним струмом під час роботи з електроінструментом, вплив шуму та вібрації від будівельної техніки, а також несприятливі метеорологічні умови.

Хімічні фактори можуть проявлятися при використанні лакофарбових матеріалів, будівельних сумішей, розчинників, що виділяють шкідливі пари. Біологічні фактори мають обмежений вплив, однак можуть бути пов'язані з пилом органічного походження. Психофізіологічні фактори включають підвищене навантаження, монотонність робіт, стресові ситуації та роботу в умовах обмеженого часу.

На етапі зведення двоповерхової адміністративної будівлі найбільшу небезпеку становлять роботи, пов'язані з виконанням монтажних операцій на висоті, установленням плит перекриття, монтажем фасадних елементів та виконанням покрівельних робіт. Робочі місця під час таких операцій можуть розташовуватися на висоті від 3 до 8 м над рівнем землі, що створює ризик падіння працівників або предметів із висоти. Відповідно до вимог [37] роботи на висоті понад 1,3 м від поверхні ґрунту або робочого настилу належать до робіт із підвищеною небезпекою та потребують застосування огорожень, страхувальних систем і засобів індивідуального захисту.

Під час монтажу залізобетонних конструкцій можливе переміщення вантажів масою від 1 до 5 тонн за допомогою вантажопідіймальних механізмів. Основними небезпечними факторами у даному процесі є перебування працівників у зоні роботи крана, можливість обриву вантажозахоплювальних пристроїв або порушення правил стропування конструкцій. Для зниження рівня небезпеки необхідно забезпечити контроль технічного стану крана, використання справних стропів та обмеження доступу працівників до небезпечної зони.

Під час використання будівельної техніки та електроінструментів виникає вплив виробничого шуму та вібрації [38, 39]. Рівень шуму при роботі окремих механізмів (перфораторів, бетонозмішувачів, відбійних молотків) може досягати

85-100 дБА, що перевищує допустимий рівень для постійного робочого місця відповідно до санітарних норм. Для зниження негативного впливу необхідно застосовувати технічно справне обладнання, засоби індивідуального захисту органів слуху та обмежувати час перебування працівників у зоні підвищеного шуму.

Електробезпека на будівельному майданчику є одним із важливих напрямів контролю, оскільки використовуються тимчасові електромережі, ручний електроінструмент та силове обладнання. У разі пошкодження ізоляції кабелів або порушення правил експлуатації існує ризик ураження працівників електричним струмом. Відповідно до вимог ДБН В.2.5-23:2025 [40] та правил електробезпеки всі металеві частини обладнання, які можуть опинитися під напругою, повинні бути заземлені, а електромережі обладнані автоматичними пристроями захисту.

Також у процесі будівництва значний вплив мають метеорологічні фактори. Під час виконання зовнішніх робіт у місті Дніпро працівники можуть піддаватися впливу низьких температур у зимовий період, підвищеної температури влітку, атмосферних опадів та вітрового навантаження. При швидкості вітру понад нормативні значення виконання окремих висотних та монтажних робіт повинно бути обмежене відповідно до вимог технології виконання робіт.

Порівняння фактичних умов виконання будівельних процесів із нормативними вимогами показує, що без впровадження спеціальних захисних заходів можливе перевищення допустимого рівня виробничих ризиків за показниками травмонебезпеки, шумового навантаження та електробезпеки. Найбільший рівень ризику мають роботи на висоті та монтаж конструкцій, оскільки можливі наслідки таких подій можуть призвести до тяжкого травмування працівників. Тому для забезпечення безпечних умов праці необхідно передбачити комплекс організаційно-технічних заходів: встановлення захисних огорожень, застосування засобів індивідуального захисту, проведення

інструктажів, контроль технічного стану обладнання та дотримання технологічної послідовності виконання робіт.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек

Під час реалізації проєкту найбільший вплив на рівень виробничого ризику мають процеси, пов'язані із виконанням робіт на висоті, монтажем конструкцій, використанням електрифікованого інструменту, переміщенням будівельних матеріалів, експлуатацією механізмів, а також проведенням оздоблювальних робіт із застосуванням будівельних сумішей та хімічних матеріалів.

Одним із найбільш суттєвих ризиків є падіння працівників з висоти під час виконання робіт на другому поверсі, монтажу покрівельної конструкції, утеплення фасаду та оздоблення зовнішніх поверхонь. Ймовірність виникнення такої небезпечної ситуації пов'язана з тим, що значна частина технологічних операцій виконується на тимчасових робочих місцях, риштуваннях, приставних конструкціях або перекриттях. Причинами виникнення ризику можуть бути порушення правил встановлення тимчасових конструкцій, відсутність захисних огорожень, незадовільний технічний стан обладнання, а також несприятливі погодні умови під час виконання зовнішніх робіт. Враховуючи можливі наслідки у вигляді важкого травмування працівників, даний ризик оцінюється як високий. Для його зниження необхідно передбачити застосування інвентарних риштувань, страхувальних систем, захисних огорожень, контроль доступу до небезпечних зон та проведення цільового інструктажу перед виконанням висотних робіт відповідно до вимог НПАОП 0.00-1.15-07 [37].

Окрему групу становлять ризики, пов'язані з падінням предметів і матеріалів із висоти. Під час будівництва котеджу можливе переміщення цегли, блоків, металевих елементів, інструменту та інших будівельних матеріалів між рівнями будівлі. Джерелом небезпеки є неправильне складування матеріалів, перевищення допустимого навантаження на робочі настили, а також відсутність організованих зон складування. Ймовірність виникнення такої події визначається

як середня, проте тяжкість наслідків може бути значною, оскільки падіння важких предметів може призвести до травмування працівників, які перебувають у зоні виконання робіт. Зменшення рівня ризику забезпечується організацією безпечних проходів, встановленням захисних козирків, обмеженням доступу сторонніх осіб до робочих зон та правильним розміщенням будівельних матеріалів.

Ризик ураження електричним струмом під час будівництва котеджу пов'язаний із використанням електроінструменту, тимчасових електромереж, зварювального обладнання та приладів освітлення будівельного майданчика. Основними причинами виникнення небезпечних ситуацій можуть бути пошкодження ізоляції кабелів, використання несправного обладнання, відсутність захисного заземлення або експлуатація електрообладнання в умовах підвищеної вологості. Даний ризик характеризується середньою ймовірністю виникнення та високою тяжкістю можливих наслідків. Для його зниження необхідно передбачити застосування справного електрообладнання, захисних пристроїв автоматичного відключення, регулярну перевірку стану тимчасових електромереж, а також виконання електромонтажних робіт лише кваліфікованим персоналом.

Підвищену увагу потребує оцінювання пожежного ризику. На будівельному майданчику одночасно можуть перебувати дерев'яні конструкції, теплоізоляційні матеріали, оздоблювальні речовини, паливно-мастильні матеріали для техніки та електрообладнання. Джерелами займання можуть бути короткі замикання, порушення правил використання електроприладів, проведення вогневих робіт без належного контролю або недотримання правил зберігання горючих матеріалів. Ймовірність виникнення пожежі оцінюється як середня, однак можливі наслідки можуть мати значний характер через швидке поширення вогню та загрозу для людей і будівельних конструкцій. Зниження пожежного ризику забезпечується організацією місць зберігання матеріалів, забезпеченням будівельного майданчика первинними засобами пожежогасіння,

дотриманням протипожежних розривів та контролем виконання робіт із підвищеною пожежною безпекою.

Ризик травмування під час транспортування та переміщення будівельних матеріалів також є характерним для даного об'єкта. При будівництві двоповерхового котеджу передбачається використання значної кількості штучних та навалочних матеріалів, бетонних сумішей, конструктивних елементів та оздоблювальних матеріалів. Небезпечні ситуації можуть виникати через неправильну організацію вантажно-розвантажувальних операцій, перевищення фізичних можливостей працівників, нестійке складування матеріалів або використання несправних засобів малої механізації. Такий ризик має середній рівень імовірності, а його наслідки можуть варіюватися від легких травм до серйозних ушкоджень. Для мінімізації ризику необхідно передбачити механізацію трудомістких процесів, правильне розміщення зон складування та дотримання правил переміщення вантажів.

За результатами проведеного аналізу встановлено, що найбільший рівень ризику на об'єкті мають роботи на висоті, електробезпека та пожежна безпека. Реалізація цих небезпек може призвести до значних негативних наслідків, тому вони потребують першочергового врахування при розробленні заходів безпеки. Використання комплексного підходу до управління ризиками дозволяє знизити ймовірність виникнення аварійних ситуацій та забезпечити безпечні умови виконання будівельних процесів.

4.4 Розробка організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів

З метою зниження рівня виробничих ризиків передбачено комплекс організаційних, технічних та архітектурних заходів. Організаційні заходи включають проведення обов'язкового навчання та інструктажів з охорони праці [36], контроль допуску працівників до робіт підвищеної небезпеки, застосування системи нарядів-допусків, а також впровадження режимів праці та відпочинку.

Будівельний майданчик організовується з обов'язковим огороженням території, встановленням попереджувальних знаків, розподілом на небезпечні та безпечні зони, а також облаштуванням шляхів евакуації та проходів. Матеріали складаються у визначених місцях із дотриманням вимог стійкості штабелів.

Технічні заходи передбачають застосування справного будівельного обладнання, використання засобів індивідуального захисту, встановлення захисних огорожень, застосування систем страхування при роботах на висоті, а також контроль справності електрообладнання. Для зниження рівня шуму та вібрації використовується сучасна техніка з низькими показниками шумового навантаження.

Архітектурно-планувальні рішення адміністративної будівлі забезпечують безпечну експлуатацію об'єкта. Передбачено раціональне планування приміщень із розподілом потоків людей, достатню ширину коридорів та сходових клітин, встановлення евакуаційних виходів відповідно до нормативів. Сходові марші проєктуються з урахуванням вимог безпеки, включаючи наявність поручнів і неслизьких поверхонь.

Система природного та штучного освітлення проєктується відповідно до ДБН В.2.5-28:2018 [41], що забезпечує нормативні рівні освітленості робочих місць. Система вентиляції та кондиціонування забезпечує нормативні параметри мікроклімату. Електропостачання передбачає застосування захисного заземлення та автоматичних систем відключення [40].

Протипожежні заходи включають забезпечення евакуаційних шляхів, використання негорючих матеріалів, встановлення пожежної сигналізації та первинних засобів пожежогасіння [43]. Також передбачено доступ пожежно-рятувальних підрозділів до будівлі.

ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 4

У розділі «Охорона праці» визначено та проаналізовано основні небезпечні та шкідливі фактори, що виникають під час будівництва та експлуатації двоповерхової адміністративної будівлі у місті Дніпро. Проведено оцінювання ризиків їх реалізації та встановлено найбільш критичні з них, до яких належать падіння з висоти, пожежна безпека та електротравматизм.

Розроблено комплекс організаційних, технічних та архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на зниження рівня ризиків та забезпечення безпечних умов праці. Запропоновані рішення відповідають вимогам чинних нормативно-правових актів України та будівельних норм.

Реалізація розроблених заходів дозволяє забезпечити допустимий рівень виробничої безпеки, мінімізувати ризики травматизму та створити безпечні умови для працівників і користувачів адміністративної будівлі протягом усього життєвого циклу об'єкта.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ

1. Будівельна галузь України 2025: комплексний аналіз ключових викликів на шляху до відбудови. URL.: <https://blog.mehbud.com.ua/uk/other/budivel%ca%b9na-haluz%ca%b9-ukrayiny/> (дата звернення 02.06.26).
2. Сучасні тенденції розвитку банківської системи України. URL.: http://ir.polissiauniver.edu.ua/bitstream/123456789/17214/1/Khavonova_VI_KR_072_2025.pdf (дата звернення 02.06.26).
3. В Україні запроваджено нові вимоги до енергоефективності будівель – стандарт НЗЕБ вже розпочав діяти! URL.: <https://sae.gov.ua/news/v-ukraini-zaprovadzheno-novi-vymohy-do-enerhoefektyvnosti-budivel-standart-nzeb-vzhe-rozpochav-diiaty> (дата звернення 02.06.26).
4. ChatGPT. Режим OpenAI ChatGPT [Електрон. ресурс]. URL.: <https://chat.openai.com/> (дата звернення 03.06.2026).
5. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Чинний від 2011-11-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2010. 127с.
6. ДСТУ 8855:2019. Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). Чинний від 2019-12-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2019. 17 с.
7. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Чинний від 2017-06-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2016. 47 с
8. ДБН В.2.2-28:2010 Будинки і споруди. Будинки адміністративного та побутового призначення. Чинний від 2011-11-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2010. 52 с.
9. ДБН Б.2.2-5:2011. Планування та забудова міст, селищ і функціональних територій. Благоустрій територій. Зі Змінами № 1, № 2 та № 3. Чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2011. 81 с.

10. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. Чинний від 2019-10-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2019. 185 с.
11. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Чинний від 2019-10-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2018. 42 с.
12. Проектування гідроізоляцій будівель і споруд. URL.: https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/dbn_proektuvannja_gidroizoljacij_budivel_i_sporud/1-1-0-1946 (дата звернення 05.06.26).
13. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. Чинний від 2011-06-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2010. 123 с.
14. ДСТУ Б В.2.6-53:2008. Конструкції будинків і споруд. Плити перекриттів залізобетонні багатопустотні для будівель і споруд. Технічні умови. Чинний від 2009-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2008. 36 с.
15. ДСТУ Б В.2.6-62:2008 Конструкції будинків і споруд. Марші та сходові площадки залізобетонні. Технічні умови. Чинний від 20-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2008. 39 с.
16. ДСТУ EN 14351-1:2020. Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT). Чинний від 2020-07-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2020. 81 с.
17. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013. Настанова щодо проведення робіт з улаштування ізоляційних, оздоблювальних, захисних покриттів стін, підлог і покрівель будівель і споруд. Чинний від 2014-07-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2013. 44 с.
18. ДСТУ 8540:2015. Прокат листовий гарячекатаний. Сортамен. Чинний від 2016-07-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2015. 15 с.
19. ДБН В.2.6-220:2017. Покриття будівель і споруд. Чинний від 2018-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2017. 59 с.

20. ДСТУ-Н Б В.2.6-214:2016. Настанова з улаштування та експлуатації дахів будинків, будівель і споруд. Чинний від 2017-04-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2016. 48 с.
21. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. Чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2021. 27 с.
22. ДСТУ 9191:2022. Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель.
23. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT). Чинний від 2013-07-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2010. 263 с.
24. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Чинний від 2017-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2016. 54 с.
25. Організація та управління будівництвом : підручник / О.А. Тугай та ін. Київ: Видавництво Ліра-К, 2024. – 400 с.
26. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів. Чинний від 2014-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2013. 88 с.
27. ДСТУ-Н Б В.2.1-32:2014. Настанова з проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд. Чинний від 2015-10-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2014. 103 с.
28. Сукач М.К. Будівельні машини і обладнання: підручник.– К.: Видавництво Ліра-К, 2016.– 390 с.
29. Корнієнко М. В. Основи і фундаменти : навчальний посібник / М. В. Корнієнко, А. М. Ращенко, Т. В. Диптан ; Київ. нац. ун-т буд-ва і архіт. – Київ : КНУБА, 2024. – 168 с. <https://repository.knuba.edu.ua/handle/123456789/13614>.
30. ДСТУ 9262:2023. Настанова з контролю якості влаштування підлог. Чинний від 2024-06-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2023.
31. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013. Настанова щодо проведення робіт з улаштування ізоляційних, оздоблювальних, захисних покриттів стін, підлог і

покрівель будівель і споруд. Чинний від 2014-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2013. 44 с.

32. ДСТУ Б В.2.7-20-95. Будівельні матеріали. Лінолеум полівінілхлоридний на теплозвукоізолюючій підоснові. Технічні умови. Чинний від 1995-07-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 1995. 12 с.

33. ДБН В.2.6-220:2017. Покриття будівель і споруд. Чинний від 2018-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2017. 59 с.

34. Закон України «Про охорону праці».

35. Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності».

36. Кодексу законів про працю України.

37. НПАОП 0.00-1.15-07 Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті.

38. ДСТУ 2867-94 Шум. Методи оцінювання виробничого шумового навантаження. Загальні вимоги. Режим доступу https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=48151, вільний.

39. ДСТУ EN 14253:2018 Вібрація механічна. Вимірювання та обчислювання впливу на здоров'я загальної виробничої вібрації. Практична настанова (EN 14253:2003 + A1:2007, IDT). Режим доступу https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=81417, вільний.

40. ДБН В.2.5-23:2025 Проектування електроустановок житлових будинків та громадських будівель і споруд. Режим доступу https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=117699, вільний.

41. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення. Режим доступу https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=79885, вільний.

42. Види та порядок проведення інструктажів з охорони праці. Режим доступу <https://oppb.com.ua/news/vydy-ta-poryadok-provedennya-instruktazhiv-z-ohorony-praci>, вільний.

43. ДСТУ 8828:2019 Пожежна безпека. Загальні положення. Режим доступу https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=82138, вільний.