

**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

ПРОЄКТУВАННЯ ДВОПОВЕРХОВОГО КОТЕДЖУ У МІСТІ ХАРКІВ

Розробив: студент IV курсу, групи БтаЦІ 2022-1
за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна
інженерія »
ОПП «Промислове та цивільне будівництво »
Гвоздьов Микита Сергійович

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)

« 19 » 06 2026 р.

**ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА**

Гвоздьову Микиті Сергійовичу

Спеціальність: *192 - Будівництво та цивільна інженерія*

Освітньо-професійна програма: *Промислове та цивільне будівництво*

Тема кваліфікаційної роботи: *Проектування двоповерхового котеджу у місті Харків, 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.*




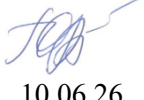

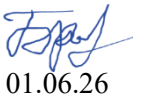
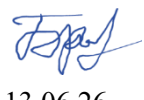




Вихідні дані до кваліфікаційної роботи: *інженерно-геологічні умови, основні вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-планувальне рішення об'єкту.*

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)

ГВОЗДЬОВ М.С.
(прізвище та ініціали)

Дата видачі завдання «01» червня 2026 р.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА.....	8
1.1. Загальна інформація про об'єкт.....	8
1.2. Генеральний план.....	9
1.2.1 Розробка плану розбивки.....	9
1.2.2 Розроблення схеми вертикального планування території будівництва	11
1.2.3 Висотна прив'язка та розміщення будівлі на рельєфі.....	12
1.2.4 Об'ємно-планувальне рішення.....	12
1.2.5 Конструктивне рішення будівлі та забезпечення просторової стійкості.....	13
1.2.6 Конструктивні рішення основних елементів будівлі.....	14
1.3. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни	17
2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	19
2.1. Розрахунок підземної частини об'єкта.....	19
2.1.1. Інженерно-геологічна характеристика будівельного майданчика та оцінка ґрунтових умов.....	19
2.1.2. Міцнісні та деформаційні характеристики ґрунтів основи.....	20
2.1.3. Розрахунок стрічкового фундаменту.....	23
2.1.4. Визначення необхідної ширини подошви стрічкового фундаменту	28
2.1.5. Визначення осідання стрічкового фундаменту.....	30
2.1.6. Розрахунок армування плитної частини фундаменту	33
2.2. Розрахунок надземної частини об'єкта	35
3. ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА.....	50
3.1. Проектування технології виконання земляних робіт під час розроблення котловану	50
3.2. Підбір машинного комплексу для розробки котловану та його обґрунтування.....	54

3.3. Технологія виконання земляних робіт.....	56
3.3.1 Вибір виду і розрахунок потреби в транспортних засобах ...	57
3.4. Зворотна засипка ґрунтом пазах котловану	59
3.5. Проектування технології будівельних процесів при влаштуванні фундаменту і підземної частини будівлі	60
3.5.1 Вибір крана для влаштування фундаменту і конструкцій підземного поверху.....	61
3.5.2 Технологія виконання робіт під час бетонування стрічкового фундаменту.....	63
4. ОХОРОНА ПРАЦІ.....	65
4.1. Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні при проектування двоповерхового котеджу у місті Харків	68
4.2. Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проектування	67
4.3. Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування.....	69
4.4. Розробка організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів щодо покращення умов праці.....	72
ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 4.....	74
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ.....	76

ВСТУП

Сучасний розвиток будівельної галузі України спрямований на формування безпечного, якісного та енергоефективного житлового середовища, яке відповідає сучасним вимогам експлуатації та забезпечує комфортні умови проживання [1]. Житлове будівництво залишається одним із важливих напрямів розвитку міст, оскільки рівень забезпечення населення якісним житлом впливає на соціальну стабільність та розвиток територій. Особливе місце в цьому напрямі займає індивідуальне житлове будівництво, зокрема спорудження котеджів, які поєднують переваги малоповерхової забудови, автономність та можливість створення індивідуального житлового простору.

В умовах розвитку міста Харкова актуальним є проектування житлових об'єктів, що забезпечують ефективне використання земельних ділянок, відповідають вимогам безпеки та враховують сучасні підходи до організації житлового середовища. Проектування двоповерхового котеджу дозволяє раціонально використовувати територію шляхом збільшення корисної площі будівлі без значного розширення площі забудови. Така структура сприяє чіткому розподілу приміщень за функціональним призначенням, створенню зручних умов проживання та оптимальній організації внутрішнього простору.

Розробка проєкту житлового об'єкта передбачає узгоджене вирішення низки завдань, пов'язаних з архітектурною організацією простору, вибором конструктивних рішень, інженерним забезпеченням та організацією будівельного процесу. Виконуючи проектування, потрібно брати до уваги особливості ділянки забудови, природно-кліматичні умови району, характеристики ґрунтової основи, вимоги до міцності конструкцій та забезпечення нормативного рівня теплозахисту. Для території Харкова важливим є врахування кліматичних факторів, зокрема температурних коливань, тривалості опалювального періоду та впливу атмосферних навантажень, що безпосередньо впливають на вибір конструктивних рішень будівлі [2]. Особлива увага при розробленні проєкту приділяється відповідності прийнятих рішень чинним

нормативним вимогам у сфері будівництва. Планувальні та конструктивні рішення житлової будівлі приймаються з урахуванням ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки. Основні положення», який визначає основні вимоги до організації житлового простору, безпеки та умов експлуатації будівель [3]. Також важливим етапом є забезпечення пожежної безпеки об'єкта відповідно до вимог ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги», що передбачає застосування рішень для запобігання виникненню та поширенню пожежі, а також створення безпечних умов евакуації людей [4].

Метою бакалаврської роботи є розроблення проєкту двоповерхового котеджу у місті Харків із прийняттям раціональних архітектурно-конструктивних рішень, спрямованих на забезпечення міцності, довговічності та зручності експлуатації будівлі. Під час виконання проєкту особливе значення має вибір оптимальних матеріалів та конструктивних елементів, які забезпечують необхідні технічні характеристики споруди. Прийняті рішення повинні враховувати міцність, довговічність, теплоізоляційні властивості матеріалів, технологічність виконання робіт та економічну доцільність будівництва. Важливим завданням є створення будівлі, яка має раціональне планування, сприятливі умови проживання та оптимальні показники експлуатаційних витрат.

Проєктування котеджу в межах міської забудови також потребує врахування питань організації території. Генеральний план ділянки повинен забезпечувати зручний підхід до будинку, можливість підключення до інженерних мереж, благоустрій території, озеленення та створення сприятливого середовища для мешканців. Раціональне розташування об'єктів на ділянці дозволяє забезпечити ефективне використання простору та гармонійне поєднання будівлі з навколишньою забудовою. Таким чином, проєктування двоповерхового котеджу у місті Харків є комплексним завданням цивільної інженерії, яке передбачає узгодження архітектурних, конструктивних, технологічних та експлуатаційних рішень. Реалізація такого проєкту дає можливість застосувати сучасні принципи житлового будівництва та створити надійний, безпечний і функціональний об'єкт для довготривалої експлуатації.

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Загальна інформація про об'єкт

Місцем розташування запроєктованої будівлі визначено територію міста Харків. При розробленні архітектурно-конструктивних рішень житлової будівлі враховуються природно-кліматичні характеристики району будівництва, які безпосередньо впливають на вибір конструкцій, матеріалів та параметрів огорожувальних елементів.

Територія будівництва відповідно до кліматичного районування України належить до I кліматичної зони. Для даного регіону характерні помірні температурні умови з наявністю сезонних коливань температури, що необхідно враховувати під час визначення теплотехнічних характеристик конструкцій будівлі. «Середня температура повітря за січень місяць становить від -5 до -8°C , а за липень від 18 до 20°C . Кількість опадів за рік від 550 до 700 мм. Відносна вологість у липні від 65 до 75% . Середня швидкість вітру у січні від 3 до 4 м/с [5]».

Вологісний режим території характеризується як нормальний, що дозволяє застосовувати стандартні конструктивні рішення за умови забезпечення належного захисту будівельних елементів від впливу атмосферної вологи. Під час проєктування передбачається використання матеріалів та конструкцій із відповідними експлуатаційними характеристиками, які забезпечують необхідну довговічність будівлі.

Глибина сезонного промерзання ґрунту в районі будівництва приймається $1,1$ м. Даний показник враховується при визначенні глибини закладання фундаментів, виборі конструктивного рішення основи будівлі та забезпеченні її стійкості в процесі експлуатації. Правильне врахування температурного впливу на ґрунти основи сприяє запобіганню можливим деформаціям конструкцій.

Вітровий режим району будівництва має сезонний характер та характеризується зміною переважаючих напрямків повітряних потоків протягом

року. У теплий період року основним напрямком вітру є західний, тоді як у холодний період переважають вітри південного напрямку. Врахування вітрових навантажень є необхідним при проєктуванні несучих та огорожувальних конструкцій, а також під час організації генерального плану ділянки.

Природно-кліматичні умови міста Харків є важливими вихідними даними при розробленні проєкту двоповерхового котеджу. Їх урахування забезпечує прийняття технічно обґрунтованих рішень щодо конструктивної надійності, теплозахисту та комфортної експлуатації будівлі.

1.2 Генеральний план

1.2.1 Розробка плану розбивки

При розробленні розбивного плану проєктованого об'єкта враховується існуюча ситуація на території будівництва та прилеглий ділянці. На кресленні відображаються основні елементи генерального плану [6], зокрема існуючі дороги, під'їзні шляхи, пішохідні зони, інженерні комунікації та розташування запроєктованої будівлі [7].

У межах розбивного плану умовними графічними позначеннями наносяться траси зовнішніх інженерних мереж, до складу яких входять системи водопостачання, водовідведення, газопостачання, електричні кабельні лінії, теплові мережі та телефонні комунікації. Також на плані зазначаються характерні висотні відмітки території, ухили існуючих проїздів, розташування оглядових колодязів інженерних мереж, відмітки кутових точок будівлі та висотні показники в місцях входів і під'їздів.

Особлива увага приділяється збереженню існуючої забудови та елементів благоустрою території. На плані позначаються зелені насадження, які мають цінність та підлягають збереженню під час виконання будівельних робіт, а також елементи зовнішнього освітлення, покриття автомобільних доріг, тротуарів та вимощення навколо будівлі.

Відповідно до розробленого генерального плану передбачено організацію території ділянки загальною площею 624,49 м². Планувальне рішення ділянки прийнято з урахуванням розташування проєктованого житлового будинку, необхідності забезпечення зручного доступу до об'єкта, організації транспортного руху та створення належних умов для подальшої експлуатації споруди.

Площа забудови земельної ділянки, яку займає проєктований двоповерховий котедж, становить 157,46 м². Розміщення будівлі на території виконано з урахуванням нормативних вимог щодо відстаней до меж ділянки, забезпечення природного освітлення приміщень та можливості обслуговування конструктивних елементів будинку.

Для забезпечення транспортної доступності та комфортного пересування мешканців передбачено влаштування зовнішніх дорожніх покриттів загальною площею 89,19 м². До складу даної площі входять елементи під'їзних шляхів та проходів, які забезпечують зв'язок житлової будівлі з прилеглою територією.

Навколо будинку передбачається виконання вимощення, площа якого становить 49,49 м². Влаштування вимощення забезпечує захист фундаментів та нижньої частини стін від негативного впливу атмосферних опадів і поверхневих вод, а також сприяє підвищенню довговічності конструкцій будівлі.

Озеленення території ділянки проєктом не передбачено. Разом з тим організація території виконується з урахуванням раціонального використання земельної площі та забезпечення необхідних умов експлуатації житлового об'єкта. Прийняте планувальне рішення забезпечує ефективне використання території ділянки та створює необхідні умови для розміщення житлового будинку, транспортного обслуговування і технічного утримання об'єкта.

1.2.2 Розроблення схеми вертикального планування території будівництва

Вертикальне планування будівельного майданчика виконано у проєктних відмітках з метою забезпечення раціональної організації рельєфу, відведення поверхневих вод та створення безпечних умов для будівництва й подальшої експлуатації об'єкта.

Рельєф ділянки характеризується ухилом 33,7 ‰ із загальним перепадом висот між північно-східною та південно-західною частинами, який становить 1,19 м, при цьому спостерігається зниження у напрямку південного заходу. Для детального аналізу територію розбито на сітку квадратів розміром 10×10 м, у вузлових точках яких визначено чорні (існуючі) відмітки методом інтерполяції.

На основі аналізу рельєфу побудовано напрямки природного стоку поверхневих вод із відображенням на чорних горизонталях та сформовано загальну концепцію коригування існуючого рельєфу. При проєктуванні прийнято допустимі межі ухилів території: мінімальний – 5 ‰, максимальний – 25 ‰, що забезпечує нормальні умови експлуатації ділянки, зокрема для руху транспорту, роботи будівельної техніки та складування матеріалів.

Встановлено, що існуючі ухили потребують часткового коригування шляхом підсипання ґрунту з метою вирівнювання поверхні. Як часткове джерело ґрунту для насипу передбачається використання вийнятого ґрунту з траншей під стрічкові фундаменти. Додатково проєктом передбачено влаштування шару родючого ґрунту товщиною до 0,1 м у зонах озеленення для формування якісного рослинного покриву. На схемі вертикального планування також наведено поздовжні та поперечні профілі ділянки і під'їзних доріг.

1.2.3 Висотна прив'язка та розміщення будівлі на рельєфі

Розміщення будівлі на ділянці виконано з урахуванням вимог до організації поверхневого водовідведення та забезпечення захисту конструкцій від зволоження. Для цього рівень цоколя прийнято піднятим відносно краю вимощення на 0,1 м, що формує нормативний ухил вимощення при її ширині 1,0 м у межах 100 %.

Висотна відмітка вимощення прийнята однаковою по всьому периметру будівлі та становить 156,4 м, що забезпечує рівномірний відвід дощових і талих вод від фундаментів. Відповідно рівень чистої підлоги першого поверху запроєктовано на позначці 157,0 м, що дозволяє сформувати цокольну частину висотою 0,6 м над рівнем вимощення.

Прийнята система вертикального планування забезпечує ефективне відведення поверхневих вод від будівлі, мінімізує ризик їх накопичення біля фундаментів та сприяє довговічності конструкцій. Крім того, дане рішення дозволяє раціонально організувати підсипання родючого ґрунту для озеленення території та забезпечити спрямований відвід води від під'їзної зони та внутрішньоділянкових проїздів.

1.2.4 Об'ємно-планувальні рішення

Запроєктований малоповерховий одноквартирний житловий будинок розрахований для мешкання сім'ї з чотирьох осіб. Будівля має прямокутну форму в плані з габаритними розмірами 16,59 × 12,94 м, що забезпечує компактність об'ємно-планувального рішення та раціональне використання земельної ділянки.

Об'ємно-планувальна структура будинку сформована з урахуванням функціонального зонування приміщень та забезпечення комфортних умов проживання. На першому поверсі передбачено розміщення тамбура площею

3,0 м², передпокою – 8,51 м², просторої вітальні – 23,0 м², кухні – 13,29 м², ванної кімнати – 4,6 м², коридорів загальною площею 9,9 м², а також гаража площею 28,7 м². Додатково передбачено влаштування веранди, прибудованої в осях 4–5, площею 7,7 м², яка є неопалюваним допоміжним приміщенням і слугує перехідною зоною між внутрішнім простором будинку та зовнішнім середовищем.

На другому (мансардному) поверсі розміщено дві спальні площею 23,6 м² та 12,2 м², ванну кімнату площею 4,6 м², а також хол площею 16,7 м², який виконує функцію розподільчого простору та забезпечує доступ до житлових кімнат.

Будівля прийнята двоповерховою з мансардним другим рівнем. Вертикальне сполучення між поверхами забезпечується дерев'яними внутрішніми сходами, які розташовані з урахуванням зручності експлуатації та раціональної організації внутрішнього планування.

Головний вхід до будинку розташований з боку фасаду в осях 1–6. Має також ганком, що знаходиться на відмітці –0,050 м від рівня чистої підлоги першого поверху, який забезпечує зручність входу та частковий захист від атмосферних опадів. Особливістю об'ємно-планувального рішення є наявність мансардного поверху та прибудованої веранди, які розширюють функціональні можливості будівлі та підвищують комфорт її експлуатації.

1.2.5 Конструктивне рішення будівлі та забезпечення просторової стійкості

Конструктивна схема проєктованого житлового будинку прийнята безкаркасною з несучими поздовжніми та поперечними стінами. Несучі стіни виконуються з керамзитобетонних блоків, що забезпечує достатню міцність, теплотехнічні характеристики та технологічність зведення. Крок внутрішніх поздовжніх несучих елементів прийнято рівним 2,55 м, що відповідає прийнятій об'ємно-планувальній структурі будівлі.

Просторова жорсткість і стійкість споруди забезпечуються спільною роботою зовнішніх та внутрішніх несучих стін у поєднанні з міжповерховими перекриттями. Плити перекриття спираються на стіни та додатково закріплюються анкерними елементами, що підвищує їх надійність у роботі.

З'єднання плит перекриття між собою виконується шляхом замонолічування швів цементно-піщаним розчином, у результаті чого утворюється жорсткий горизонтальний диск. Така конструктивна схема забезпечує просторову роботу будівлі, підвищує її стійкість до горизонтальних навантажень та загальну надійність у процесі експлуатації.

1.2.6 Конструктивні рішення основних елементів будівлі

У даному проєкті прийнято комплексне конструктивне рішення будівлі з урахуванням її функціонального призначення, наявності підвального поверху та вимог до довговічності й теплотехнічних характеристик.

Фундаменти [14] виконані у вигляді стрічкових монолітних залізобетонних конструкцій, що влаштовуються під усі несучі стіни будівлі. Наявність підвального приміщення зумовлює глибину закладення фундаментів на рівні 2,5 м. Відмітка подошви фундаменту прийнята на рівні -3,100 м. Геометричні параметри фундаментної стрічки становлять: товщина 400 мм, ширина 800 мм. Стіни підвалу виконуються з монолітного залізобетону та захищаються комплексною гідроізоляцією, що включає горизонтальну та обмазувальну ізоляцію з рулонних матеріалів, що забезпечує захист від ґрунтової вологи.

Стіни та перегородки запроектовані з керамзитобетонних блоків. Зовнішні стіни мають товщину 390 мм і додатково утеплюються плитами пінополістиролу (Піноплекс) товщиною 120 мм відповідно до теплотехнічного розрахунку. З внутрішнього боку передбачено оздоблення вологостійкими листами гіпсокартону. Прив'язка зовнішніх стін становить 200/190 мм. Внутрішні несучі стіни виконуються товщиною 390 мм із аналогічною

прив'язкою 200/190 мм. Внутрішні перегородки прийняті цегляними товщиною 120 мм. Усі дверні та віконні прорізи перекриваються збірними залізобетонними перемичками відповідно до проєкту, де також наведено схеми планів, відомості та специфікації елементів перемичок.

Перекриття й підлоги. Конструктивне рішення перекриттів і підлог передбачає використання збірних залізобетонних багатопустотних плит розміром 2400, 4200 та 5100 мм за довжиною, 1200 мм за шириною і 220 мм за товщиною [9]. Плити монтуються на вирівнювальний шар цементно-піщаного розчину класу М100 завтовшки 30 мм. Після встановлення елементів стику між ними заповнюються розчинною сумішшю по всій глибині, що забезпечує жорсткість та цілісність перекриття. Торцеві порожнини плит заповнюються легким бетоном з метою підвищення тепло- та звукоізоляційних властивостей і запобігання руйнуванню торців. Плити поєднуються між собою та до зовнішніх стін виконується шляхом зварювання монтажних петель зі сталевими з'єднувальними елементами. Рішення щодо конструкції підлог [10, 11] наведено у додатку А, де подано експлікацію підлог, поверхові плани та специфікації збірних елементів перекриття.

Покрівля [12, 13] запроектована комбінованого типу: у осях 1–4 передбачено мансардну двосхилу частину, а в осях 3–4, Б–Г – горищну двосхилу. Організовано зовнішній водостік. Покриття виконано з металочерепиці. Вона стелиться по дерев'яному решетуванню із брусків перерізом 50×50 мм із кроком 350 мм та кріпиться покрівельними саморізами.

Несуча система даху складається з кроквяних ніг, виготовлених із деревини природної вологості не більше 23%. Усі елементи, що контактують зі стінами, попередньо обробляються антисептичними складами та ізолюються 2-ма шарами рулонного матеріалу (толю). Крокви спираються на мауерлат перерізом 150×150 мм, а в центральній частині додатково підсилюються підкосами аналогічного перерізу, які передають навантаження на лежні, укладені на несучі стіни. Просторова жорсткість конструкції забезпечується затяжками з дроту, надійно

закріплені в стінах або мауерлаті за допомогою скоб, що формує стійку просторову систему покрівлі.

Вікна, двері та внутрішні сходи будівлі.

Вікна у проєктованій будівлі є основними вертикальними огорожувальними конструкціями, що забезпечують природне освітлення та частково вентиляцію приміщень [8]. Віконні блоки [8] складаються з дерев'яної коробки, яка надійно закріплюється в прорізі стіни, спарених віконних палітурок та підвіконної дошки. Конструктивно вікна виконані з деревини. Фіксація коробок у прорізах здійснюється цвяхами, що забиваються у спеціально встановлені антисептовані дерев'яні пробки. Простір між коробкою та стіною ретельно заповнюється джутовим волокном для забезпечення щільності та зменшення тепловтрат. Зовнішня поверхня коробки попередньо обробляється антисептичними складами та додатково ізолюється по периметру шаром рулонного матеріалу (толю). Укоси віконних прорізів виконуються штукатурними як з внутрішнього, так і з зовнішнього боку, що забезпечує захист конструкції та естетичний вигляд. На будівельний майданчик віконні блоки постачаються повністю готовими до монтажу – із навішеними, заґрунтованими та пофарбованими палітурками, зашкеленими елементами та встановленою фурнітурою. Усі вікна передбачені з подвійним зашкеленням, що підвищує тепло- та звукоізоляційні характеристики.

Зовнішні двері прийняті дерев'яними, включаючи вхідні та тамбурні блоки, внутрішні двері – дерев'яні щитової конструкції. Розташування, кількість та габарити прорізів визначені відповідно до об'ємно-планувального рішення будівлі з урахуванням комфортного проживання сім'ї з чотирьох осіб.

Конструктивно двері складаються з дерев'яної коробки, яка жорстко закріплюється у прорізах стін і перегородок, та полотен, що навішуються на петлі. За кількістю полотен прийнято однопільні двері. За розташуванням у будівлі вони поділяються на внутрішні та зовнішні. Дверні коробки у цегляних стінах закріплюються цвяхами, що забиваються у попередньо встановлені антисептовані дерев'яні пробки в кладці. Коробки додатково обробляються

антисептиком та ізолюються рулонним матеріалом (толь). У місцях примикання до перегородок зазори між коробкою та конструкцією закриваються лиштвами, що забезпечує акуратне та герметичне оформлення прорізів. На архітектурно-конструктивних планах (аркуш №1) нанесені позиції елементів заповнення прорізів, а також складена відповідна специфікація (додаток №8).

Внутрішні сходи.

У проєкті передбачені внутрішньоквартирні дерев'яні сходи на тятиві [15]. Конструкція сходів передбачає закріплення щаблів і підсходинок у бокових елементах тятив шляхом їх встановлення у спеціально виконані пази, що забезпечує надійне з'єднання елементів.

Ширина сходового маршу прийнята 800 мм, що забезпечує комфортне та безпечне пересування між поверхами. Поручні виконані з дерева, висотою 900 мм, що відповідає ергономічним та безпековим вимогам. Геометричні параметри сходів становлять: проступ 250 мм, підйом (h) 152 мм. Конструкція забезпечує зручний крок підйому та відповідає вимогам комфортного внутрішнього сполучення між рівнями будівлі.

1.3 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Виконання розрахунку здійснюється відповідно до вимог чинного нормативного документа «ДБН В.2.6-31:2021» [16], який регламентує проєктування теплової ізоляції огорожувальних конструкцій будівель. У процесі розрахунку також враховуються положення щодо забезпечення необхідного рівня теплозахисних властивостей конструкцій, енергоефективності та довговічності будівлі.

Перевірка умов експлуатації матеріалів огорожувальної конструкції здійснюється згідно з вимогами ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель» [17], який встановлює підхід до підбору теплоізоляційних матеріалів з урахуванням кліматичних умов, режиму експлуатації та фізико-технічних характеристик

огороджувальних конструкцій. На основі цього виконується обґрунтований вибір утеплювача [19] та перевірка його придатності для заданих умов експлуатації (рис. 1.1).

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

Приведений опір теплопередачі огороджувальної конструкції:

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

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

огороджувальної конструкції;

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

огороджувальної конструкції;

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

огороджувальної конструкції;

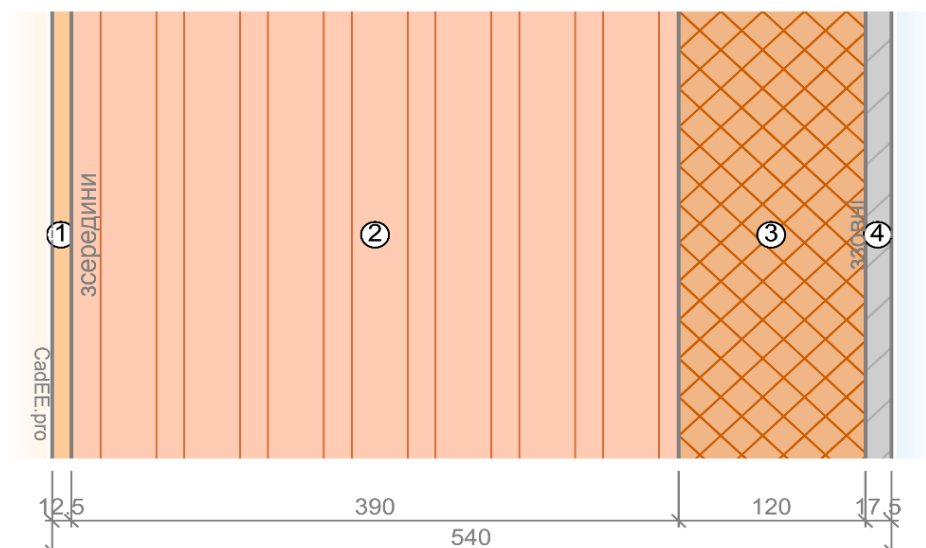


Рисунок 1.1 – Будова зовнішньої стінової конструкції

$d_2 = 0.39 \text{ м}$ – товщина кладки з теплоізоляційних блоків;

d_3 – товщина екструдованого пінополістиролу, м;

$d_4 = 0.0175$ м – товщина штукатурки (цементно-піщаний розчин);

$\lambda_{p1} = 0.21 \frac{Вт}{м^2 \cdot К}$ – теплопровідність гіпсокартонного листу;

$\lambda_{p2} = 0.43 \frac{Вт}{м^2 \cdot К}$ – теплопровідність кладки з блоків;

$\lambda_{p3} = 0.036 \frac{Вт}{м^2 \cdot К}$ – теплопровідність екструдованого пінополістиролу;

$\lambda_{p4} = 0.93 \frac{Вт}{м^2 \cdot К}$ – теплопровідність цементно-піщаного розчину;

$$\frac{1}{8.7} + \frac{0.0125}{0.21} + \frac{0.39}{0.43} + \frac{d_3}{0.036} + \frac{0.0175}{0.93} + \frac{1}{23} = 4$$

$$\frac{d_3}{0.036} = 2.856$$

$$d_2 = 2.856 \cdot 0.036 = 0.103 м$$

Товщина екструдованого пінополістиролу складає 0.12 м [19].

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкта

2.1.1 Інженерно-геологічна характеристика будівельного майданчика та оцінка ґрунтових умов

На даному етапі виконується аналіз інженерно-геологічних умов ділянки будівництва з метою визначення придатності ґрунтів для сприйняття навантажень від споруди [19]. Розглядаються основні характеристики ґрунтових шарів, їх будова, потужність та просторове залягання.

Особлива увага приділяється визначенню несучої здатності ґрунтів, їх стисливості та можливим деформаційним властивостям. Також враховується

рівень ґрунтових вод, який може впливати на умови роботи підземних конструкцій та вимагати додаткових заходів гідроізоляції.

2.1.2 Міцнісні та деформаційні характеристики ґрунтів основи

Фізико-механічні характеристики перебувають у прямій функціональній залежності. Об'єм пористого простору визначає потенційну вологоємність масиву. При заповненні пор флюїдом зростає ступінь водонасичення. Для глинистих ґрунтів акумуляція вологи призводить до зростання природної вологості, що зумовлює перехід показника консистенції від твердого стану до текучого. Існує чітка кореляція між фізичними характеристиками. Збільшення коефіцієнта пористості та загальної пористості розширює резервуар для накопичення вологи. Насичення цього простору водою підвищує коефіцієнт. У пілуватоглинистих породах цей процес провокує зростання вологості, деградацію структурних зв'язків та трансформацію консистенції із твердої в текучу.

Визначаємо розрахункові фізико-механічні характеристики ґрунтів, утворюючих будівельний майданчик (табл.2.1).

Таблиця 2.1 – Дані для виконання розрахунку

№ ПГЕ	Найменування ПГЕ	Номер свердловини та потужність шару, м			
		1	2	3	4
1	Рослинний шар	0.4	0.5	0.6	0.7
2	Супісок	1.4	1.5	1.4	1.6
3	Пісок дрібний	3.4	3.5	3.6	3.7
4	Суглинок	3.3	3.4	4.5	3.5
5	Глина	5.6	5.8	5.7	5.6
	Відмітка гирла свердловини, м	113.0	113.2	113.5	113.3
Характеристики властивостей ґрунтів					

Найменування	Ум. позн.	Од. вим.	Номер ІГЕ				
			1	2	3	4	5
Щільність	ρ_{II}	т/м ³	1.75	1.97	2.02	2.04	2.05
Щільність часток	ρ_s	т/м ³		2.68	2.67	2.76	2.69
Природна вологість	w			0.26	0.23	0.25	0.22
Вологість на межі текучості	w _L			0.28		0.34	0.4
Вологість на межі пластичності	w _p			0.22		0.2	0.2
Кут внутрішнього тертя	φ_{II}	град.		20	31	18	15
Питоме зчеплення	c _{II}	кПа		12	1	11	80
Модуль деформації	E	МПа		25	28	17	50

Визначаємо розрахункові фізико-механічні характеристики ґрунтів, що залягають у межах будівельного майданчика, з метою подальшого обґрунтування вибору несучого шару основи та прийняття конструктивних рішень щодо фундаментів.

ІГЕ №2 – супісок. Для супіску визначаються основні класифікаційні показники, зокрема число пластичності та показник текучості, на основі яких встановлюється його стан.

Число пластичності:

$$I_p = \omega_L - \omega_p = 0.28 - 0.22 = 0.06$$

Показник текучості:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0.26 - 0.22}{0.28 - 0.22} = 0.67$$

За результатами розрахунків ґрунт характеризується як *супісок м'якопластичний*, що свідчить про підвищену деформативність та обмежену несучу здатність у водонасиченому стані.

ІГЕ №3 – пісок дрібний. Для піску дрібного виконується визначення коефіцієнта пористості та ступеня вологості. Отримані показники дозволяють оцінити щільність складання та умови зволоження ґрунту.

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot (1 + \omega) - 1 = \frac{2.67}{2.02} \cdot (1 + 0.23) - 1 = 0.63$$

Ступінь вологості:

$$S_r = \omega \cdot \frac{\rho_s}{e \cdot \rho_w} = 0.23 \cdot \frac{2.67}{0.63 \cdot 2.02} = 0.48$$

Встановлено, що ґрунт є піском середньої щільності, малонасиченим водою, що характеризується відносно стабільними деформаційними властивостями та сприятливими умовами для роботи фундаментів.

ІГЕ №4 – суглинок. Для суглинку визначаються число пластичності та показник текучості, які дозволяють оцінити його консистенцію та здатність до деформацій.

Число пластичності:

$$I_p = \omega_L - \omega_p = 0.34 - 0.2 = 0.14$$

Показник текучості:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0.25 - 0.2}{0.34 - 0.2} = 0.36$$

Встановлено, що ґрунт знаходиться у стані тугопластичної консистенції, що свідчить про помірну міцність і обмежену стисливість.

ІГЕ №5 – глина. Для глини також визначаються число пластичності та показник текучості, за якими встановлюється її стан.

Число пластичності:

$$I_p = \omega_L - \omega_p = 0.4 - 0.20 = 0.2$$

Показник текучості:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0.22 - 0.2}{0.4 - 0.2} = 0.1$$

Даний ґрунт віднесено до напівтвердого стану, що характеризується відносно високою міцністю, але зниженою деформаційною здатністю при зволоженні.

У результаті оцінки інженерно-геологічних умов будівельного майданчика як несучий шар основи приймається *ІГЕ №3 – пісок середньої щільності*,

малонасичений водою, який має найбільш сприятливі характеристики для сприйняття навантажень від проєктованої будівлі та забезпечення її довготривалої стабільної роботи.

2.1.3 Розрахунок стрічкового фундаменту

Збір навантажень на стрічковий фундамент (загальні положення) – це початкова стадія розрахунку, яка встановлює правила підсумовування та класифікації всіх сил, що діють на будівлю, для визначення фінального вертикального навантаження на 1 пог. м довжини фундаментної стрічки відповідно до чинних норм [14].

Збір навантажень на фундамент по осі «1».

Склад покрівлі наведено на рисунку 2.1.



Рисунок 2.1 – Склад покрівлі

В таблиці 2.2 показані зібрані навантаження від покрівлі, а на рисунку 2.2 – склад горіщного покриття.

Таблиця 2.2 – Збір навантажень від покрівлі

№	Найменування матеріалу	Характеристичне значення, кг/м ²	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fe}	g_e , кг/м ²	γ_{fm}	g_m , кг/м ²
1	Конструкція покрівлі	50	1	50	1.3	65
2	Снігове навантаження	160	0.49	78.4	1	160
Загальне навантаження			$g_e = 128,4$		$g_m = 225$	

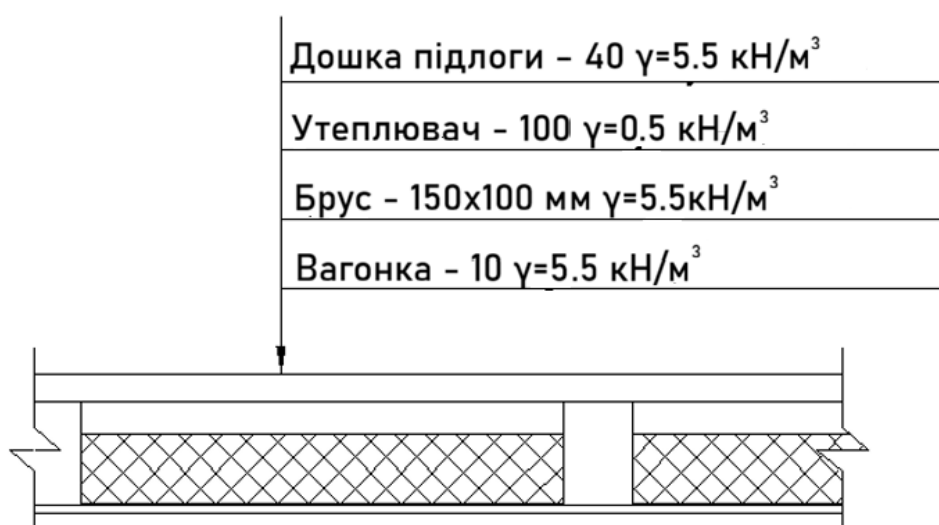


Рисунок 2.2 – Склад горищного покриття

Збір навантажень від горищного перекриття наведено в таблці 2.3.

Таблиця 2.3 – Збір навантажень від горищного перекриття

№	Найменування матеріалу	Характеристичне значення, кг/м ²	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fe}	g_e , кг/м ²	γ_{fm}	g_m , кг/м ²
1	Дошка підлоги	22	1	22	1.2	26
2	Утеплювач (мін.вата)	5	1	5	1.2	6
3	Брус	10	1	10	1.2	12
4	Вагонка (євро)	6	1	6	1.2	7.2
5	Корисне навантаження	70	1	70	1.3	92
Загальне навантаження				$g_e = 113$		$g_m = 143,2$

На рисунку 2.3 показано склад перекриття 2-го поверху, а на рисунку 2.4 – першого поверху. В таблиці 2.4 – збір навантажень від перекриття 2-го поверху

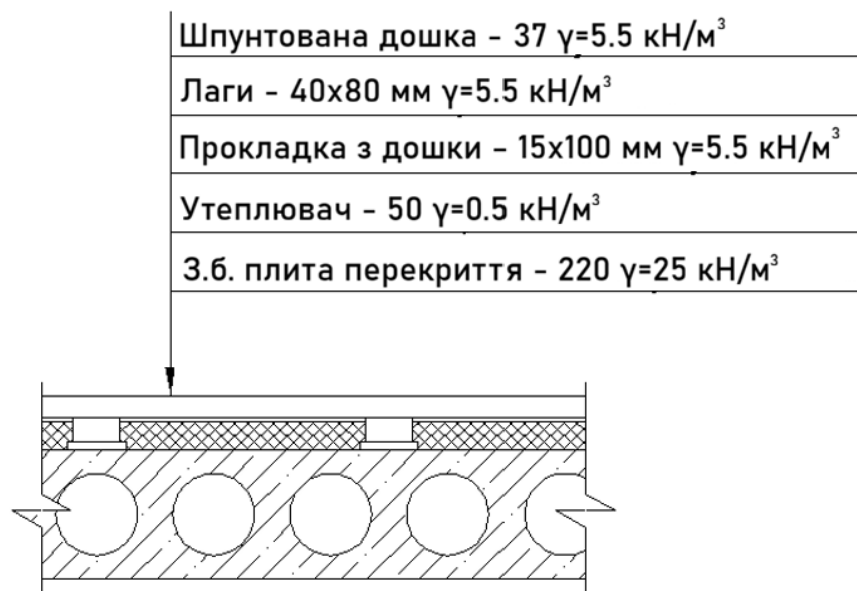


Рисунок 2.3 – Склад перекриття 2-го поверху

Таблиця 2.4 – Збір навантажень від перекриття 2-го поверху

№	Найменування матеріалу	Характеристичне значення, кг/м ²	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fe}	g_e , кг/м ²	γ_{fm}	g_m , кг/м ²
1	Шпунтована дошка	20	1	20	1.2	24
2	Утеплювач (мін.вата)	3	1	3	1.2	3.6
3	Лага	35	1	35	1.2	42
4	Звукоізоляція	17	1	17	1.2	20.4
5	Плита залізобетонна	275	1	275	1.1	303
6	Корисне навантаження	150	1	150	1.3	195
Загальне навантаження				$g_e = 500$		$g_m = 588$



Рисунок 2.4 – Склад перекриття 1-го поверху

В таблиці 2.5 наведено збір навантажень від перекриття першого поверху, а в таблиці 2.6 – від стіни.

Таблиця 2.5 – Збір навантажень від покриття 1-го поверху

№	Найменування матеріалу	Характеристичне значення, кг/м ²	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fe}	g_e , кг/м ²	γ_{fm}	g_m , кг/м ²
1	Плитка керамічна	14	1	14	1.3	18.2
2	Цементно-піщаний розчин	80	1	80	1.3	104
3	2 шари гідроізолю	8	1	8	1.3	10.4
4	Цементно-піщаний розчин	60	1	60	1.3	78
5	Плита залізобетонна	275	1	275	1.1	303
6	Корисне навантаження	150	1	150	1.3	195
Загальне навантаження			$g_e = 587$		$g_m = 708,6$	

Таблиця 2.6 – Збір навантажень від стіни

№	Найменування матеріалу	Характеристичне значення, кг/м ²	Експлуатаційне		Граничне	
			γ_{fe}	g_e , кг/м	γ_{fm}	g_m , кг/м
1	Цементно-піщаний розчин 30 мм	150	1	150	1.3	195
2	Екструдований піноплістирол 120 мм	9	1	9	1.2	10.8
3	Блоки керамзитошлакобетонні 390 мм	780	1	780	1.2	936
Загальне навантаження			$g_e = 939$		$g_m = 1141,8$	

Визначаємо сумарне навантаження на фундамент:

$$\begin{aligned} N &= (g_e^{нокр} + g_e^{зор} + g_e^{нер2} + g_e^{нер1}) \cdot \frac{l}{2} \cdot b + g_e^{см} \\ &= (128.4 + 113 + 500 + 587) \cdot \frac{5.1}{2} + 939 = \\ &= 4330 \text{ кг/м} = 4.33 \text{ т/м} \\ N &= (g_m^{нокр} + g_m^{зор} + g_m^{нер2} + g_m^{нер1}) \cdot \frac{l}{2} \cdot b + g_m^{см} \\ &= (225 + 143.2 + 588 + 708.6) \cdot \frac{5.1}{2} + 1141.8 \\ &= 5390 \text{ кг/м} = 5.39 \text{ т/м} \end{aligned}$$

2.1.4 Визначення необхідної ширини підшви стрічкового фундаменту

Фактори впливу на вибір ширини підшви фундаменту враховуються під час призначення остаточних геометричних параметрів фундаментної стрічки та визначають її конструктивну доцільність і надійність роботи основи.

До основних чинників належить інженерно-геологічна характеристика будівельного майданчика, оскільки наявність слабких ґрунтів із низьким модулем деформації та недостатньою несучою здатністю потребує збільшення ширини підшви для зменшення питомого тиску на ґрунтову основу. Також значення має також конструктивне рішення будівлі, згідно з яким ширина фундаментної підшви не може бути меншою за товщину розташованих вище стінових конструкцій, що забезпечує їх стійкість і рівномірну передачу навантажень. Окрім цього, враховується принцип стандартизації та уніфікації будівельних елементів, відповідно до якого розрахункові значення ширини коригуються у бік збільшення з урахуванням стандартних розмірів опалубних систем та технологічної зручності виконання монолітних робіт.

Визначаємо ширину підшви фундаменту:

$$b = \frac{N + G_{\text{фунд}}}{R - d \cdot \gamma_{\text{мт}}} = \frac{4.33 + 2.5 \cdot 2}{30 - 2.5 \cdot 2} = 0.37 \text{ м}$$

$N=4.33 \text{ т/м}^2$ – сумарне навантаження на фундамент;

$R=30 \text{ т/м}^2$ – розрахунковий опір ґрунту, прийнятий згідно табл.Е2 ДБН.В.2.1-10-2009;

$d=2.5 \text{ м}$ – глибина закладання фундаменту, прийнятий згідно п.7.5 ДБН.В.2.1-10-2009;

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

Приймаємо ширину підшви фундаменту згідно конструктивних міркувань $b=0.8 \text{ м}$.

Розрахунковий опір ґрунту ($R, \text{ т/м}^2$) – це нормативно визначений ліміт тиску по підшві фундаментної стрічки, що гарантує стабільність ґрунтової основи та безпечний рівень її деформацій (осідань) під робочими навантаженнями від будівлі.

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] R =$$
$$\frac{1.3 \cdot 1.28}{1} [1.24 \cdot 1 \cdot 0.8 \cdot 2 + 5.95 \cdot 1.9 \cdot 1.94 + (5.95 - 1) \cdot 0.6 \cdot 1.94 + 8.24 \cdot 0.1] =$$
$$50.8 \text{ т/м}^2$$

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_{γ}, M_q, M_c – коефіцієнти, що приймають за таблицею Е.8;

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

$b = 0,8 \text{ м}$ – ширина підшви фундаменту;

$\gamma_{\text{II}} = 2 \text{ т/м}^3$ – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води);

$\gamma'_{\text{II}} = 1.94 \text{ т/м}^3$ – те саме, що залягають вище підшви;

$c_{\text{п}} = 0.1 \text{ т}$ – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, яке залягає безпосередньо під подошвою фундаменту;

$d_1 = 0,6 \text{ м}$ – глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування;

$d_b = 1,9 \text{ м}$ – глибина підвалу (відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд з підвалом глибиною понад 2 м приймають $d_b = 2 \text{ м}$).

Остаточно визначаємо ширину подошви фундаменту:

$$b = \frac{N + G_{\text{фунд}}}{R - d \cdot \gamma_{\text{мт}}} = \frac{4.33 + 2.5 \cdot 2}{50.8 - 2.5 \cdot 2} = 0.2 \text{ м}$$

Приймаємо $b = 0.8 \text{ м}$.

Перевіряємо виконання умови:

$$P_{\text{ср}} = \frac{N + G_{\text{фунд}}}{bl} + \gamma_{\text{мт}} d \leq R$$
$$P_{\text{ср}} = \frac{4.33 + 2.5 \cdot 2}{0.8 \cdot 1} + 2 \cdot 2.5 = 16.7 \text{ т/м}^2 \leq 50.8 \text{ т/м}^2$$

Армування стрічкового фундаменту приймаємо конструктивно у вигляді нижнього армування в двох напрямках $\varnothing 12\text{A}400\text{С}$. Армування вертикальних стін підвалу приймаємо конструктивно: внутрішні та зовнішні горизонтальні стрижні $\varnothing 12\text{A}400\text{С}$, вертикальні внутрішні та зовнішні горизонтальні стрижні $\varnothing 12\text{A}400\text{С}$.

2.1.5 Визначення осідання стрічкового фундаменту

Осідання стрічкового фундаменту виникає внаслідок дії експлуатаційних навантажень і проявляється у вигляді вертикального переміщення конструкції будівлі вниз через деформації ґрунтової основи. Такі деформації можуть бути пов'язані зі стисливістю ґрунтів, їх ущільненням або зсувними процесами, що відбуваються під подошвою фундаменту. Основною причиною осідання є ущільнення ґрунтового масиву під впливом навантаження, під час якого відбувається зменшення об'єму пор за рахунок витіснення води та повітря.

Значний вплив на деформації основи має перезволоження ґрунтів, оскільки підвищення вологості може призводити до зниження міцнісних характеристик

глинистих ґрунтів та виникнення просідання окремих видів ґрунтів при замочуванні через порушення роботи відмостки, пошкодження інженерних мереж або витоки води.

Додатковою причиною вертикальних переміщень є перевантаження основи, яке виникає у випадку недостатньої площі фундаментної підшви та перевищення допустимого тиску на ґрунт.

Нерівномірність осідання також може бути спричинена різницею навантажень від окремих частин будівлі, наприклад, при поєднанні конструкцій із різною масою та жорсткістю. Крім того, небезпечним фактором є гідродинамічна суфозія, яка проявляється у вимиванні дрібних частинок ґрунту під дією фільтраційного потоку води, що може призвести до послаблення основи та зниження її несучої здатності.

Розрахунок виконуємо методом підсумовування:

1. Визначаємо напругу від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту, т/м²:

$$\sigma_{zg0} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot (d - h_1) = 1.75 \cdot 0.5 + 1.97 \cdot 1.5 + 2.02 \cdot (2.5 - 0.5 - 1.5) = 4.84 \text{ т/м}^2$$

2. Розбиваємо товщу ґрунту нижче підшви фундаменту на шари:

$$h = 0.5b = 0.5 \cdot 0.8 = 0.4 \text{ м} < 1 \text{ м},$$

Для зручності приймаємо $h = 1 \text{ м}$;

3. Відстань від підшви 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 приймаємо на глибині $z = H_c$,

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

В даному випадку $\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$,

де γ_i – питома вага i -ого шару ґрунту,

h_i – потужність i -ого шару ґрунту.

5. Будуємо епіюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, знятого в котловані до рівня підошви 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 2.7.

Таблиця 2.7 – Розрахунок осідання фундаменту

№ шару	Ґрунт	h, м	Z, м	$z=2z/b$	α	szp, кПа	szp,cp кПа	$z=2z/B_k$	α_k	szg, кПа	szg, cp, кПа	E_i , кПа	β	S, см
0	Пісок	0,0	0,00	0,00	1,00	167,00	167,00	0,00	1,00	48,40	48,40	28000	0,8	0,000
1	Пісок	1,0	1,00	2,50	0,463	77,32	122,16	0,91	0,85	40,95	44,67	28000	0,8	0,860
2	Пісок	1,0	2,00	5,00	0,249	41,58	59,45	1,82	0,59	28,60	34,78	28000	0,8	0,567
3	Пісок	1,0	3,00	7,50	0,168	28,06	34,82	2,73	0,43	20,81	24,71	28000	0,8	0,382
4	Суглинок	1,0	4,00	10,00	0,126	21,04	24,55	3,64	0,33	16,17	18,49	17000	0,8	0,464
													$\Sigma S=$	2,272

$S=2.27 \text{ см} \leq S_u=12 \text{ см}$ – умова виконується

S_u – граничне осідання, прийняте за додатком А [14].

Розрахунок осідання фундаменту наведено на рисунку 2.5

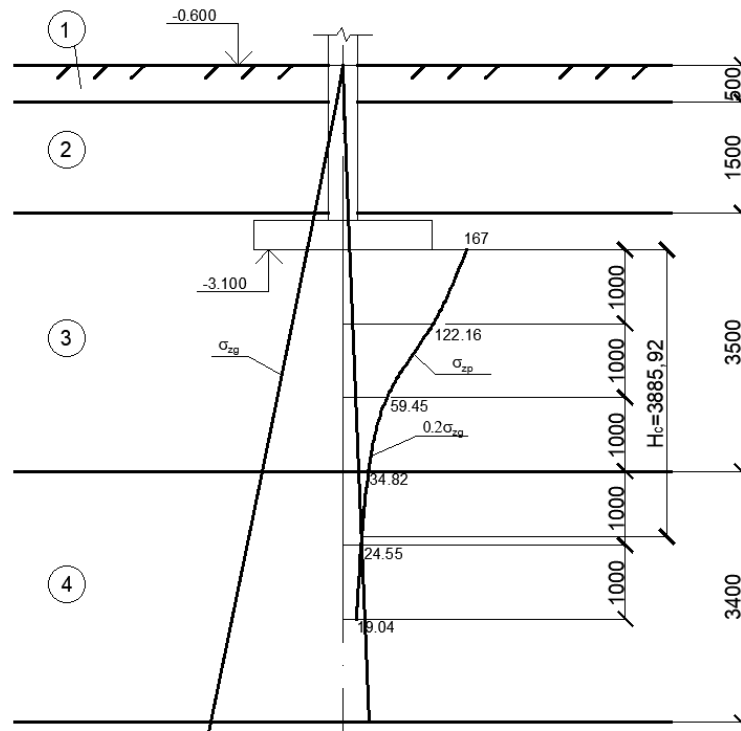


Рисунок 2.5 – Розрахунок осідання фундаменту

2.1.6 Розрахунок армування плитної частини фундаменту

Розрахунок армування плитної частини фундаменту виконується з метою визначення необхідної кількості та діаметра арматурних стержнів, які забезпечують міцність і тріщиностійкість конструкції під дією розрахункових навантажень. При розрахунку враховуються навантаження від надземної частини будівлі, власна вага фундаменту, характеристики ґрунтової основи та конструктивні параметри фундаментної плити. Армування приймається відповідно до вимог нормативних документів із забезпеченням необхідної несучої здатності, жорсткості та надійності фундаментної конструкції в процесі експлуатації. За результатами розрахунку визначається схема розташування робочої та конструктивної арматури у плитній частині фундаменту.

Схема фундаменту приведена на рисунку 2.6.

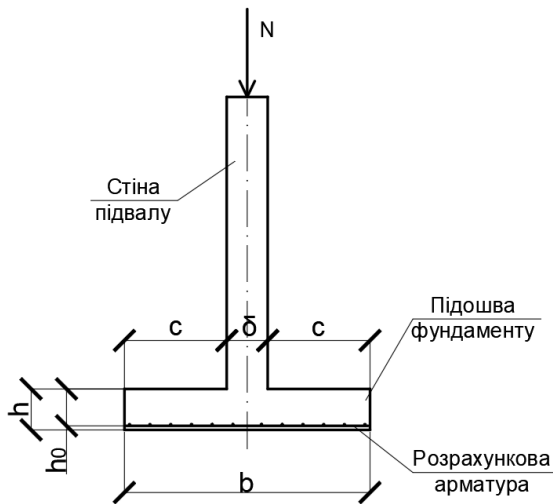


Рисунок 2.6 – Розрахункова схема фундаменту

Визначаємо консольну частину плитної частини:

$$c = \frac{b - \delta}{2} = \frac{0.8 - 0.4}{2} = 0.2 \text{ м}$$

b – ширина підшви фундаменту;

δ – товщина монолітної стіни.

$$P_{cp} = 16.7 \text{ т/м}^2$$

Визначаємо згинальний момент в консолі біля грані стіни:

$$M = \frac{P_{cp} \cdot c^2}{2} = \frac{16.7 \cdot 0.2^2}{2} = 0.33 \text{ т} \cdot \text{м}$$

$P_{cp} = 16.7 \text{ т/м}^2$ – реактивний тиск ґрунту.

Визначаємо площу перерізу арматури:

$$A_s = \frac{M}{0.9 \cdot h_0 \cdot f_{yd}} = \frac{0.33 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 35.2 \cdot 363.63 \cdot 100} = 0.29 \text{ см}^2$$

де $h_0=35.2$ см – робоча висота перерізу;

f_{yd} – 363.63 МПа – розрахункове значення міцності арматури;

Приймаємо 6Ø12 ($A_s=6.79 \text{ см}^2$) кроком 200 мм на 1 м довжини фундаменту.

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкта

Для влаштування перекриття будівлі прийнято збірну залізобетонну багатопустотну плиту, яка забезпечує необхідну міцність, жорсткість та звукоізоляційні властивості конструкції. Розрахунку підлягає плита перекриття типу ПК1, основні геометричні параметри якої визначаються відповідно до прийнятого конструктивного рішення будівлі. основні геометричні параметри якої визначаються відповідно до прийнятого конструктивного рішення будівлі.

Визначаємо розміри плити перекриття ПК1, прийнятої до розрахунку:

$$b_k = b_n - 10 = 1200 - 10 = 1190\text{мм}$$

$$l_k = l_1 - 20\text{мм} = 5100 - 20 = 5080\text{мм}$$

$$l_n = l_k + 20\text{мм} = 5080 + 20 = 5100\text{мм}$$

До розрахунку прийнято плиту перекриття з маркуванням: ПК 51-12-6.

Умовне позначення плити розшифровується наступним чином:

ПК – круглопустотна плита перекриття із попередньо напруженою арматурою;

51 – номінальна довжина плити, виражена в дециметрах;

12 – номінальна ширина плити, виражена в дециметрах;

6 – розрахункове навантаження, на яке розрахована плита (з урахуванням власної ваги конструкції);

A600 – клас попередньо напруженої арматурної сталі, що використовується для армування плити.

Застосування попередньо напруженої арматури дозволяє підвищити несучу здатність конструкції, зменшити деформації та забезпечити надійну експлуатацію перекриття під дією постійних і тимчасових навантажень. Плита виготовляється із важкого бетону заданого класу міцності та має круглі пустоти, які знижують власну масу конструкції та покращують її тепло- і звукоізоляційні характеристики.

Бетон важкий класу C20/25; розрахункова міцність на стиск $f_{cd} = 14.5$ МПа, значення відносних деформацій $\varepsilon_{с3, cd} = 0.00063 = 0.63$ %;

$\varepsilon_{cu3, cd} = 0.0031 = 3.1 \%$, модуль пружності $E_{cd} = 23 \text{ ГПа} = 23000 \text{ МПа}$.
 Робоча арматура плити – класу А600, характеристичне значення умовної межі текучості $f_{p0,1k} = 575 \text{ МПа}$, характеристичне значення опору арматури розтягу $f_{pk} = 630 \text{ МПа}$, коефіцієнт надійності $\gamma_s = 1.2$, розрахункове значення опору арматури розтягу $f_{pd0} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = 575/1.2 = 479,17 \text{ МПа}$; модуль пружності $E_p = 190000 \text{ МПа}$, відносні деформації видовження арматури $\varepsilon_{p0} = \frac{f_{pd0}}{E_p} = \frac{479,17}{190000} = 0.00252 = 2,52\%$ при досягненні напруженнями розрахункового опору; граничні відносні деформації видовження арматури $\varepsilon_{uk} = 0.02 = 20 \%$, $\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot \varepsilon_{uk} = 0.9 \cdot 0.02 = 0.018 = 18\%$.

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 $\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s = 240/210000 = 0,001143$ та $\varepsilon_{ud} = 0.025$, 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. 1.1).

В якості стиснутої арматури сітки, яка розташовується по всій площі верхньої стиснутої зони плити, прийнято дротяну арматуру класу Вр-І. Основні міцнісні та деформаційні характеристики даного виду арматури наведені в таблиці 2.8.

Таблиця 2.8 – 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-І	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.*

У межах першої групи граничних станів розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити виконується для підтвердження її міцності та надійності при дії максимальних експлуатаційних навантажень. Розрахункові процедури базуються на регламентах ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [20] або ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010 [21].

Конструктивне моделювання такої плити передбачає спрощення її складного профілю з круглими порожнечами: для проведення міцнісного аналізу поперечний переріз зводять до розрахункової таврової або двотаврової форми.

2. *Збір навантажень та визначення зусиль.*

На даному етапі виконується визначення навантажень, що діють на конструкцію плити перекриття, та встановлення їх розрахункових значень. У процесі розрахунку враховуються постійні навантаження від власної ваги конструктивних елементів, оздоблювальних шарів і підлог, а також тимчасові експлуатаційні навантаження відповідно до призначення приміщень.

Зібрані навантаження використовуються для визначення основних розрахункових зусиль у плиті, зокрема згинальних моментів та поперечних сил (рис.2.7). Отримані значення є вихідними даними для подальшої перевірки міцності, жорсткості конструкції та підбору необхідного армування.

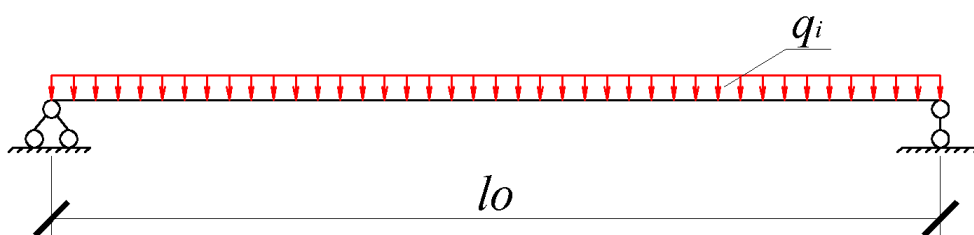


Рисунок 2.7 – Розрахункова схема плити перекриття

Розрахунковий проліт плити перекриття становить:

$$l_0 = l_k - l_{sup} = 5080 - 180 = 4900 \text{ мм}$$

$$l_{\text{sup}} = 180 \cdot 2 \cdot /2 = 190 \text{ мм}$$

Величини навантаження на 1 м^2 площі плити (табл. 2.4, розділ 2.1).

– розрахункове повне навантаження:

$$g_m = 5.88 \text{ кПа} = 5.88 \text{ кН/м}^2$$

– нормативне навантаження (повне):

$$g_e = 5,0 \text{ кПа} = 5,0 \text{ кН/м}^2$$

Погонні навантаження (на 1 м довжини плити):

– повне розрахункове:

$$q_{\text{tot}} = g_m \cdot b_n = 5,88 \cdot 1.2 = 7,06 \text{ кН/м}$$

– повне нормативне:

$$q_{\text{tot},n} = g_e \cdot b_n = 5,0 \cdot 1.2 = 6,0 \text{ кН/м}$$

1. Знайдемо згинальний момент і поперечну силу від повного розрахункового навантаження (для I-шої групи граничних станів):

$$M_{\text{tot}} = q_{\text{tot}} l_0^2 / 8 = 7,06 \cdot 4,9^2 / 8 = 21,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$V_{\text{tot}} = q_{\text{tot}} l_0 / 2 = 7,06 \cdot 4,09 / 2 = 17,3 \text{ кН}$$

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

$$M_{\text{tot},n} = q_{\text{tot},n} \cdot l_0^2 / 8 = 6,0 \cdot 4,09^2 / 8 = 18 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3. Розрахунок міцності перерізу, нормального до повздовжньої осі.

Розрахунок виконується за першою групою граничних станів.

В залежності від номінальної ширини плити вибираємо кількість отворів.

Плита шириною 1500 мм має 7 отворів діаметром $D = 159$ мм.

3 Розрахунок міцності перерізу, нормального до повздовжньої осі.

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі багатопустотної плити виконується для забезпечення тримальної здатності елемента під дією розрахункових згинальних моментів від граничних навантажень (рис.2.8).

При формуванні розрахункових моделей враховуються такі вимоги нормативних документів:

– еквівалентність форми – реальний переріз плити з круглими порожнечами трансформується в розрахунковий тавр, де ширина ребра дорівнює сумарній товщині стінок між пустотами, а ширина полиці – повній ширині панелі;

– робота матеріалів: опір розтягнутого бетону не враховується. Напруження в стиснутому бетоні приймаються рівномірно розподіленими і прирівнюються до значення f_{cd} .

Для попередньо напружених плит у розрахунках додатково враховується початковий обтиск бетону та зусилля в арматурі з вирахуванням усіх видів технологічних втрат напруження.

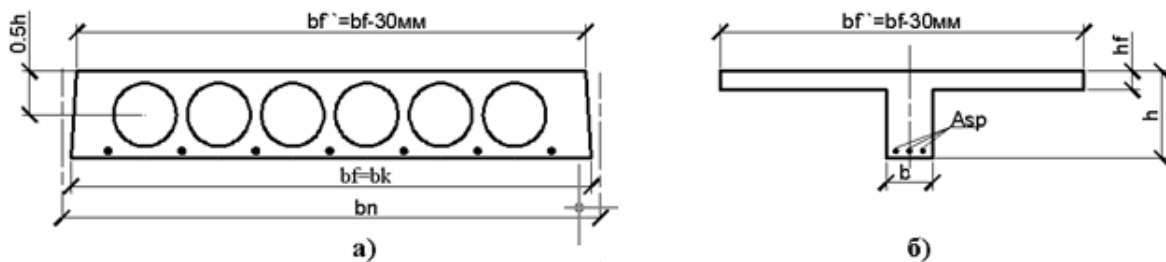


Рисунок 2.8 – Поперечні перерізи багатопустотної плити:

а) фактичний; б) розрахунковий

Розрахунок ведемо за I-ою групою граничних станів.

В залежності від номінальної ширини плити вибираємо кількість отворів. Плита шириною 1200 мм має 6 отворів діаметром $D = 159$ мм. Замінюємо круглий отвір на еквівалентний прямокутний зі сторонами:

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

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

Відповідно розміри наведеного таврового перерізу (рис. 1.5, б) будуть становити:

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

$$b_{eff} = b'_f = b_k - 30 = 1190 - 30 = 1160 \text{ мм}$$

$$b_w = b = b_{eff} - n \cdot A = 1160 - 6 \cdot 144.21 = 294.74 \text{ мм} \approx 300 \text{ мм}$$

де n – кількість пустот.

Робоча висота перерізу

$$d = h - c_p = h - c_d - d_s/2 = 220 - 22 - 12/2 = 192\text{мм},$$

де $c_d = d_s + 10 = 12 + 10 = 22\text{мм}$ – захисний шар бетону; $d_s = 12\text{ мм}$ – орієнтовний діаметр робочої арматури.

За даними таблиці для бетону класу С20/25 коефіцієнти білінійної епюри будуть:

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

Відносна висота полиці

$$\xi_f = h_f/d = 41.16/192 = 0.21438.$$

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

$$\begin{aligned} M_{Rdf} &= 0.5(1 + k)\xi_f(1 - \beta\xi_f)f_{cd}b_{eff}d^2 = \\ &= 0.5 \cdot (1 + 0.79677) \cdot 0.21438 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.21438) \cdot 14.5 \cdot 1160 \cdot 192^2 \\ &= 107.87 \cdot 10^6 = \text{Н} \cdot \text{мм} \end{aligned}$$

$$M_{Rdf} = 107.87\text{кН} \cdot \text{м} > M_{tot} = 107.87\text{кН} \cdot \text{м}$$

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

Знаходимо фактичне значення коефіцієнта:

$$\alpha_m = \frac{M_{tot}}{f_{cd}b_{eff}d^2} = \frac{21.2 \cdot 10^6}{14.5 \cdot 1160 \cdot 192^2} = 0.034191.$$

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

$$f_{pd0} = f_{0,1k}/\gamma_s = 575/1.2 = 479.17\text{МПа}$$

Тоді

$$\varepsilon_{p0} = f_{pd0}/E_p = 479.17/1.9 \cdot 10^5 = 0.00252 = 2.52\text{‰}$$

Знаходимо фактичні відносні деформації напруженої арматури.

Спочатку знайдемо, згідно із вимогами норм, максимальну величину попереднього напруження арматури (з урахуванням миттєвих втрат):

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} &= \min\{0.75f_{pk}; 0.85f_{p0,1k}\} = \min\{0.75 \cdot 630; 0.85 \cdot 575\} = \\ &= \min\{472.5; 488.75\} = 472.5\text{МПа}. \end{aligned}$$

Цьому напруженню відповідає відносна деформація арматури:

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp}/E_p = 472.5/1.9 \cdot 10^5 = 0.00249 = 2.49\%$$

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

$$\varepsilon_{pud} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{sp} = 18 - 2.49 = 15.51\%$$

Цій деформації відповідає розрахунковий опір арматури на розтяг:

$$\begin{aligned} f_{pud} &= f_{pd0} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd0} \right) \frac{\varepsilon_{pud} - \varepsilon_{p0}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{p0}} = \\ &= 479.17 + \left(\frac{630}{1.2} - 479.17 \right) \cdot \frac{15.51 - 2.52}{20 - 2.52} = 513.23 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Знаходимо характерні граничні значення відносної висоти стиснутої зони ξ :

$$\xi_{a,p} = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{0.63}{0.63 + 15.51} = 0.039;$$

$$\xi_{b,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{pud}} = \frac{3.1}{3.1 + 15.51} = 0.16658;$$

$$\xi_{lim,p} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{sp}} = \frac{3.1}{3.1 + 2.52 - 2.49} = 0.99042$$

та відповідні граничні значення коефіцієнтів α_m :

$$\begin{aligned} \alpha_{ma} &= 0.5(1 + k)\xi_{a,p}(1 - \beta\xi_{a,p}) \\ &= 0.5 \cdot (1 + 0.79677) \cdot 0.039 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.039) = 0.03442 \alpha_{ma} \\ &= 0.5(1 + k)\xi_{b,p}(1 - \beta\xi_{b,p}) \\ &= 0.5 \cdot (1 + 0.79677) \cdot 0.16658 \cdot (1 - 0.45111 \cdot 0.16658) = \\ &= 0.13841 \alpha_{b,p} \alpha_{m,lim} = 0.49224 \end{aligned}$$

Оскільки

$$\alpha_m = 0.034191 < \alpha_m = 0.03442,$$

то переріз працює в області деформування Ia і подальший розрахунок і підбор арматури виконуємо згідно з методикою для цієї області.

Приймаємо $\xi_2 = \xi_a$, тоді:

$$\alpha_{ma} = \alpha_m(\xi_2) = \frac{\varepsilon_{pud} \cdot \xi_a^2 \cdot (3 - \xi_a)}{6 \cdot \varepsilon_{c3,cd} \cdot (1 - \xi_a)} = \frac{18 \cdot 0.039^2 \cdot (3 - 0.039)}{6 \cdot 0.63 \cdot (1 - 0.039)} = 0.02232$$

Так як $\alpha_{ma} = 0.034191 > \alpha_m(\xi_2) = 0.02232$, то остаточно переріз працює в

підобласті 1b.

Знаходимо коефіцієнти квадратного рівняння:

$$p = 2\varepsilon_{pud} = 2 \cdot 15.51 = 31.02\%$$
$$q = \frac{6 \cdot \alpha_m \cdot \varepsilon_{pud}^2 + 3\varepsilon_{pud} \cdot \varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{c3,cd}^2}{6 \cdot \alpha_m - 3} =$$
$$= \frac{6 \cdot 0.034191 \cdot 15.51^2 + 3 \cdot 15.51 \cdot 0.63 + 0.63^2}{6 \cdot 0.034191 - 3} = -28.288.$$

Деформації верхніх стиснутих фібр перерізу будуть:

$$\varepsilon_{c(1)} = -p/2 + \sqrt{p^2/4 - q} = -31.02/2 + \sqrt{31.02^2/4 - (-28.288)} = 0.887\%$$

Перераховуємо коефіцієнти білінійної епюри:

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = \frac{0.887 - 0.63}{0.887} = 0.28974$$
$$\beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1+k)} = \frac{0.28974^2 + 0.28974 + 1}{3(1+0.28974)} = 0.35503.$$

- коефіцієнт η (відносне плече внутрішньої пари сил) буде

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2\beta\alpha_m}{1+k}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{2 \cdot 0.35503 \cdot 0.034191}{1+0.28974}} = 0.98081,$$

- використовуючи співвідношення

$$x = d(1 - \eta)/\beta = 192 \cdot (1 - 0.98081)/0.35503 = 10.378 \text{ мм}$$

як контроль правильності виконаних розрахунків, перевіряємо виконання умови

$$\varepsilon_{pt} = \frac{\varepsilon_{c(1)}(d - x)}{x} = \frac{0.887 \cdot (192 - 10.378)}{10.378} = 15.52\% \cong \varepsilon_{pud} = 15.51\%$$

Поставлена умова виконується,

Визначаємо плече внутрішньої пари сил Z_c з умови

$$Z_c = \eta \cdot d = 0.98081 \cdot 192 = 188.3 \text{ мм}$$

і знаходимо площу попередньо напруженої арматури A_{sp} :

$$A_{sp} = \frac{M_{Ed}}{f_{pud} \cdot Z_c} = \frac{21.2 \cdot 10^6}{513.23 \cdot 188.3} = 219.37 \text{ мм}^2$$

Обираємо за сортаментом 4 Ø 10 A600, площа становить $A_{sp} = 314 \text{ мм}^2$

4 Перевірка несучої здатності плити за згинаючим моментом

Перевірка міцності нормальних перерізів плити на згин – це обов’язковий етап розрахунку залізобетонної конструкції [20]. Розрахунок покликаний довести, що граничний момент внутрішнього опору M_{Rd} , який забезпечують бетон та робоча арматура, перекиває фактичний згинальний момент M_{Ed} від повних розрахункових навантажень у середині прольоту.

Розрахункова перевірка залізобетонної плити за згинальним моментом виконується в межах першої групи граничних станів. Головне завдання обчислень – підтвердити несучу здатність елемента через дотримання нормативної нерівності, де внутрішній зусилля опору визначається сумісною роботою арматурного каркаса та стиснутої зони бетону.

1. Знаходимо орієнтовне значення відносної висоти стиснутої зони:

$$\xi = \frac{A_{sp} f_{pud}}{0,5(1+k) f_{cd} b_{eff} d} = \frac{314 \cdot 513.23}{0.5 \cdot 1.79677 \cdot 14.5 \cdot 1160 \cdot 195} = 0.054691$$

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

Оскільки $\xi_{a,p} = 0.039 < \xi = 0.054691 < \xi_{b,p} = 0.16658$, то переріз працює в підобласті деформування Ib.

2. Уточнюємо значення ξ за формулою

$$\xi = \frac{2a + b}{2 + b} = \frac{2 \cdot 0.049134 + 0.040619}{2.040619} = 0.068061$$

$$a = \frac{A_{sp} f_{pud}}{f_{cd} b} = \frac{314 \cdot 513.23}{14.5 \cdot 1160 \cdot 195} = 0.049134; \quad b = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{pud}} = \frac{0.63}{15.51} = 0.040619$$

Уточнене значення $\xi=0,10838$ також належить підобласті Ib.

3. Знаходимо деформацію верхніх стиснутих фібр бетону перерізу:

$$\varepsilon_{c(1)} = \frac{\varepsilon_{pud} \xi}{1 - \xi} = \frac{15.51 \cdot 0.068061}{1 - 0.068061} = 1.13272\%$$

і перераховуємо коефіцієнти білінійної епюри:

$$k = \frac{\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c(1)}} = \frac{1.13272 - 0.63}{1.13272} = 0.443817;$$

$$\beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1+k)} = \frac{0.443817^2 + 0.443817 + 1}{3(1 + 0.443817)} = 0.378809$$

4. Визначаємо несучу здатність плити:

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= 0.5(1+k)\xi(1-\beta\xi)f_{cd}b_{eff}d^2 = \\
 &= 0.5 \cdot 1.443817 \cdot 0.068061 \cdot (1 - 0.068061 \cdot 0.378809) \cdot 14.5 \cdot 1160 \cdot 195^2 = \\
 &= 30.61 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 30.61 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Rdf} = 107.87 \text{ кН} \cdot \text{м}
 \end{aligned}$$

Оскільки $M_{Rd} = 30.61 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 21.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то несуча здатність плити забезпечена.

5. Розрахунок плити за міцністю похилих перерізів

Розрахункова перевірка похилих перерізів плити на дію поперечної сили належить до базових процедур проєктування [20]. Головне завдання цього етапу – гарантувати міцність та стабільність внутрішніх ребер багатопустотної панелі в зонах дії максимальних перерізувальних сил. Виконання розрахунку дозволяє запобігти виникненню косих тріщин на опорних ділянках та надійно захистити залізобетонну конструкцію від крихкого руйнування внаслідок сколювання або похилого зрізу матеріалу.

Вихідні дані для розрахунку:

- поперечна сила на опорі плити $V_{tot} = 17300 \text{ Н}$;
- повне розрахункове погінне навантаження - $q_{tot} = 7.06 \text{ кН/м}$;
- зусилля обтискання для кожного напруженого стержня:

$$N_p = f_{pud} \cdot A_{sp} / 4 = 513.23 \cdot 314 / 4 \approx 40.3 \text{ кН}$$

- площа одного напруженого стержня $\varnothing 10 \text{ A600}$ - $A_{sp1} = 78.5 \text{ мм}^2$;
- поперечна арматура класу A240C із $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$; $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$.

Характеристики приведенного таврового перерізу між отворами (рис. 1.8 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: $d = h - c_p = 220 - 25 = 195 \text{ мм}$

($c_p = 1.5d_p + 10 = 1.5 \cdot 10 + 10 = 25 \text{ мм}$).

- поперечна сила на опорі для балки приведенного перерізу

$$V_{Ed, \max} = V_{tot} \cdot b_f / b_n = 17.3 \cdot 185 / 1200 \approx 2.67 \text{ кН}$$

1. На першому етапі знаходимо поперечну силу, яку може сприйняти елемент без поперечного армування. Тому визначаємо відповідні коефіцієнти та параметри:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2.0172 > 2$$

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

Умова виконується.

$k_1=0.15$ – коефіцієнт згідно п.4.6.2.2. ДСТУ Б В.2.6-15:2010 [20].

Напруження в бетоні, що викликані осьовими зусиллями:

$$\sigma_{cp} = N_p/A_c = \frac{40300}{41 \cdot 220} = 4.47 \text{ МПа} > 0.2f_{cd} = 0.2 \cdot 14.5 = 2.9 \text{ МПа}$$

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. Визначення мінімальної поперечної сили, що сприймається конструктивним елементом без поперечного армування.

$$V_{Rd,c \min} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) b_w d = (0.42579 + 0.15 \cdot 2.9) \cdot 41 \cdot 195 = 6.88 \text{ кН}$$

Визначення поперечної сили, що сприймається конструктивним елементом без поперечного армування

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

$$= \left[\left(\frac{0,18}{1.3} \right) \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0.00982 \cdot 18.5)^{1/3} + 0.15 \cdot 2.9 \right] \cdot 41 \cdot 195$$

$$= 9.3 \text{ кН}$$

Так як $V_{Rd,c} = 9.3 \text{ кН} > V_{Ed, \max} = 2.67 \text{ кН}$, то потрібне мінімальне конструктивне поперечне армування.

3. Визначаємо мінімально конструктивна-поперечне армування з інтенсивністю

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

Далі приймемо поперечну арматуру 1Ø6 А240С ($A_{sw}=56.6 \text{ мм}^2$). Розрахунковий крок розміщення поперечної арматури визначимо за умови забезпечення мінімальної площі армування:

$$s = A_{sw}/I_{\min} = 56.6/0.0588 = 976 \text{ мм}$$

Відповідно до вимог розрахунку максимальний крок розташування хомутів не повинен перевищувати значення $0.75d=0.75 \cdot 195=146.25 \text{ мм}$. З урахуванням отриманого значення приймаємо крок встановлення хомутів 150 мм.

Поперечне армування плити виконуємо у вигляді плоских зварних каркасів, які розташовуються в опорних ділянках між отворами. Верхню та нижню повздовжню арматуру каркасів приймаємо конструктивна зі стержнів Ø6 А240С. Довжину зварних каркасів приймаємо відповідно до розрахункової схеми та конструктивних вимог.

$$\text{Довжина каркасів становить } l_k = l_0/4 = 4900/4 = 1225 \approx 1250 \text{ мм}$$

Геометричні характеристики перерізу плити.

Визначаємо 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 – 8 Ø 4 Вр-I з кроком 150 мм та площею $A_{sc} = 100.5 \text{ мм}^2$.

Розміри перерізу та дані по армуванню:

$$b_{eff} = 1160 \text{ мм}; b_{ef} = 1190 \text{ мм}; b_w = 300 \text{ мм};$$

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

$$a_{sp} = c_p = 25 \text{ мм}; A_{sc} = 88.2 \text{ мм}^2; A_{sp} = 314 \text{ мм}^2$$

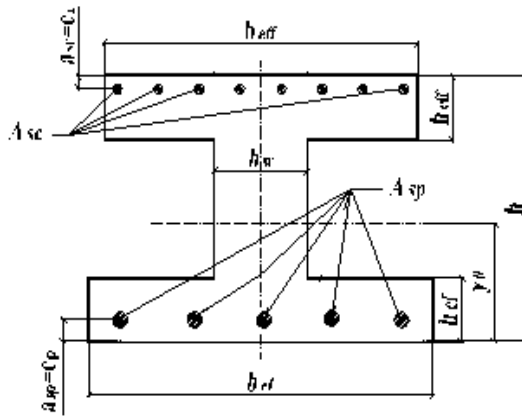


Рисунок 2.9 – Схема розташування арматури в перерізі плити

1. Визначимо площу поперечного перерізу бетону:

$$\begin{aligned}
 A_c &= b_{eff}h_{eff} + b_w(h - 2h_{eff}) + b_{ef}h_{ef} \\
 &= 1160 \cdot 41.16 + 300 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16) + 1190 \cdot 41.16 \\
 &= 138030 \text{ мм}^2
 \end{aligned}$$

Визначимо площу приведенного поперечного перерізу:

$$\begin{aligned}
 A_{red} &= A_c + \alpha_{sp}A_{sp} + \alpha_{sc}A_{sc} = 138030 + 6.333 \cdot 314 + 5.667 \cdot 88.2 \\
 &= 140518 \text{ мм}^2
 \end{aligned}$$

2. Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$\begin{aligned}
 S_c &= b_{eff}h_{eff}(h - 0.5h_{eff}) + b_w(h - 2h_{eff}) \cdot 0.5h + b_{ef}h_{ef} \cdot 0.5h_{ef} = \\
 &= 1160 \cdot 41.16 \cdot (220 - 0.5 \cdot 41.16) + 300 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16) \cdot 0.5 \cdot 220 + \\
 &\quad + 1190 \cdot 41.16 \cdot 0.5 \cdot 41.16 = 15072884 \text{ мм}^3
 \end{aligned}$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$\begin{aligned}
 S_{red} &= S_c + \alpha_{sp}A_{sp}c_p + \alpha_{sc}A_{sc}(h - c_1) = 15072884 + 6.333 \cdot 314 \cdot 25 + \\
 &\quad + 5.667 \cdot 88.2 \cdot (220 - 20) = 15222564 \text{ мм}^3
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 y_{0,c} &= \frac{S_c}{A_c} = \frac{15072884}{138030} = 109,2 \text{ мм} \\
 y_{0,red} &= \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{15222564}{140518} = 108,3 \text{ мм}
 \end{aligned}$$

$$y_{sp} = y_{0,red} - c_p = 108.3 - 25 = 83.3 \text{ мм}$$

$$y_{sc} = h - c_1 - y_{0,red} = 220 - 20 - 108.3 = 91.7 \text{ мм}$$

4. Визначимо момент інерції бетонного перерізу:

$$\begin{aligned} I_c &= \sum (I_{ci} + A_{ci}y_{ci}^2) = \frac{b_{ef}h_{ef}^3}{12} + b_{ef}h_{ef}(y_{0,c} - 0.5h_{ef})^2 + \frac{b_{eff}h_{eff}^3}{12} + \\ &+ b_{eff}h_{eff}(h - y_{0,c} - 0.5h_{eff})^2 + \frac{b_w(h - 2h_{ef})^3}{12} + b_w(h - 2h_{ef})(y_{0,c} - 0.5h)^2 = \\ &= \frac{1190 \cdot 41.16^3}{12} + 1190 \cdot 41.16 \cdot (109.2 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \\ &+ \frac{1160 \cdot 41.16^3}{12} + 1160 \cdot 41.16 \cdot (220 - 109.2 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \\ &+ \frac{300 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16)^3}{12} + 300 \cdot (220 - 2 \cdot 41.16) \cdot (109.2 - 0.5 \cdot 220)^2 = \\ &= 852228083 \text{ мм}^4 \end{aligned}$$

Визначимо момент інерції приведенного перерізу

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b_{ef}h_{ef}^3}{12} + b_{ef}h_{ef}(y_{0,red} - 0.5h_{ef})^2 + \frac{b_{eff}h_{eff}^3}{12} + \\ &+ b_{eff}h_{eff}(h - y_{0,red} - 0.5h_{eff})^2 + \frac{b_w(h - 2h_{ef})^3}{12} + b_w(h - 2h_{ef})(y_{0,red} - \\ &- 0.5h)^2 + \alpha_{sp}A_{sp}(y_{0,red} - c_p)^2 + \alpha_{sc}A_{sc}(h - y_{0,red} - c_1)^2 = \\ &= \frac{1190 \cdot 41.16^3}{12} + 1190 \cdot 41.16 \cdot (108.3 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \\ &+ \frac{1160 \cdot 41.16^3}{12} + 1160 \cdot 41.16 \cdot (220 - 108.3 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \\ &+ 6.333 \cdot 314 \cdot (108.3 - 25)^2 + 5.667 \cdot 88.2 \cdot (220 - 108.3 - 20)^2 = \\ &= 856542912 \text{ мм}^4 \end{aligned}$$

5. Моменти опору приведенного перерізу:

$$- \text{ відносно нижньої грані } W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{856542912}{108.3} = 7908984 \text{ мм}^3$$

- відносно верхньої грані

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_{0,red}} = \frac{856542912}{220 - 108.3} = 7668245 \text{ мм}^3$$

4. *За другою групою граничних станів здійснюємо розрахунок плити.*

Розрахунок плити за деформаціями виконується в межах другої групи граничних станів згідно з вимогами ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [20]. Цей етап проектування покликаний перевірити жорсткість залізобетонного елемента та гарантувати, що під дією нормативних навантажень його вертикальний прогин не вийде за межі допустимих значень, визначених для забезпечення безпечної та комфортної експлуатації перекриття.

Перевірка плити за деформаціями належить до обов'язкових інженерних процедур проектування за європейськими та національними стандартами. Розрахунок забезпечує контроль вертикальних зміщень конструкції, гарантуючи, що під впливом робочих навантажень прогини в середині прольоту будуть меншими за граничні нормативні показники протягом усього терміну служби будівлі.

Розрахунок плити за деформаціями (прогину плити без тріщин).

За дії згинаючого моменту $M_{\text{Ек}} = 18 \text{ кНм} < M_{\text{срс}} = 43.5 \text{ кНм}$ у середній частині прольоту плити утворення тріщин не передбачається, оскільки розрахункове значення моменту не перевищує граничної несучої здатності перерізу за тріщиностійкістю. Для оцінки деформативності залізобетонного елемента визначаємо ефективний модуль пружності бетону класу С20/25 з урахуванням впливу повзучості.

При прийнятому граничному коефіцієнті повзучості бетону $\phi(\infty, t_0) = 2.7$ (табл. 3.1 [20]) ефективний модуль пружності бетону $E_{c,eff}$ визначається за залежністю:

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

де E_{cm} – початковий модуль пружності бетону;

ϕ – граничний коефіцієнт повзучості бетону.

Отримане значення ефективного модуля пружності використовується при подальшому розрахунку деформацій та перевірці жорсткості плити в експлуатаційній стадії.

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

$$f = k_{m,k} \frac{M_{Ek} l_0^2}{E_{c,eff} I_{red}} - k_{m,p} \frac{P_{m,t}(x) z_{cp} l_0^2}{E_{c,eff} I_{red}} = \frac{5 \cdot 18 \cdot 10^6 \cdot 4900^2}{48 \cdot 8108 \cdot 856542912} - \frac{88530 \cdot 83.3 \cdot 4900^2}{8 \cdot 8108 \cdot 856542912} = 3.18 \text{ мм},$$

де $M_{Ek} = 18 \text{ кНм} = 18 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$ – характеристичний згинаючий момент від зовнішнього навантаження;

$P_{m,t}(x) = 88530 \text{ Н}$ – сила попереднього напруження зі врахуванням усіх втрат;

$z_{cp} = 83.3 \text{ мм}$ – відстань від осі напруженої арматури до центру ваги перерізу;

$I_{red} = 856542912 \text{ мм}^4$ – 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.

$f = 3.18 \text{ мм} < [f] = l_0/250 = 4900/250 = 19.6 \text{ мм}$, тому фактичний прогин плити без тріщин значно менше граничного значення.

3 ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1 Проектування технології виконання земляних робіт під час розроблення котловану

1. Оцінка обсягів земляних робіт під час розроблення котловану

Перед виконанням основних будівельно-монтажних робіт із будівництва багатоповерхового монолітного житлового будинку проводиться комплекс підготовчих заходів. Перелік та склад підготовчих робіт визначається залежно від особливостей будівельного майданчика, природних умов території, організації виконання будівельних процесів, а також вимог щодо забезпечення безпечних умов праці та мінімізації впливу на навколишнє середовище [22].

Підготовчі заходи поділяються на ті, які здійснюються в межах будівельного майданчика й ті, які виконуються поза межами майданчика. У процесі виконання внутрішньомайданчикових робіт передбачається комплекс заходів щодо збереження родючого шару ґрунту. Перед початком розробки котловану рослинний шар ґрунту знімається на глибину 15-25 см за допомогою бульдозерів або автогрейдерів.

Знятий ґрунт транспортується та складається у спеціально визначених місцях на будівельному майданчику. У подальшому, після завершення основних будівельних робіт, цей ґрунт використовується для виконання робіт із благоустрою та озеленення прилеглої території.

Після завершення підготовчого етапу та виконання необхідних організаційних заходів переходять до розробки котловану, який є необхідним етапом перед улаштуванням фундаментної частини будівлі.

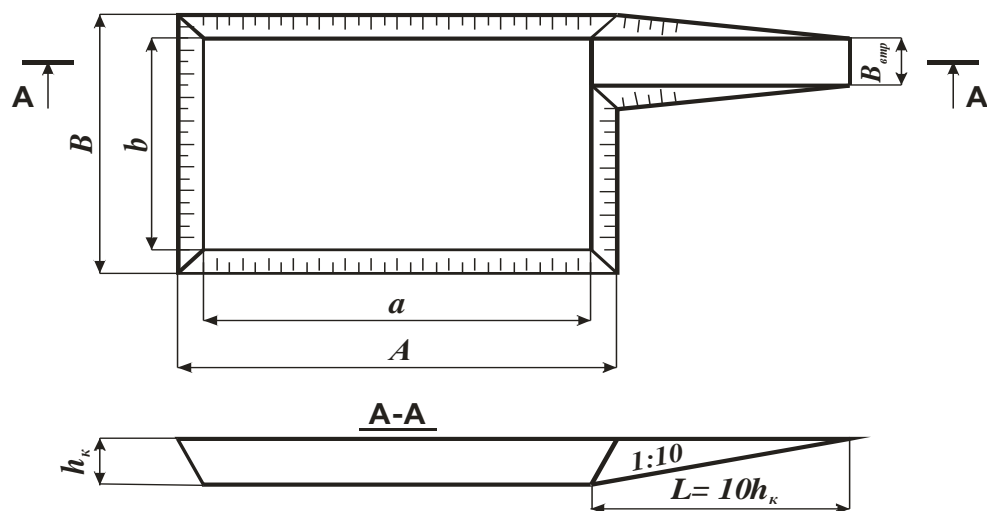


Рисунок 3.1 – Схема котловану

Обсяг земляних робіт для котловану найточніше визначається за формулою перевернутої зрізаної піраміди (обеліска). Це дозволяє врахувати укоси (відкоси), які необхідні для безпеки, щоб стінки не обвалилися.

$$V_k = \frac{h_k}{6} [a \cdot b + c \cdot d + (a+c) \cdot (b+d)] = \frac{2.5}{6} [23.4 \cdot 18.55 + 18.4 \cdot 13.55 + (23.4 + 18.4) \cdot (18.55 + 13.55)] = 845 \text{ м}^3$$

де V_k – об'єм котловану, м^3 ;

H_k – глибина котловану, м;

a, b – довжина та ширина котловану по верху (з урахуванням укосів);

c, d – довжина та ширина котловану по дну.

Визначаємо розміри по дну котлована:

Розміри по дну c та d зазвичай дорівнюють розмірам фундаменту $+0.5-0.7$ м з кожного боку для можливості роботи людей, встановлення опалубки та гідроізоляції.

Розраховуємо розміри по верху котлована.

Розміри по верху a та b залежать від кута природного укосу ґрунту. Вони розраховуються як:

$$\begin{aligned} a &= c + 2 \cdot H \cdot m = 18.4 + 2 \cdot 2.5 \cdot 1 = 23.4 \\ &= d + 2 \cdot H \cdot m = 13.55 + 2 \cdot 2.5 \cdot 1 = 18.55 \end{aligned}$$

де m – коефіцієнт закладення укосу (залежить від типу ґрунту).

В'їзна траншея необхідна для того, щоб землерийна техніка (екскаватори) та автосамоскиди могли спуститися на дно котловану для вивезення ґрунту.

Ширина траншеї: для однобічного руху зазвичай становить $3-3,5$ м, а для двостороннього руху це від 7 м до 8 м.

Ухил (крутизна). За нормами безпеки ухил не повинен перевищувати $10-15\%$ (це підйом 1 метр на кожні $7-10$ метрів довжини). Якщо техніка працює взимку або на вологому ґрунті, ухил роблять пологішим.

Об'єм траншеї.

До об'єму основного котловану додається об'єм в'їзної траншеї, який розраховується як об'єм трапецієподібної призми:

$$V_k = (H/(2 \cdot i)) [b + m \cdot H_k] = (1.5/(2 \cdot 0.1)) [3.5 + 1 \cdot 2.5] = 45 \text{ м}^3$$

H_k – глибина котловану;

i – уклон траншеї (наприклад, 0.10);

b – ширина траншеї по дну;

m – коефіцієнт відкосу стінок траншеї.

Знаходимо повний обсяг земляних робіт:

$$V_{\text{заг}} = V_{\text{к}} + V_{\text{в. тр.}}$$

$$V_{\text{заг}} = 845 + 45 = 890 \text{ м}^3$$

Площа зрізу рослинного шару:

$$S_{\text{р. ш.}} = a \cdot b + L \cdot l$$

$$S_{\text{р. ш.}} = 23.4 \cdot 18.55 + 25 \cdot 3.5 = 522 \text{ м}^2$$

Визначаємо об'єм зрізу рослинного шару ($h_{\text{р.ш.}} = 0.25 \text{ м}$):

$$V_{\text{р. ш.}} = S_{\text{р. ш.}} \cdot h_{\text{р. ш.}}$$

$$V_{\text{р. ш.}} = 522 \cdot 0.25 = 130,5 \text{ м}^3$$

Визначаємо обсяг доробки ґрунта бульдозером ($h_{\text{загр. ножа}} = 0,1 \text{ м}$):

$$V_{\text{дор. гр. бульд.}} = a \cdot b \cdot h_{\text{загр. ножа}}$$

$$V_{\text{дор. гр. бульд.}} = 18.4 \cdot 13.55 \cdot 0.1 = 250 \text{ м}^3$$

Визначаємо обсяг робіт з ручної доробки ґрунту:

$$V_{\text{р. д.}} = a \cdot b \cdot 0.05 V_{\text{р.д.}} = 18.4 \cdot 13.55 \cdot 0.05 = 125 \text{ м}^3$$

Транспортні машини та вантажопідіймальні засоби встановлюються на відстані не менше 1 м від зони можливого обвалення ґрунту, межі якої визначаються природним укосом котловану та критичним кутом ψ поверхні ковзання ґрунту.

Калькуляція трудових витрат на земляні роботи наведено в таблиці 3.1 [23, 24].

Таблиця 3.1 – Калькуляція трудових витрат на земляні роботи

Назва робіт	Обґрунтування за ГН	Один. вимір.	Обсяг робіт	Норма часу		Трудо місткість, л-зм		Склад ланки	
				люд-год	маш-год	норм.	Прийнята	Проф., розряд	К-сть
1	2	3	4	5	6	7	8	11	12
Зріз рослинного шару бульдозером на базі трактора Т-100	ГН2-1-5	1000 м ²	0,52 2	1,8	1,8	0,94		Машиніст 6-го розряду	1
Розробка котловану екскаватором пряма лопата ємністю ковша 0,5 м ³	ГН2-1-8	100 м ³	8,9	2,7	2,7	24,03		Машиніст 6-го розряду	2
Доробка дна котловану за допомогою бульдозера на базі трактора Т-100	ГН2-1-22	100 м ³	2,5	1,54	1,54	3,85		Машиніст 5-го розряду	1
Доробка дна котловану за допомогою землекопів(вручну)	ГН2-1-56	1 м ³	125	0,7		87,5		Землекоп 1-го розряду	6
Зворотна засипка пазух фундаментів	ГН2-1-34	100 м ³	4,73	1,38	1,38	6,53		Машиніст 6-го розряду	2

3.2 Підбір машинного комплексу для розробки котловану та його обґрунтування

Обґрунтування вибору машин – це пошук балансу між швидкістю, вартістю та технічною можливістю виконати роботу в конкретних умовах. Комплект зазвичай складається з основної машини (екскаватора) та допоміжних (самоскидів, бульдозерів, катків). За даними критеріями робиться вибір.

Технічні параметри котловану.

Глибина – якщо глибина велика, обирають екскаватор з відповідною довжиною стріли (зворотна лопата). Якщо техніка працює з дна котловану – потрібна пряма лопата.

Обсяг робіт – для малих котлованів (приватне будівництво) вистачить екскаватора-навантажувача Для великих об'єктів – важкі гусеничні екскаватори з ковшем від 1 м³.

Тип ґрунту та умови місцевості. На слабких або болотистих ґрунтах обирають гусеничну техніку через низький питомий тиск на ґрунт. На твердих покриттях або в місті – колісну, щоб не псувати асфальт і мати змогу пересуватися самоходом.

Стиснені умови – у міській забудові використовують машини з нульовим виносом задньої частини (компактні моделі).

При данному об'ємі робіт ($V = 890 \text{ м}^3$), рекомендована місткість ковша становить 0,5 м³.

Вантажопідйомність автотранспортних засобів для риття землі, повинна визначатися залежно від місткості ковша екскаватора і відстані транспортування ґрунту. Раціональна вантажопідйомність автосамоскидів – 4 т.

Залежно від висоти забою і групи розроблюваних ґрунтів місткість ковша екскаватора, який обладнаний прямою лопатою. Приймаємо екскаватор з прямою лопатою марки ET-14 [25].

Для виконання земляних робіт під час розробки котловану приймаємо екскаватор марки ET-14. Дана машина використовується для виконання основних земляних робіт та забезпечує ефективну розробку ґрунту, його переміщення та навантаження на транспортні засоби.

Експлуатаційна маса екскаватора становить 14800 кг, місткість ковша може змінюватися залежно від умов виконання робіт і становить 0,65; 0,50; 0,40 та 0,32 м³. Тривалість робочого циклу машини складає 16 секунд, а швидкість пересування – 2,4 км/год.

Габаритні розміри екскаватора забезпечують можливість його використання на будівельному майданчику: довжина машини становить 8200 мм, ширина – 2750 мм, висота – 2990 мм. Потужність двигуна екскаватора дорівнює 105 кВт (що відповідає приблизно 123 к.с.), що забезпечує необхідну продуктивність під час виконання земляних робіт.

Основними параметрами копання є характеристики робочого обладнання екскаватора. Довжина рукояті може прийматися 1,9; 2,2; 2,8 та 3,4 м, при цьому радіус копання змінюється в межах 8,2-9,6 м. Радіус копання на рівні стоянки становить від 8,0 до 9,49 м залежно від довжини робочого обладнання.

Кінематична глибина копання екскаватора становить 5,2-6,7 м, а висота розвантаження ковша знаходиться в межах 5,42-6,18 м. Максимальний кут повороту ковша становить 173°. Максимальна місткість ковша відповідно до прийнятого робочого обладнання складає 0,65; 0,50; 0,40 та 0,32 м³.

Вибір екскаватора ET-14 [25] обумовлений його технічними характеристиками, достатньою глибиною копання та радіусом дії робочого обладнання, що дозволяє виконувати розробку котловану необхідних розмірів із забезпеченням заданої продуктивності та дотриманням вимог технології виконання земляних робіт.

В залежності від ручної доробки ґрунту обираємо бульдозер: $V_{p.d} = 125 \text{ м}^3$

Отже, обираємо легкий бульдозер марки ДЗ-101, який має такі технічні характеристики: відвал – гідравлічне керування, неповоротний тип, розири: довжина – 2600 мм, висота – 950 мм. Об'єм ґрунту, який переміщує відвал – 1,7 м³. Габаритні розміри бульдозера: довжина – 4630 мм, ширина – 2860 мм, висота – 2535 мм. Маса бульдозера – 9645 кг. Маса бульдозерного обладнання – 1440 кг.

3.3 Технологія виконання земляних робіт

Технологія розробки котловану – це чітка послідовність етапів, яка забезпечує стабільність споруди та безпеку працівників.

Основні етапи технологічного процесу:

1. Підготовчі роботи

Геодезична розбивка. Перенесення креслень на місцевість. Встановлюється «обноска» (дерев'яні стійки та дошки), на якій позначають осі

будівлі та межі укосів.

Очищення території. Зняття родючого шару ґрунту (гумусу) – зазвичай перші 15-30 см, які складуються окремо для подальшого благоустрою.

Водовідведення. Влаштування нагірних каналів, щоб дощова вода не стікала в котлован.

2. Основний цикл (розробка).

Механізована виїмка. Екскаватор розробляє ґрунт «у забій». Важливо не допускати перебору ґрунту нижче проєктної позначки, щоб не порушити структуру материкової основи.

Транспортування. Навантаження ґрунту в самоскиди (на вивіз) або у тимчасовий відвал (для майбутньої зворотної засипки).

Зачищення дна: Останні 10-20 см ґрунту («недобір») розробляються вручну або засобами малої механізації безпосередньо перед влаштуванням фундаменту, щоб ґрунт не втратив своїх властивостей через погодні умови.

3. Спеціальні заходи (за потреби).

Кріплення стінок: якщо котлован глибокий, а місця для пологих укосів немає, встановлюють шпунтове огородження, «стіну в ґрунті» або дерев'яне кріплення.

Водозниження: Якщо з'явилися ґрунтові води, застосовують голкофільтри або влаштовують зумпфи (ямки) для відкачування води насосами.

4. Зворотна засипка - виконується після завершення робіт з фундаменту. ґрунт засипають шарами по 20-30 см з обов'язковим пошаровим ущільненням віброплитами чи катками, щоб уникнути просідання відмостки в майбутньому.

3.3.1 Вибір виду і розрахунок потреби в транспортних засобах

Для розрахунку кількості транспортних засобів необхідно синхронізувати роботу екскаватора та самоскидів. Головна мета – щоб екскаватор не чекав на машини, а машини не створювали довгих черг.

Вибір автосамоскида залежить від:

1. Об'єму ковша екскаватора: раціонально, якщо в кузов самоскида входить 3-5 повних ковшів. Якщо ковшів забагато, машина довго стоїть під навантаженням; якщо мало – техніка працює неефективно.

2. Вантажопідйомності - для малих екскаваторів 0,25-0,5 м³ – самоскиди 5-10 т; для великих 1 м³ і більше – 20-30 т.

3. Шляхів сполучення - наявність під'їзних доріг та відстань до місця вивантаження.

Приймаючи об'єм ковша екскаватора (0,5 м³) і відстань відвалу (8 км) переміщення ґрунту, обираємо самоскид марки КАМАЗ-43255-011.

КАМАЗ-43255-011 це двовісний середньотоннажний самоскид з колісною формулою 4×2, призначений для перевезення сипучих та навалочних вантажів у міських і будівельних умовах. Автомобіль відзначається компактними габаритами, хорошою маневреністю та відносно невеликою вантажопідйомністю, що робить його зручним для роботи в обмеженому просторі [2].

Повна маса автомобіля становить приблизно 14,3 т, а вантажопідйомність - близько 7,0 т. Снаряджена маса - орієнтовно 7,15 т. Самоскид оснащений дизельним рядним шестициліндровим двигуном Cummins об'ємом 5,9 л (або 6,7 л у деяких модифікаціях), потужністю близько 178-210 к.с., залежно від виконання. Двигун має турбонаддув і рідинне охолодження. Максимальна швидкість автомобіля становить до 90-95 км/год. Підвіска залежить від комплектації, але найчастіше використовується ресорна конструкція на обох осях, що забезпечує достатню витривалість при перевезенні вантажів [2].

Гальмівна система – пневматична, барабанного типу (у деяких версіях можуть застосовуватись дискові механізми та ABS). Колеса дискові, стандартний розмір шин – 10.00 R20 [2].

Самосвальна платформа має об'єм близько 6 м³ і забезпечує задне розвантаження під кутом до 55°. Завдяки низькому центру ваги та короткій базі автомобіль має добру стійкість під час руху.

КАМАЗ-43255-011 використовується переважно в будівництві,

комунальному господарстві та для внутрішньоміських перевезень матеріалів [2].

Знайдемо потрібну кількість автосамоскидів, що гарантують постійну неперервну роботу екскаватора при розробці котловану

$$N_{a/c} = \frac{T_{уст.н.} + T_n + T_{уст.р.} + T_p + T_{np} + T_m}{T_{уст.н.} + T_n}$$

T_m – тривалість технологічних перерв, які виникають протягом рейсу (маневрування, пропускання зустрічного транспорту на роз'їзді тощо), 1 хв.

де, $T_{уст.н.}$ – тривалість установки автосамоскида під навантаження, 0,3 хв.;

T_n - тривалість навантаження автосамоскида, хв.;

T_p – тривалість розвантаження, 0,83 хв.

$T_{уст.р.}$ - тривалість установки автосамоскида під розвантаження, 0,6 хв.;

T_{np} – тривалість пробігу автосамоскида від місця завантаження до місця розвантаження;

Якщо відстань транспортування ґрунту перевищує 4 км, то T_{np} розраховують за формулою

$$T_{np} = \frac{2 \cdot L}{V_{cp}} = \frac{2 \cdot 4}{19} = 0.421 \text{ год} = 25 \text{ хв}$$

$$N_{ac} = \frac{0.3+2.39+0.83+25+1}{0.3+2.39} = 11 \text{ автосамоскидів.}$$

3.4 Зворотна засипка ґрунтом пазух котловану

Зворотна засипка – це завершальний етап земляних робіт, який виконується після влаштування фундаментів, гідроізоляції та підземних комунікацій.

Засипку проводять симетрично з усіх боків фундаменту, щоб не виникло одностороннього тиску ґрунту на стіни. У місцях проходження комунікацій ґрунт засипається вручну м'яким шаром, щоб не пошкодити труби.

Обсяг ґрунту для зворотної засипки розраховується як різниця між обсягом розробленого котловану та обсягом підземної частини будівлі (рис.3.2):

$$V_{з.зас.} = \frac{(V_{зас} - V_{зас.ч.буд.})}{K_{зр}} = \frac{890 - 384}{1,07} = 473 м^3$$

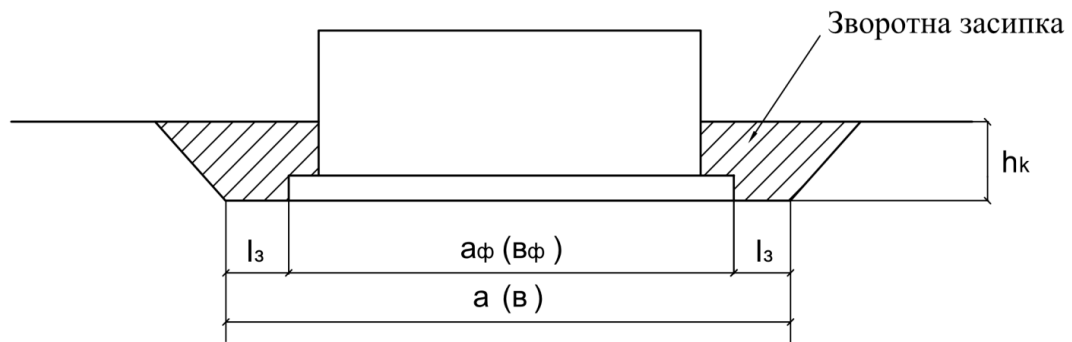


Рисунок 3.2 – Знаходження об'єму зворотної засипки пазух котловану

3.5 Проектування технології будівельних процесів при влаштуванні фундаменту і підземної частини будівлі

Визначення обсягів робіт для стрічкового фундаменту та стін підземного поверху. Площа опалубки $S_{оп}$ необхідна для визначення потреби в матеріалах та трудомісткості робіт. Розрахунок ведеться для двох сторін стрічки (внутрішньої та зовнішньої).

Висота фундаменту – 0.4 м, ширина – 0.8 м. Витрати арматури – 40 кг/м³. Для зведення стрічкового фундаменту використовуємо дрібно щитову опалубку «ДОМІНО».

Площу опалубки визначаємо за формулою:

$$S_{оп.} = 2 \cdot L \cdot h_{фунд, стіни}$$

$$L = 118 м.$$

$$S_{оп} = 2 \cdot 60 \cdot 2,8 = 336 м кв$$

Обсяг арматури визначається на підставі специфікації до проекту («Підземна частина об'єкта»). Розраховується довжина погонних метрів поздовжніх стрижнів, поперечних хомутів і вертикальних елементів армування. Отримана сумарна довжина множиться на теоретичну масу 1 погонного метра

арматури відповідного діаметра, після чого визначається загальна маса в тоннах.

Маса арматури та об'єм бетонної суміші приймаються відповідно до даних розділу «Підземна частина об'єкта».

$$A = 9,022 \text{ кг}$$

$$V_{\text{бет}} = 133.1 \text{ м куб}$$

3.5.1 Вибір крана для влаштування фундаменту і конструкцій підземного поверху

Вибір крана для виконання робіт «нульового циклу» (фундамент і підземна частина) здійснюється на основі трьох основних параметрів: вантажопідйомності, вильоту стріли та висоти підйому гака.

Тип крана визначається масштабами будівництва та умовами будівельного майданчика:

– стрілові самохідні крани (автомобільні, гусеничні) застосовують для малоповерхових будівель, зокрема приватних будинків і споруд до 4–5 поверхів; вони характеризуються високою мобільністю та не потребують складного монтажу;

– баштові крани використовують у багатоповерховому будівництві та при зведенні великих монолітних об'єктів, оскільки вони забезпечують повне охоплення будівельного майданчика з однієї стоянки.

Для виконання робіт з улаштування підземної частини будівлі зазвичай застосовують самохідні крани. Під час їх підбору обирають основні монтажні параметри: монтажну масу (Q_m), монтажну висоту (H_m) та монтажний виліт стріли (L_m).

При цьому розрахункова вантажопідйомність крана повинна перевищувати масу найважчого елемента (наприклад, бадді з бетоном) разом із масою стропувальних пристроїв.

Монтажну масу визначають за формулою $Q_m = m_E + m_{\text{стр}}$,

де m_E – маса елемента, який піднімає кран, т;

$m_{стр}$ – маса стропуючого засобу ,т.

$$QM = 0,5 + 0,09 = 0,59т$$

Висота підйому гака H – сума висоти підземної частини, запасу безпеки (0,5 м), висоти самого елемента та довжини стропів.

Монтажну висоту визначають за формулою:

$$HM = 2,5 + 0,5 + 1 = 4м$$

Виліт стріли L – відстань від осі обертання крана до найвіддаленішої точки встановлення конструкції. При роботі біля котловану враховується безпечна відстань від краю призми обвалення ґрунту до опор крана.

Монтажний виліт стріли L_M визначають залежно від прийнятої схеми руху крану. При переміщенні крана по бровці котловану, то виліт стріли визначають з умов його безпечного знаходження за межами призми обвалення за формулою:

$$L_M = a_{\phi} (b_{\phi})/2 l_3 + h_K + 1 + \frac{B_{кр}}{2},$$

де a_{ϕ} і b_{ϕ} – довжина і ширина зовнішнього контуру по гранях фундаменту;

l_3 – технологічний зазор для виконання робіт із зведення підземної частини будинку (0,7м);

h_K – глибина котловану, м;

1 – безпечна відстань між призмою обвалення і ходовою частиною монтажного крану, м;

$B_{кр}$ – ширина ходової частини монтажного крану, м.

$$L_M = 18,4/2 + 0,7 + 2 + 1 + 2,4/2 = 14,1м$$

За розрахунком приймаємо автомобільний кран ATF 60G-3 при довжині стріли 9,5-48 м. Максимальна вантажопійомність 60 т, подовження стріли 1,7 м / 7,4 м, максимальна висота блоку – 58,4 м, максимальний радіус – 44 м. Двигун 260 кВт (354 к.с.). Розміри: довжина 11,18 м, ширина 2,66 м, висота – 3,68 м.

3.5.2 Технологія виконання робіт під час бетонування стрічкового фундаменту

Бетонування стрічкового фундаменту є комплексним технологічним процесом, який виконується поетапно та потребує дотримання проектних вимог на кожній стадії для забезпечення необхідної міцності конструкції.

Основні етапи виконання робіт.

1. Улаштування піщаної підготовки. Виконується відсіпання шару піску товщиною 15-20 см з подальшим зволоженням і пошаровим ущільненням до досягнення необхідної щільності.

2. Монтаж опалубки. Формування геометрії фундаменту здійснюється за допомогою дерев'яних, фанерних або незнімних систем опалубки (наприклад, з пінополістиролу). Для стрічкових фундаментів застосовується дрібнощитова опалубка, підбір якої виконується відповідно до розрахункової площі поверхні ростверку та наявної номенклатури щитів із визначенням їх кількості та розмірів.

3. Армування конструкції.

Каркас фундаменту виконується із сталевих стрижнів діаметром 8-12 мм, що з'єднуються в'язальним дротом. Перед бетонуванням здійснюється перевірка правильності встановлення арматури та фіксаторів, які забезпечують захисний шар бетону. Також передбачаються вертикальні випуски арматури для подальшого анкерування стін підземної частини будівлі.

4. Бетонування. Укладання бетонної суміші (не нижче класу М300) виконується безперервно з одночасним ущільненням за допомогою вібраторів. Перерви в процесі бетонування не допускаються, оскільки це може призвести до втрати міцності та погіршення структури бетону. Під час робіт контролюється стан опалубки, арматурного каркаса та кріплень; у разі виявлення деформацій процес бетонування зупиняється для усунення порушень.

Для ущільнення бетонної суміші застосовується глибинний вібратор, прийнятий до використання – ІВ-116.

Схема ущільнення бетонної суміші наведено на рисунку 3.3.

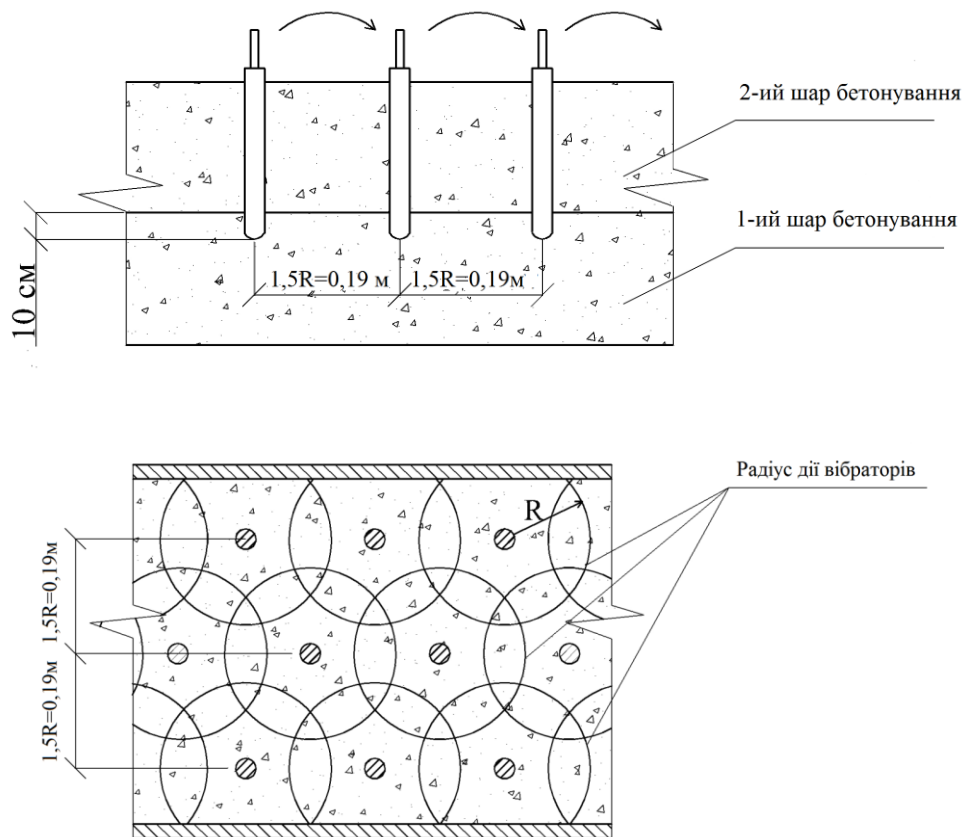


Рисунок 3.3 – Принцип схеми ущільнення бетонної суміші

Кількість вібраторів визначаємо за формулою:

$$m_n = 1,35 \frac{I_y}{Q_e \cdot n_{ш}}$$

Q_e – експлуатаційна продуктивність вібратора

I_y – інтенсивність подавання бетонної суміші, м³/год;

$n_{ш}$ – кількість шарів бетонування.

$$Q_e = 0,7 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \delta \cdot \frac{3600}{t_{yn} + t_{nep}} \cdot K_e$$

$$Q_e = 0,7 \cdot 3,14 \cdot 0,144 \cdot 0,6 \cdot \frac{3600}{30+12} \cdot 0,75 = 12 \text{ м}^3 / \text{год}$$

$\delta = 1,5 \cdot 0,38 = 0,6r$ – радіус дії вібратора;

$$r = 5 \cdot d = 5 \cdot 0,076 = 0,38$$

δ – товщина шару, м;

t_{yn} – тривалість ущільнення бетонної суміші.

$t_{пер}$ – тривалість перестановки вібратора;

K_e – коефіцієнт використання робочого часу.

$$m_n = 1,35 \frac{2,4}{12 \cdot 2} = 1$$

Приймаємо один вібратор.

4 ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні при проєктування двоповерхового котеджу у місті Харків

Під час проєктування двоповерхового котеджу у місті Харків питання охорони праці розглядаються з урахуванням вимог законодавства України у сфері безпеки праці, будівництва, пожежної безпеки та експлуатації житлових будівель. Проєктні рішення спрямовані на забезпечення безпечного виконання будівельних робіт, надійної експлуатації будівлі та створення комфортних умов для мешканців. Основними нормативними документами, які враховані при розробленні проєкту, є Закон України «Про охорону праці», Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності», ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки. Основні положення» та інші [26, 27, 3].

Відповідно до «Настанови щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану» [32] проведено оцінювання ризиків, пов'язаних із конструктивними та експлуатаційними особливостями об'єкта. Основними небезпечними ситуаціями під час експлуатації котеджу є можливість пожежі, несправність електричних мереж, недостатній рівень вентиляції, травмування під час користування сходами та аварії інженерних систем. Для зменшення рівня ризику передбачено застосування якісних будівельних матеріалів, надійне виконання конструкцій та забезпечення можливості технічного обслуговування обладнання.

Архітектурно-планувальні рішення прийняті відповідно до ДБН В.2.2-15:2019 [3]. Планування приміщень забезпечує безпечне переміщення людей, достатню ширину проходів та зручність експлуатації будівлі. Внутрішні сходи проєктуються з урахуванням міцності конструкцій, безпечних параметрів сходинок та встановлення поручнів. Природне освітлення приміщень передбачається відповідно до [28], що забезпечує необхідний рівень освітленості та комфорт перебування людей.

Для забезпечення нормативного мікроклімату у приміщеннях котеджу передбачено систему опалення та вентиляції. Дані системи забезпечують підтримання необхідної температури, вологості та повітрообміну. Електропостачання будівлі виконується відповідно до ДБН В.2.5-23:2025 «Проектування електроустановок житлових будинків та громадських будівель і споруд» [30] із застосуванням захисного заземлення, автоматичних пристроїв відключення та дотриманням правил безпечної експлуатації електрообладнання.

Пожежна безпека об'єкта забезпечується відповідно до ДБН В.1.1-7:2016 [4]. У проєкті передбачено безпечні шляхи евакуації, використання конструкцій із необхідною вогнестійкістю, можливість встановлення первинних засобів пожежогасіння та забезпечення доступу аварійно-рятувальних служб.

При плануванні території котеджу враховані вимоги ДБН В.2.2-12:2019 [3]. Передбачено безпечний підхід до будівлі, можливість технічного обслуговування конструкцій та інженерних мереж, а також благоустрій території з урахуванням безпеки пересування людей.

Прийняті проєктні рішення забезпечують зниження рівня виробничих та експлуатаційних ризиків, створюють безпечні умови для працівників під час будівництва та комфортні умови проживання мешканців. Виконання вимог нормативних документів дозволяє забезпечити надійність, пожежну безпеку та безпечну експлуатацію двоповерхового котеджу у місті Харків.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Умови праці на об'єкті проєктування – двоповерховому індивідуальному житловому котеджі у місті Харків – формуються переважно під час виконання будівельно-монтажних робіт та частково під час подальшої експлуатації будівлі. Організація технологічних процесів на будівельному майданчику передбачає виконання земляних робіт, зведення фундаментів, монтаж несучих і огорожувальних конструкцій, влаштування покрівлі, інженерних мереж та оздоблювальних робіт, що зумовлює наявність широкого спектра небезпечних та шкідливих виробничих факторів [30].

На етапі виконання робіт на будівельному майданчику основними фізичними небезпечними факторами є підвищена небезпека травмування працівників при роботі на висоті, зокрема під час монтажу перекриття другого поверху, встановлення кроквяної системи та виконання покрівельних робіт. Джерелом небезпеки є відсутність або недостатня надійність огорожень, тимчасових настилів та риштувань, а також можливі помилки організації робочих місць. Додатково присутній ризик падіння предметів і матеріалів із висоти, що створює небезпеку для працівників на нижчих рівнях. На будівельному майданчику також наявні рухомі машини та механізми, зокрема бетонозмішувальна техніка, вантажопідіймальні механізми та транспорт для доставки матеріалів, що формує ризик наїзду або травмування при недостатньо організованих шляхах руху та зонуванні території.

Хімічні небезпечні фактори виникають переважно під час виконання малярних, гідроізоляційних та оздоблювальних робіт, де застосовуються лакофарбові матеріали, розчинники, клеї та будівельні суміші. Джерелом небезпеки є випаровування летких органічних сполук, які можуть перевищувати допустимі концентрації робочої зони при недостатній вентиляції або роботі в закритих приміщеннях. Це може призводити до подразнення дихальних шляхів та загального погіршення самопочуття працівників.

Біологічні фактори на даному об'єкті мають обмежений характер і можуть проявлятися у вигляді розвитку плісняви та грибків у разі порушення умов зберігання будівельних матеріалів або при підвищеній вологості конструкцій на етапі будівництва. У процесі експлуатації будівлі такі фактори можуть бути пов'язані з недостатньою вентиляцією санітарних приміщень, що не відповідає вимогам санітарних норм щодо повітрообміну.

Психофізіологічні небезпечні фактори обумовлені високою інтенсивністю праці, необхідністю виконання робіт у стислі терміни, роботою в незручних позах, а також підвищеним рівнем відповідальності при виконанні висотних та монтажних операцій. Додатковим фактором є вплив шуму від будівельної техніки, який при тривалому впливі може перевищувати допустимі нормативні значення, встановлені санітарними нормами, що призводить до підвищеної втомлюваності працівників.

Архітектурно-планувальні рішення котеджу також впливають на формування умов праці під час будівництва та експлуатації. Зокрема, наявність двох поверхів визначає необхідність улаштування безпечних сходових маршів, тимчасових підйомних засобів та захисних огорожень. Раціональне зонування приміщень та забезпечення нормативної ширини проходів сприяє зменшенню ризику травмування під час переміщення працівників і матеріалів. Недостатня організація будівельного майданчика або відхилення від проєктних рішень може призвести до підвищення ймовірності реалізації небезпечних ситуацій, зокрема зіткнення з технікою, падіння предметів або ураження електричним струмом при використанні тимчасових мереж, які повинні відповідати вимогам ДБН В.2.5-23:2025 [29].

Порівняння виявлених факторів із нормативними вимогами показує, що основні ризики пов'язані з роботою на висоті, електробезпекою, впливом пилу та шуму, а також пожежною небезпекою будівельних матеріалів не можуть бути повністю усунені, однак можуть бути суттєво знижені до допустимого рівня шляхом впровадження організаційно-технічних заходів. До таких заходів належать правильне планування будівельного майданчика, використання

інвентарних риштувань і огорожень, застосування засобів індивідуального захисту, контроль справності електрообладнання, забезпечення вентиляції робочих зон та дотримання пожежних вимог.

Проведений аналіз умов праці дозволяє зробити висновок, що повністю усунути всі небезпечні та шкідливі виробничі фактори неможливо через специфіку будівельно-монтажних робіт, однак їх вплив може бути зведений до мінімально допустимого рівня шляхом дотримання чинних нормативних вимог та впровадження комплексу організаційно-технічних рішень. Подальшими завданнями є розробка конкретних заходів щодо забезпечення безпеки робіт на висоті, організації будівельного майданчика, електробезпеки, пожежної безпеки та створення безпечних санітарно-гігієнічних умов як на етапі будівництва, так і під час експлуатації котеджу.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Об'єктом дослідження є двоповерховий житловий котедж із житловими та допоміжними приміщеннями, інженерними мережами електропостачання, опалення, вентиляції та водопостачання. При виконанні аналізу враховано характерні небезпеки, що можуть виникати під час будівельно-монтажних робіт, а також під час подальшого використання будівлі мешканцями.

Для оцінювання ризиків застосовано метод аналізу ймовірності виникнення небезпечної події та тяжкості можливих наслідків [2]. Рівень ризику визначається шляхом врахування двох основних параметрів: ймовірності виникнення небезпеки та можливого ступеня негативних наслідків. Такий підхід дозволяє визначити найбільш критичні фактори та розробити конкретні заходи щодо їх усунення або зниження.

Першою групою небезпек є ризики, пов'язані з виконанням будівельних робіт. Під час зведення двоповерхового котеджу найбільшу небезпеку становлять роботи на висоті, монтаж конструкцій перекриття, виконання

покрівельних робіт та переміщення будівельних матеріалів. Падіння працівників із висоти або падіння предметів може призвести до травмування персоналу. Імовірність таких подій оцінюється як середня, оскільки виконання висотних робіт є регулярною частиною будівництва, однак наслідки можуть бути значними. Для зниження ризику необхідно передбачити використання захисних огорожень, інвентарних риштувань, страхувальних систем та проведення контролю за організацією робочих місць.

Другим важливим фактором є ризик електротравмування під час використання будівельного електроінструменту та експлуатації електричних мереж. На будівельному майданчику можливими причинами небезпеки є пошкодження ізоляції кабелів, неправильне підключення обладнання або відсутність захисного заземлення. Імовірність виникнення такої ситуації оцінюється як низька за умови дотримання вимог нормативних документів, проте можливі наслідки є високими. Для зменшення рівня ризику проектом передбачено виконання електромонтажних робіт відповідно до [30], встановлення автоматичних пристроїв захисту, виконання заземлення електрообладнання та регулярну перевірку стану електромереж.

Значну увагу приділено ризику виникнення пожежі [4]. Основними причинами пожежної небезпеки у житловому котеджі можуть бути несправність електрообладнання, порушення правил експлуатації опалювальних приладів або використання горючих матеріалів без належного контролю. Враховуючи житлове призначення будівлі, імовірність виникнення пожежі оцінюється як невисока, однак можливі наслідки можуть бути значними через загрозу життю людей та пошкодження будівельних конструкцій [30]. Для зниження цього ризику прийняті рішення відповідно до ДБН В.1.1-7:2016 [4]. У проекті передбачено забезпечення необхідних шляхів евакуації, застосування будівельних конструкцій із відповідною межею вогнестійкості, можливість встановлення первинних засобів пожежогасіння та забезпечення доступу аварійно-рятувальних служб.

Під час експлуатації котеджу одним із потенційних ризиків є травмування людей у результаті неправильного користування внутрішніми сходами. Оскільки будівля має два поверхи, сходовий марш є елементом із підвищеною експлуатаційною небезпекою. Можливими причинами травмування можуть бути слизьке покриття, недостатнє освітлення або відсутність надійних поручнів. Для зменшення цього ризику проєктом передбачено використання безпечної конструкції сходів, достатнього природного та штучного освітлення відповідно до ДБН В.2.5-28:2018 [29], а також встановлення поручнів необхідної висоти.

Окрему групу становлять ризики, пов'язані з параметрами мікроклімату всередині будівлі. Недостатній повітрообмін, підвищена вологість або перегрів приміщень можуть негативно впливати на комфорт та здоров'я мешканців. Імовірність таких небезпек залежить від правильності виконання інженерних систем. Для забезпечення нормативних умов експлуатації передбачено систему опалення та вентиляції відповідно до ДБН В.2.5-67:2013 [31]. Виконання цих вимог дозволяє підтримувати необхідний температурний режим та якість повітря у приміщеннях.

Для міста Харків актуальними є також сезонні зміни температури, атмосферні опади, можливе обмерзання конструкцій та несприятливі погодні умови під час будівництва. Для зменшення впливу таких факторів у проєкті враховано вимоги щодо теплоізоляції огорожувальних конструкцій, надійності покрівлі та відведення атмосферних вод. Планувальні рішення прийняті відповідно до ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування та забудова територій» [7]. Найбільш значущими ризиками на об'єкті є падіння з висоти під час будівельних робіт, пожежна небезпека, електротравмування та травмування під час експлуатації сходових конструкцій. Інші небезпечні фактори мають нижчий рівень ризику за умови виконання передбачених проєктом заходів безпеки.

Для зниження загального рівня ризиків у проєкті передбачено комплекс організаційно-технічних заходів: правильну організацію будівельного майданчика, застосування сертифікованих матеріалів, виконання робіт відповідно до технологічних карт, використання засобів індивідуального захисту

працівниками, контроль технічного стану обладнання та проведення регулярного технічного обслуговування інженерних систем будинку.

Проведене оцінювання ризиків показало, що за умови виконання запропонованих проєктних рішень двоповерховий котедж у місті Харків відповідає вимогам безпеки та забезпечує допустимий рівень ризику для працівників під час будівництва і мешканців під час експлуатації. Реалізація заходів, передбачених нормативними документами, дозволяє мінімізувати можливість виникнення небезпечних ситуацій та забезпечити надійне функціонування об'єкта протягом усього терміну експлуатації.

4.4 Розробка організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів щодо покращення умов праці

Організація будівельного майданчика передбачає обов'язкове огороження території виконання будівельних робіт з метою недопущення сторонніх осіб у небезпечні зони. На в'їздах і підходах встановлюються попереджувальні та заборонні знаки, що інформують про характер виконуваних робіт і можливу небезпеку. Для безпечного пересування працівників організовуються чітко визначені проходи та переходи, які не перетинаються із зонами роботи будівельної техніки. Місця складування матеріалів розміщуються поза зонами можливого падіння предметів і повинні бути впорядкованими, із забезпеченням стійкого штабелювання. Особлива увага приділяється підтриманню порядку на робочих місцях, своєчасному прибиранню будівельного сміття та недопущенню захаращення проходів.

Безпека виконання будівельних робіт забезпечується шляхом використання справного та сертифікованого будівельного інструменту і обладнання. Усі працівники повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту, зокрема захисними касками, рукавицями, спецвзуттям, страхувальними поясами та іншими засобами відповідно до характеру виконуваних робіт. Обов'язковим є проведення вступних, первинних та повторних інструктажів з охорони праці, а

також періодичний контроль знань працівників. Перед початком виконання робіт здійснюється перевірка технічного стану будівельних конструкцій, риштувань, механізмів та електрообладнання з метою недопущення їх експлуатації у небезпечному стані.

Архітектурно-планувальні рішення котеджу розроблено з урахуванням вимог безпеки та ергономіки. Передбачено раціональне та безпечне розташування внутрішніх сходів між поверхами, що забезпечує зручність переміщення та мінімізує ризик травмування. Конструкція сходових маршів відповідає нормативним вимогам щодо ширини, висоти сходинок та наявності надійних огорожень. Усі житлові приміщення забезпечуються достатнім рівнем природного освітлення за рахунок правильно розташованих віконних прорізів, що сприяє зниженню зорового навантаження та підвищенню загального рівня комфортності. Санітарно-побутові приміщення обладнуються ефективною системою вентиляції для забезпечення нормативного повітрообміну. При виборі будівельних матеріалів враховується їх екологічна безпека, довговічність та відповідність санітарно-гігієнічним вимогам.

Окрему увагу приділено заходам пожежної безпеки. Проєктом передбачено забезпечення нормативних евакуаційних шляхів, які дозволяють швидко та безпечно залишити будівлю у разі виникнення надзвичайної ситуації. У конструкціях будівлі використовуються матеріали з нормованими показниками пожежної небезпеки, що знижує ризик поширення вогню. Передбачається встановлення автономних пожежних сповіщувачів у ключових приміщеннях котеджу, що дозволяє своєчасно виявити загоряння. Також забезпечується вільний доступ до будівлі для пожежно-рятувальних підрозділів, що є важливою умовою оперативного реагування у разі надзвичайної ситуації.

Санітарно-гігієнічні умови експлуатації будівлі забезпечуються шляхом дотримання нормативних вимог щодо освітлення, вентиляції, теплового режиму та шумового навантаження. Природне та штучне освітлення гарантує достатній рівень освітленості в усіх приміщеннях. Система вентиляції [27] забезпечує необхідний повітрообмін та видалення надлишкової вологи. Огороджувальні

конструкції будівлі утеплюються для підтримання стабільного температурного режиму в холодний період року. Додатково передбачаються заходи щодо зниження шумового впливу шляхом застосування шумоізоляційних матеріалів та раціонального розміщення приміщень.

Комплекс організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів дозволяє забезпечити належний рівень безпеки праці під час будівництва, мінімізувати виробничі ризики та створити комфортні умови для подальшої експлуатації двоповерхового котеджу. Реалізація зазначених рішень сприяє підвищенню загального рівня безпеки об'єкта та відповідності його чинним нормативним вимогам.

ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 4

У розділі «Охорона праці» для проєкту двоповерхового котеджу у місті Харків було розроблено та обґрунтовано комплекс заходів, спрямованих на забезпечення безпечних умов праці під час будівництва, а також безпечної та комфортної експлуатації будівлі в подальшому. Основною метою розділу було виявлення потенційних небезпек, оцінювання рівня ризиків їх реалізації та розроблення ефективних організаційно-технічних, архітектурно-планувальних і інженерних рішень щодо їх мінімізації відповідно до чинних нормативних вимог України.

У процесі виконання розділу визначено основні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, характерні для будівництва та експлуатації житлового двоповерхового будинку. До них віднесено ризики падіння з висоти під час виконання будівельно-монтажних робіт, можливість ураження електричним струмом, пожежну небезпеку, травмування під час переміщення матеріалів і експлуатації сходових конструкцій, а також вплив несприятливих мікрокліматичних та санітарно-гігієнічних умов.

Встановлено, що найбільш значущими є ризики, пов'язані з висотними роботами, електробезпекою та пожежною безпекою, тоді як інші фактори мають середній або допустимий рівень ризику за умови дотримання проєктних рішень.

Для зниження виявлених ризиків запропоновано комплекс заходів, що включає організацію безпечного будівельного майданчика з чітким зонуванням території, застосування засобів індивідуального та колективного захисту, проведення обов'язкових інструктажів з охорони праці, контроль технічного стану обладнання та інструментів. Архітектурно-планувальні рішення передбачають раціональне розміщення приміщень, безпечну конструкцію сходів, забезпечення нормативної природної освітленості та вентиляції.

Інженерно-технічні заходи включають проєктування систем електропостачання із застосуванням захисного заземлення та автоматичних засобів захисту, організацію ефективної системи опалення та вентиляції, а також впровадження рішень щодо забезпечення пожежної безпеки, зокрема шляхів евакуації, використання вогнестійких матеріалів та встановлення автономних пожежних сповіщувачів.

Оцінка ефективності запропонованих заходів свідчить, що їх реалізація дозволяє суттєво знизити рівень виробничих і експлуатаційних ризиків, забезпечити відповідність об'єкта вимогам чинного законодавства України та нормативно-технічної документації, а також створити безпечні умови праці для будівельного персоналу і належний рівень безпеки та комфорту для майбутніх мешканців котеджу.

Розроблені у розділі «Охорона праці» рішення є достатніми та ефективними для забезпечення нормативного рівня безпеки під час реалізації та експлуатації проєкту двоповерхового котеджу у місті Харків.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ

1. Планування і забудова ділянки під котедж. URL.: https://activen.com.ua/uk/articles/stroitelstvo/planirovka_zastroika/ (дата звернення 02.06.26).
2. ChatGPT. Режим OpenAI ChatGPT [Електрон. ресурс]. URL.: <https://chat.openai.com/> (дата звернення 02.06.2026).
3. ДБН В.2.2-15:2019. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. Зміна № 1. Чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2019. 53 с.
4. 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
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. 127 с.
6. ДСТУ Б А.2.4-6:2009. Правила виконання робочої документації генеральних планів. Чинний від 2010-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2009. 37 с.
7. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. Чинний від 2019-10-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2019. 185 с.
8. 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.
9. 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.
10. 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.

11. ДСТУ 9262:2023 Настанова з контролю якості влаштування підлог. Чинний від 2024-06-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2023. 60 с.
12. ДБН В.2.6-220:2017 Покриття будівель і споруд. Чинний від 2018-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2017. 59 с.
13. 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.
14. 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.
15. ДСТУ EN 14076:2022. Дерев'яні сходи. Термінологія (EN 14076:2013, IDT). Чинний від 2023-12-31. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2022. 32 с.
16. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. Чинний від 2022-09-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2021. 27 с.
17. ДСТУ 9191:2022. Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель.
18. ДСТУ EN 13164:2019. Матеріали будівельні теплоізоляційні. Вироби з екструдованого пінополістиролу (XPS). Технічні умови (EN 13164:2012 + A1:2015, IDT). Чинний від 2020-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2019. 68 с.
19. Інженерно-геологічні дослідження для будівництва: Навч. посіб. / О. С. Борзяк, В. А. Лютий, О. В. Романенко та ін. – Харків: УкрДУЗТ, 2022. – 100 с. URL.: <https://files.znu.edu.ua/files/Bibliobooks/Inshi73/0054358.pdf>.
20. 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.
21. 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.

22. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Чинний від 2017-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2016. 54 с.
23. Галузеві будівельні норми України. [Електрон. ресурс]. URL.: <https://buduemo.com/ua/documents/building-codes> (дата звернення 07.06.26).
24. Державні та галузеві норми проектування. [Електрон. ресурс]. URL.: <https://document.vobu.ua/korysne/dovid/dbn#gbn> (дата звернення 07.06.26).
25. Екскаватор ЕТ-14. [Електрон. ресурс]. URL.: https://ua.sellbuy.zone/physical_product/13874-gusenichnyy-ekskavator-et-14-20.html (дата звернення 09.06.26).
26. Закон України «Про охорону праці». Режим доступу URL: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/2694-12#Text> (дата звернення 10.06.26).
27. Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності». Режим доступу URL.: <https://zakon.rada.gov.ua/laws/show/3038-17#Text> (дата звернення 10.06.26).
28. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення. Чинний від 2019-03-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2018. 137 с.
29. ДБН В.2.5-23:2025 Проектування електроустановок житлових будинків та громадських будівель і споруд. Чинний від 2026-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2025. 101 с.
30. Методичні рекомендації до виконання кваліфікаційної роботи бакалавра (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітньо-професійної програми «Промислове та цивільне будівництво») / ХНУМГ ім. О.М. Бекетова; уклад. П.М. Фірсов, С.В. Бутнік, С.В. Бутенко, В.А. Александрович, О.В. Кабусь. – Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2025. – 30 с.
31. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування. Чинний від 2014-01-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2013. 143 с.
32. ДСТУ 9273:2024 Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість. Чинний від 2024-09-01. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2024. 78 с.