

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект будівлі офісного центру

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

192 “Будівництво та цивільна інженерія”

(шифр і назва спеціальності)

Студент _____
(підпис) Крутовський М. В.
(прізвище та ініціали)

Керівник _____
(підпис) Коваль І. В.
(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль _____
(підпис) Мещерякова О. М.
(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри _____
(підпис) Ясній В.П.
(прізвище та ініціали)

Рецензент _____
(підпис) Качка О. І.
(прізвище та ініціали)

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

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

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
Креслення графічної частини - не менше 6 аркушів формату А1 (594 x 841 мм).

6. Консультанти розділів роботи

[illegible]

7. Дата видачі завдання 22.01.2026

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

Керівник роботи

Крутовський М.В.

(прізвище та ініціали)

Коваль І.В.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 ВАРІАНТНЕ ПРОЄКТУВАННЯ.....	9
1.1 Варіант 1	9
1.2 Варіант 2.....	9
1.3 Варіант 3.....	10
РОЗДІЛ 2 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	11
2.1 Вихідні дані для проєктування та будівництва.....	11
2.1.1 Кліматичні умови району будівництва	11
2.1.2 Інженерно-геологічні дані будівельного майданчика	12
2.2 Архітектурно-планувальні та конструктивні рішення	13
2.2.1 Опис та обґрунтування конструктивних рішень	13
2.2.2 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини.....	14
2.2.3 Дотримання необхідних теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій	15
2.2.4 Пожежна безпека.....	16
2.2.5 Внутрішнє оздоблення приміщень.....	17
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ, ВКЛЮЧАЮЧИ ФУНДАМЕНТИ	19
3.1 Об'ємно-планувальні та конструктивні характеристики об'єкта проєктування.....	19
3.2 Обчислення навантажень, що діють на каркас	20
3.3 Результати розрахунку.....	24
3.4 Конструювання вузлів	26
РОЗДІЛ 4 ФУНДАМЕНТИ	32
4.1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.....	32
4.2 Проєктування стовпчастого фундаменту	33
4.2.2 Визначення глибини закладення фундаменту	33
4.2.3 Визначення попередніх розмірів фундаменту та розрахункового опору	34

4.2.4 Приведення навантажень до підшви фундаменту	36
4.2.5 Перевірка умов щодо тисків	36
4.2.6 Визначення пошарового підсумовування.....	37
4.2.7 Проектування стовпчастого фундаменту	39
4.3 Проектування пальового фундаменту.....	41
4.3.1 Вибір висоти ростверку та довжини паль.....	41
4.3.2 Визначення несучої здатності палі.....	42
4.3.3 Визначення кількості паль у ростверку	43
4.3.4 Приведення навантажень до підшви ростверку.....	44
4.3.5 Визначення навантаження на кожну палю.....	45
4.3.6 Розрахунок на продавлювання ростверку колоною	46
4.3.7 Проектування ростверку.....	47
4.3.8 Вибір пальового обладнання.....	50
РОЗДІЛ 5 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	51
5.1 Загальні положення.....	51
5.2 Вимоги безпеки до облаштування та утримання будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць.....	51
5.3 Вимоги безпеки при складуванні матеріалів і конструкцій	53
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	55
БІБЛІОГРАФІЯ.....	58

ВСТУП

Використання міської території поєднуються з необхідністю створення комфортного робочого середовища, безпечної системи вертикальних комунікацій, надійних несучих конструкцій та виразного архітектурного образу. Для висотних будівель особливого значення набувають питання просторової жорсткості, сприйняття вітрових впливів, раціональної організації евакуації, роботи фундаментної системи та забезпечення належних теплозахисних характеристик фасадів.

Актуальність бакалаврської кваліфікаційної роботи за темою «Проект будівлі офісного центру» визначається потребою у формуванні сучасної висотної будівлі ділового призначення, здатної забезпечити значну площу для офісної діяльності, комунікаційних і технічних зон при обмеженій площі забудови. Висотний формат дозволяє інтенсивніше використовувати міський простір, однак водночас ускладнює конструктивне рішення, підвищує вимоги до вертикальних транспортних систем, пожежної безпеки, жорсткості каркаса та взаємодії надземної частини споруди з ґрунтовою основою.

Об'єктом проєктування є висотна будівля офісного центру, запроєктована у м. Харків. Будівля має квадратну форму в плані зі сторонами 90×90 м, висоту 144 м, 24 надземні поверхи та один підземний рівень. Прийнята поверховість і габарити об'єкта дозволяють сформувати значний обсяг офісних, комунікаційних, технічних і допоміжних приміщень у межах компактної забудови.

Архітектурна особливість проєкту полягає у формуванні динамічного силуету споруди. Кожен наступний поверх повертається відносно попереднього на 2° , а перекриття верхнього рівня має сумарний поворот 60° відносно першого поверху. Таке рішення формує виразний образ офісного центру, однак потребує ретельного узгодження архітектурної композиції з конструктивною схемою, оскільки поворот поверхів впливає на просторову роботу перекриттів, центрального ядра жорсткості, колон і балкової системи.

На етапі варіантного проєктування розглянуто декілька композиційних схем висотної будівлі: об'єм з атріумом і чотирма ядрами жорсткості, суцільний паралелепіпед із центральним ядром та систему з чотирьох окремих висотних блоків, з'єднаних мостами. Подальше опрацювання виконано для рішення зі сталевим каркасом по периметру споруди та центральним залізобетонним ядром жорсткості, яке поєднує регулярність планувальної структури, конструктивну зрозумілість і можливість створення гнучкого офісного простору.

Конструктивна система будівлі прийнята ствольною. Основними вертикальними несучими елементами є сталеві колони, розташовані по периметру, та центральне залізобетонне ядро жорсткості. Горизонтальну роботу забезпечують головні балки, балки настилу та монолітні залізобетонні перекриття товщиною 200 мм, улаштовані по профільованому настилу. Центральне ядро об'єднує вертикальні комунікації та забезпечує сприйняття значної частини горизонтальних навантажень, що виникають від вітру та інших експлуатаційних впливів.

Важливим елементом функціональної організації є система вертикального транспорту. У будівлі передбачено пасажирські та пожежні ліфти, а також дві незадимлювані сходові клітки типу Н2. Таке рішення створює умови для щоденної експлуатації офісного центру, забезпечує безпечне переміщення людей між поверхами та відповідає вимогам евакуації у разі пожежі.

Огороджувальні конструкції будівлі прийнято у вигляді світлопрозорого подвійного фасаду. Застосування двокамерних склопакетів із низькоемісійним покриттям і заповненням аргоном дає змогу поєднати природне освітлення офісних приміщень із необхідними теплозахисними властивостями зовнішньої оболонки. Фасад виконує не лише архітектурну функцію, а й впливає на енергетичну ефективність будівлі, комфортність внутрішнього середовища та формування ділового образу офісного центру.

Метою кваліфікаційної роботи є розроблення архітектурно-будівельних, конструктивних і фундаментних рішень будівлі офісного центру з урахуванням висотного характеру споруди, містобудівних умов, вимог енергоефективності,

просторової жорсткості, пожежної безпеки, надійності сталевозалізобетонного каркаса та безпечної експлуатації.

Для досягнення поставленої мети у роботі вирішено такі **завдання**:

1. Виконано варіантне проектування висотної будівлі та розглянуто різні композиційно-конструктивні схеми офісного центру.
2. Проаналізовано кліматичні та інженерно-геологічні умови району будівництва, що впливають на вибір конструктивної системи й фундаментного рішення.
3. Розроблено об'ємно-планувальне рішення висотної офісної будівлі з урахуванням гнучкості планування, вертикальних комунікацій, технічних зон та функціонального зв'язку між поверхами.
4. Прийнято сталевозалізобетонну ствольну конструктивну схему з периметральними сталевими колонами, центральним залізобетонним ядром жорсткості, балковою системою та монолітними перекриттями.
5. Обґрунтовано застосування світлопрозорої фасадної системи та виконано теплотехнічну оцінку огорожувальних конструкцій.
6. Передбачено рішення щодо вертикального транспорту, евакуації людей, пожежної сигналізації, незадимлюваних сходових кліток і вогнестійкості основних конструктивних елементів.
7. Виконано збір постійних, тривалих і короткочасних навантажень на несучий каркас будівлі.
8. Сформовано просторову розрахункову модель будівлі та визначено внутрішні зусилля і переміщення основних конструктивних елементів.
9. Виконано підбір перерізів сталевих колон, основних балок, балок настилу та елементів центрального ядра жорсткості.
10. Розроблено конструктивне рішення вузла з'єднання колони та балки з перевіркою зварних і болтових з'єднань.
11. Проаналізовано ґрунтові умови майданчика та запроєктовано фундаментну систему із забивних паль і монолітних ростверків.

12.Виконано розрахунок стовпчастого фундаменту, перевірено тиск під подошвою, осідання основи та визначено армування фундаментної конструкції.

Вихідними даними для проектування є призначення споруди як будівлі офісного центру, висота будівлі 144 м, квадратна форма плану зі сторонами 90 м, наявність 24 надземних поверхів і підземного рівня, застосування сталевих колон, центрального залізобетонного ядра жорсткості, монолітних перекриттів, скляного фасаду, пасажирських і пожежних ліфтів, а також пальової фундаментної системи.

Методи виконання роботи включають варіантне порівняння об'ємно-конструктивних схем, аналіз кліматичних та інженерно-геологічних умов, теплотехнічний розрахунок світлопрозорих огорожень, моделювання просторової роботи каркаса методом кінцевих елементів у програмному комплексі SCAD, підбір перерізів сталевих елементів, розрахунок вузлів, фундаментів та ґрунтової основи.

Практичне значення роботи полягає у розробленні проєктного рішення висотного офісного центру, яке поєднує ефективне використання міської території, функціональну організацію офісного простору, сучасний світлопрозорий фасад, надійну роботу сталево-залізобетонного каркаса та обґрунтоване фундаментне рішення.

Ключові слова: ОФІСНИЙ ЦЕНТР, ВИСОТНА БУДІВЛЯ, ЯДРО ЖОРСТКОСТІ, СТАЛЕВИЙ КАРКАС, ПАЛЬОВИЙ ФУНДАМЕНТ.

РОЗДІЛ 1

ВАРІАНТНЕ ПРОЄКТУВАННЯ

1.1 Варіант 1

Будівля являє собою прямокутний паралелепіпед ($90 \times 90 \times 150$ м) з атріумом ($30 \times 30 \times 144$ м), з металевим каркасом, чотирма залізобетонними ядрами жорсткості, монолітним залізобетонним диском перекриття та покриття.

Корисна площа — 102744 м^2 ;

Загальна площа — $167362,56 \text{ м}^2$;

Площа забудови — 8464 м^2 ;

Будівельний об'єм — 1218816 м^3 ;

Витрата металу — 23075 т ;

Витрата бетону — 195165 т .

1.2 Варіант 2

Будівля являє собою прямокутний паралелепіпед ($90 \times 90 \times 150$ м) з металевим каркасом, залізобетонним ядром жорсткості, монолітним залізобетонним диском перекриття та покриття.

Корисна площа — 127320 м^2 ; Загальна площа — 175680 м^2 ;

Площа забудови — 8464 м^2 ;

Будівельний об'єм — 1218816 м^3 ;

Витрата металу — 24854 т ;

Витрата бетону — 212535 т .

1.3 Варіант 3

Будівля являє собою чотири прямокутні паралелепіпеди ($30 \times 30 \times 150$ м) з металевим каркасом, залізобетонним ядром жорсткості, монолітним залізобетонним диском перекриття та покриття. Вони з'єднані між собою мостами на 4–12 поверхах.

Корисна площа — 65572,8 м²;

Загальна площа — 108476,16 м²;

Площа забудови — 8464 м²;

Будівельний об'єм — 1218816 м³;

Витрата металу — 14558 т;

Витрата бетону — 107665 т.

РОЗДІЛ 2

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

2.1 Вихідні дані для проєктування та будівництва

2.1.1 Кліматичні умови району будівництва

Середня температура повітря за даними багаторічних спостережень становить $-6,5^{\circ}\text{C}$. Найтепліший місяць — липень, його середня температура $+15,7^{\circ}\text{C}$. Найхолодніший місяць — січень із температурою $-28,7^{\circ}\text{C}$. Найвища температура, зафіксована у за весь період спостережень, — $+31^{\circ}\text{C}$, а найнижча — $-32,8^{\circ}\text{C}$.

Переважаючий напрямок вітру за грудень-лютий — 3. Максимальна із середніх швидкостей вітру за румбами за січень $-4,3\text{ м/с}$.

Переважаючий напрямок вітру за червень-серпень — 3. Мінімальна середня швидкість вітру за румбами за липень — -0 м/с .

Температурний режим

Найхолодніший місяць — січень. Розрахункова температура зовнішнього повітря найхолоднішої п'ятиденки, забезпеченістю 0,98 — -40°C . Абсолютна мінімальна температура повітря -48°C . Середня температура повітря періоду із середньою добовою температурою повітря $\leq 8^{\circ}\text{C}$ — $-6,7^{\circ}\text{C}$.

Найбільш теплий місяць — липень. Розрахункова температура зовнішнього повітря теплого періоду року, забезпеченістю 0,98 — 27°C . Абсолютна максимальна температура повітря -33°C .

Тривалість опалювального періоду.

Тривалість періоду із середньою добовою температурою повітря $\leq 8^{\circ}\text{C}$ — 233 діб.

Вологість.

Зона вологості — нормальна.

Середня місячна відносна вологість повітря найхолоднішого місяця — 78%.

Середня місячна відносна вологість повітря найтеплішого місяця — 70 %.

Опади. Атмосферні опади випадають на поверхню землі у вигляді дощу, снігу, граду, сніжної крупи.

Кількість опадів за листопад-березень — 104 мм.

Кількість опадів за квітень-жовтень — 367 мм.

Річний парціальний тиск водяної пари в—5,1 ГПа.

Сніговий покрив

Кількість днів зі сніговим покривом у році — 164. Максимальна висота снігового покриву —0,62 м.

Характеристика району будівництва:

- кліматичний район - І;
- кліматичний підрайон - І;
- кліматична зона -1 (найменш суворі умови).

2.1.2 Інженерно-геологічні дані будівельного майданчика

Досліджувана ділянка розташована в м. Харків.

Сучасний рельєф майданчика порушений під час будівництва будівель і споруд, огорож, автомобільних доріг, під'їзних залізничних колій, прокладання кабелів та інженерних комунікацій. Абсолютні відмітки майданчика 149,0 — 151,0 м.

У геологічній будові досліджуваної ділянки беруть участь сучасні техногенні та верхньочетвертинні алювіальні відкладення.

Техногенні відкладення неоднорідного складу та складання поширені по всій площі робіт і представлені сумішшю супіску, гальки, піску, потужність відкладень від 0,6 до 0,9 м.

Алювіальні відкладення представлені пиловим піском, пластичним супіском, суглинком м'яко- та тугопластичної консистенції і залягають в інтервалі від 0,6 — 0,9м до 15,7 — 16,2м . Також розкрито гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем в інтервалі глибин від 15,7 — 16,2 до 17,0 м. Відкладення мають повсюдне поширення.

У межах будівельного майданчика виділено 5 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ):

ІГЕ - 1 - Техногенні відкладення, представлені супіском, піском, галькою;

ІГЕ - 2 - Супісок пластичної консистенції, осідаючий;

ІГЕ - 3 - Пісок пилюватий, маловологий, середньої щільності;

ІГЕ - 4 - Суглинка тугопластичної консистенції;

ІГЕ - 5 - Гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем.

У межах майданчика водоносний горизонт підземних вод розкритий в інтервалі глибин 15,7 – 16,2 м. Води гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем. Шар залягає в нижній частині розрізу, має витриману потужність.

За ступенем морозонебезпеки, згідно з п.п. 2.19 табл. Б27, ґрунти, що залягають у межах глибини сезонного промерзання-відтавання (300 см) у природному стані, мають властивості морозного здимання. У межах розглянутої ділянки:

- (ІГЕ-2) Супісок пластичний - слабопучистий, пісок пилюватий, маловологий, середньої щільності - слабопучистий.

При додатковому зволоженні вищезазначених ґрунтів до вологості, що перевищує критичну вологість (до стану повного водонасичення), ґрунт ІГЕ-1 за ступенем морозонебезпеки належатиме до слабопучистих, ІГЕ-2 — до сильнопучистих.

Нормативна глибина сезонного промерзання становить 3,0 м.

2.2 Архітектурно-планувальні та конструктивні рішення

2.2.1 Опис та обґрунтування конструктивних рішень

Проектована будівля являє собою в плані правильний квадрат зі сторонами 90 м.

За відносну відмітку 0,000 прийнято абсолютну відмітку 150,73.

Висота будівлі — 144 м.

Кількість надземних поверхів — 24, підземних — 1.

Висота надземних поверхів, включаючи перший, — 4 м, підземного — —3,4 м.

Конструктивна схема — ствольна з несучими колонами по периметру будівлі та ригелем у вигляді балки.

Вертикальні несучі елементи:

- колони - труби електрозварні прямошовні $1220 \times 20,1020 \times 26,820 \times 26$;
- ядро жорсткості - залізобетонне ядро

Горизонтальні несучі елементи:

- основні балки - двотавр нормальний 100 БЗ;
- перекриття - монолітне залізобетонне товщиною 200 мм з бетону В25 з незнімною опалубкою з профільованого настилу.

Огороджувальні конструкції — скляний подвійний фасад.

Внутрішні перегородки - залізобетонні панелі товщиною 100 мм, клас бетону В15.

Сходи — монолітні залізобетонні марші та майданчики, клас бетону В25.

Шахти ліфтів — монолітні залізобетонні товщиною 300 мм з бетону В25.

У будівлі передбачено встановлення двадцяти пасажирських ліфтів вантажопідйомністю 1600 кг (габарити кабіни $1,6 \times 2,1 \times 2,4$ м) та чотирьох пожежних ліфтів вантажопідйомністю 2500 кг (габарити кабіни $1,8 \times 2,7 \times 2,1$ м). У період нормального функціонування пожежні ліфти використовуються як пасажирські.

2.2.2 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини

Фундаменти — забивні залізобетонні палі-стійки перерізом 300×300 мм (клас бетону В25).

Ростверк — монолітний залізобетонний, клас бетону В25. Армування ростверку здійснюється плоскими сталевими каркасами. Арматурна сталь прийнята класу А-I та А-III.

Під час виконання робіт з влаштування основ та фундаментів слід захищати ґрунти основи від намокання та промерзання як у період будівництва, так і в період експлуатації будівлі.

2.2.3 Дотримання необхідних теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій

Здійснюється на огорожувальну конструкцію (світлопрозора навісна фасадна конструкція).

Градусо-добі опалювального періоду, $^{\circ}\text{C} \cdot \text{доб/рік}$, визначають за формулою:

$$\text{ГСОП} = (t_{\text{в}} - t_{\text{оп}}) \cdot Z_{\text{оп}}, \quad (2.1)$$

де $t_{\text{оп}}$, $Z_{\text{оп}}$ — середня температура зовнішнього повітря, $^{\circ}\text{C}$, та тривалість, діб/рік, опалювального періоду, що приймаються згідно з правилами для періоду із середньодобовою температурою зовнішнього повітря не більше 8°C ;

$t_{\text{в}}$ - розрахункова температура внутрішнього повітря будівлі, $^{\circ}\text{C}$, згідно з класифікацією приміщень та мінімальними значеннями оптимальної.

$$\text{ГСОП} = (20 - (-6,7)) \cdot 233 = 6221,1$$

Залежно від будівлі та виду огорожувальної конструкції приймаємо базове значення необхідного опору теплопередачі огорожувальної конструкції $R_0^{\text{Тр}} = 0,551 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$.

Нормоване значення приведенного опору теплопередачі огорожувальної конструкції $R_0^{\text{норм}}$, $(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})/\text{Вт}$, слід визначати за формулою:

$$R_0^{\text{норм}} = R_0^{\text{Тр}} \cdot m_p, \quad (2.2)$$

де m_p — коефіцієнт, що враховує особливості регіону будівництва. У розрахунку за формулою (2.2) приймається рівним 1.

$$R_0^{\text{норм}} = 0,551 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}.$$

Приведений опір теплопередачі фрагмента теплозахисної оболонки будівлі $R_0^{\text{пр}}$, ($\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$):

$$R_0^{\text{пр}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_{\text{о.с.пак}} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}, \quad (2.3)$$

Де $\alpha_{\text{в}}$ — коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, $\text{Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$, що приймається згідно з таблицею 4;

$\alpha_{\text{н}}$ — коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції, $\text{Вт} / (\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$, що приймається згідно з таблицею 6 ;

$R_{\text{о.с.пак}}$ — опір теплопередачі центральної частини склопакета, ($\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$), що приймається як для двокамерного склопакета з двома стеклами з низькоемісійним м'яким покриттям із заповненням аргоном.

$$R_0^{\text{пр}} = \frac{1}{8} + 1,44 + \frac{1}{23} = 1,608 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}.$$

Розрахункове значення приведенного опору теплопередачі становить $R = 1,608 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{Вт}$, що перевищує нормоване значення $R = 0,551 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C} / \text{В}$.

2.2.4 Пожежна безпека

Принципи забезпечення пожежної безпеки базуються на виконанні таких основних протипожежних заходів:

- недопущення пожежі з технічних причин;
- створення умов для раннього виявлення можливої пожежі;
- створення умов для безпечної евакуації людей та матеріальних цінностей;
- створення умов для успішного гасіння пожежі та рятування людей.

Ступінь вогнестійкості будівлі — II.

Витяжна вентиляція з машинних приміщень ліфтів здійснюється через вогнезатримуючий клапан.

Межі вогнестійкості будівельних конструкцій:

- несучі елементи будівлі - R 180;
- міжповерхові перекриття (у т. ч. горищні) - REI 180;
- шахти ліфтів і стіни сходових клітин - REI 180;

На шляхах евакуації при оздобленні приміщень застосовані важкозаймисті матеріали.

Передбачена пожежна сигналізація.

Кожен поверх проєктованої будівлі має два евакуаційні виходи. Для евакуації використовуються дві незадимлювані сходові клітки типу Н2 (з підпором повітря під час пожежі). Ширина маршів і майданчиків 1,35 м, із зазором між маршами сходів шириною в плані в світлі 75 мм.

Сходові марші та майданчики мають огорожі з поручнями висотою 900 мм.

2.2.5 Внутрішнє оздоблення приміщень

Сходові клітки:

- стелі - затирка, фарбування;
- стіни - затирка, фарбування.

Ліфтові холи:

- стелі - підвісна стеля типу "Armstrong";
- з/б - затирка, фарбування, затирка гіпсокартонних, фарбування;
- метал - фарбування.

Санвузли, кімнати прибирального інвентарю, тамбури санвузлів:

- стелі - рейкові металеві;
- стіни — затирка, облицювання глазурованою керамічною плиткою.

ЦПУ СБ, ЦПУ СПЗ:

- стелі — підвісна стеля типу «Armstrong»;
- стіни — затирка, фарбування.

Офісні приміщення:

- стелі - підвісна стеля типу "Armstrong";

- метал - фарбування.

Тамбур:

- стеля - утеплювач $\delta = 100$ мм.
- стеля рейкова металева;
- стіни - вітражі з алюмінієвого профілю із заповненням двокамерним склопакетом 4М1-14Аг-4М1-16Аг-К4-Р1А.

Двері:

- внутрішні - дерев'яні (кімнати персоналу, санвузли, кімнати прибирального інвентарю),
- зовнішні - двостулкові та розсувні, виконуються з алюмінієвого профілю зі світлопрозорим заповненням з двокамерного склопакета СПД 4М1-12Аг-4М1-12Аг-К4-Р1А.

РОЗДІЛ 3

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ, ВКЛЮЧАЮЧИ ФУНДАМЕНТИ

3.1 Об'ємно-планувальні та конструктивні характеристики об'єкта проєктування

Конструктивна схема - ствольна з несучими колонами по периметру будівлі та ригелем у вигляді балки.

Форма будівлі в плані - квадрат зі стороною 90 метрів.

Сталеві конструкції - ядро жорсткості, колони, основні балки.

Залізобетонні конструкції — перекриття, сходово-ліфтовий вузол

Висота — 144 м.

Кількість поверхів — 25.

Загальна площа—61000 м² , у т.ч. корисна—47500 м² .

Висота поверху—4,0 м.

Опис: будівля являє собою сталевий каркас із залізобетонними перекриттями на профільованому настилі. Кожен наступний поверх повернений відносно попереднього на 2 градуси. Перекриття над останнім поверхом повернено на 60 градусів відносно підлоги першого поверху. Щоб протистояти скручувальному зусиллю, ядро жорсткості слід виконати у вигляді круглої труби, тому представляємо його у вигляді вісімнадцятикутника, з колонами у вершинах кутів і зварною решіткою. По периметру будівлі розташовуються сталеві колони, з'єднані 12-метровою балкою між собою і такою ж балкою з колонами ядра жорсткості. По основних балках розташовуються балки настилу, на які спирається монолітне залізобетонне перекриття. Несучі сталеві конструкції не змінюють свого положення по поверхах, повертається тільки перекриття.

Конструкції:

- ядро жорсткості — залізобетонне ядро;
- колони - труби електрозварні прямошовні;
- основні балки — двотавр нормальний (Б);
- перекриття - монолітне залізобетонне товщиною 200 мм;

— сходово-ліфтовий вузол - монолітний залізобетонний товщиною 300 мм.

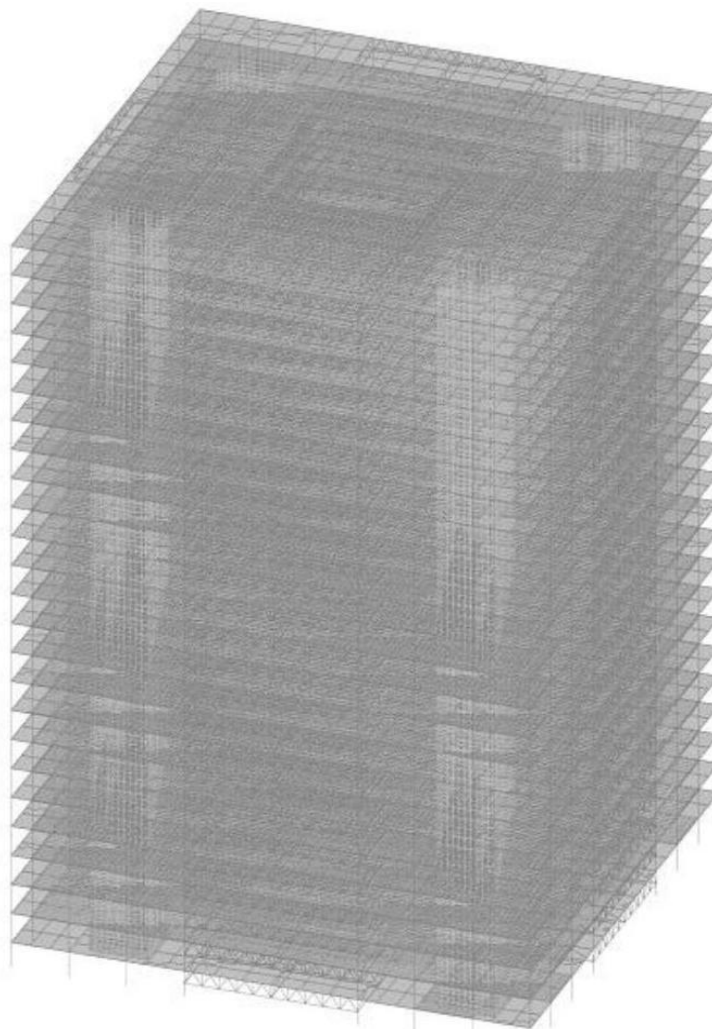


Рисунок 3.1 - 3D-модель каркаса будівлі

3.2 Обчислення навантажень, що діють на каркас

Навантаження на каркас будівлі збираються згідно з ДБН «Навантаження та впливи».

1. Постійні навантаження:

— власна вага металевих конструкцій (колони, головні балки, ядро жорсткості, балки настилу) - враховується автоматично в програмному комплексі SCAD; коефіцієнт надійності за навантаженням — 1,05 ;

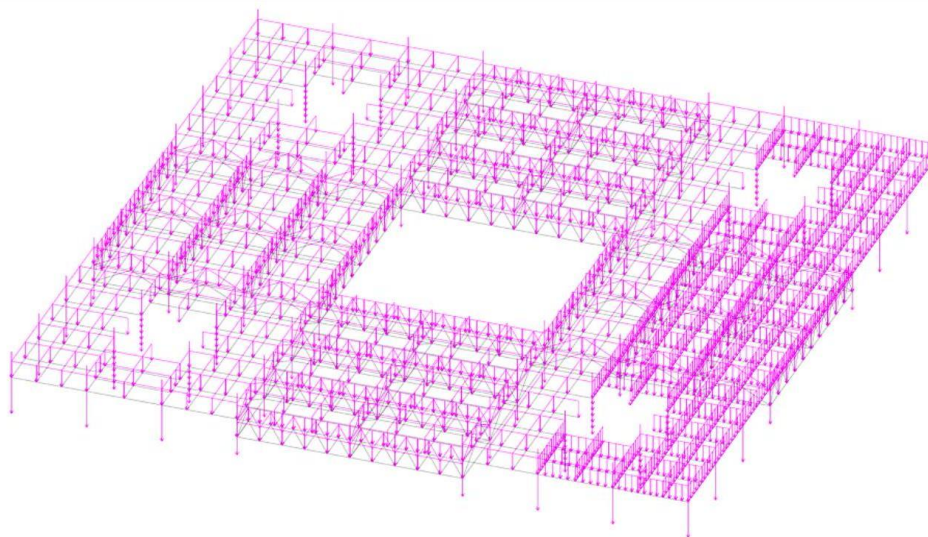


Рисунок 3.2 - Схема розподілу власної ваги металевих конструкцій

— власна вага залізобетонних конструкцій (перекриття, шахта ліфта) - враховується автоматично в програмному комплексі SCAD; коефіцієнт надійності за навантаженням—1,1 .

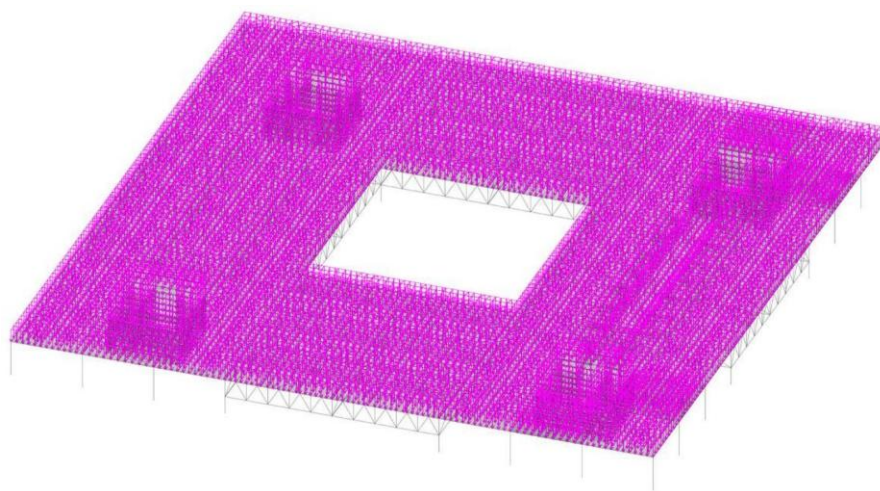


Рисунок 3.3 - Схема розподілу власної ваги залізобетонних конструкцій

2. Тривалі навантаження:

— вага тимчасових перегородок -2кН/м^2 ; коефіцієнт надійності за навантаженням — 1,2 . Задається як рівномірно розподілена по плиті переkritтя. Схема розподілу як від ваги залізобетонних конструкцій.

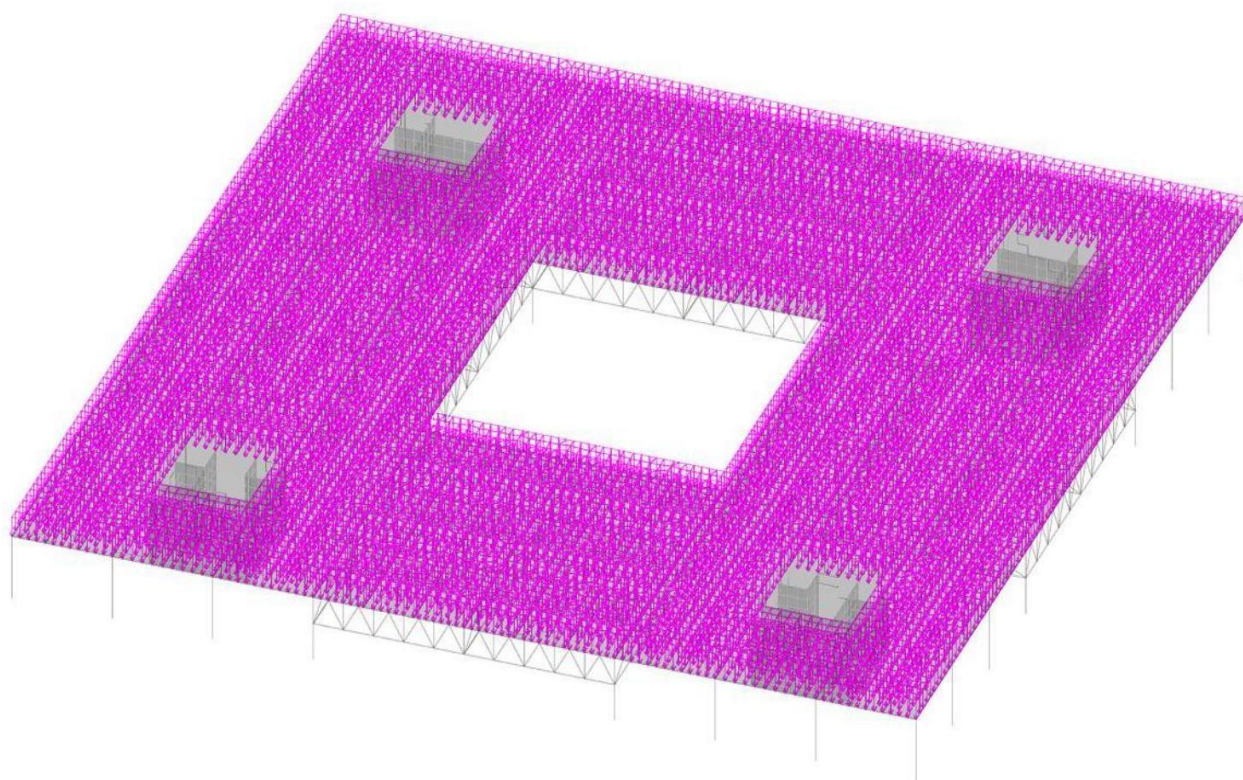


Рисунок 3.3 - Схема розподілу власної ваги тимчасових перегородок

3. Короткочасні навантаження:

– рівномірно розподілене -2кН/м^2 (10кН/м^2 на технічні поверхи); коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,2. Задається як рівномірно розподілене по плиті перекриття. Схема розподілу як від ваги тимчасових перегородок (див. рисунок 3.3);

снігове навантаження - розрахунок виконано в SCAD.

Таблиця 3.1 — Результати розрахунку снігового навантаження за методом SCAD

Параметр	Значення	Одиниці вимірювання
Місцевість		
Сніговий район	III	
Нормативне значення снігового навантаження	0,126	т/м^2
Тип місцевості	С - Міські райони із забудовою будівлями висотою понад 25 м	
Середня швидкість вітру взимку	3	м/с
Середня температура січня	-20	$^{\circ}\text{C}$
Будівля		

Таблиця 3.2 - Результати розрахунку вітрового навантаження з навітряного боку

Вихідні дані		
Вітровий район	III	
Нормативне значення вітрового тиску	0,038 т/м ²	
Тип місцевості	С - міські райони із забудовою будівлями висотою понад 25 м	
Тип споруди	Вертикальні та такі, що відхиляються від вертикалі не більше ніж на15° поверхні	
Параметри		
Поверхня	Навітряна поверхня	
Крок сканування	1 м	
Коефіцієнт надійності за навантаженням φ_f	1,4	
Н	120	м

Таблиця 3.3 - Результати розрахунку вітрового навантаження з підвітряного боку

Вихідні дані		
Вітровий район	III	
Нормативне значення вітрового тиску	0,038 Т/м ²	
Тип місцевості	С - міські райони із забудовою будівлями висотою понад 25 м	
Тип споруди	Вертикальні та такі, що відхиляються від вертикалі не більше ніж на 15° поверхні	
Параметри		
Поверхня		Підвітряна поверхня
Крок сканування		1 м
Коефіцієнт надійності за навантаженням □		1,4
Н	120	м

Вітрове навантаження (пульсаційна складова). Для розрахунку приймаємо такі комбінації навантажень: вага металевих конструкцій, вага залізобетонних конструкцій, тимчасові перегородки;

— вага металевих конструкцій, вага залізобетонних конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно розподілене;

— вага металевих конструкцій, вага залізобетонних конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно розподілене навантаження, сніг;

- вага металевих конструкцій, вага залізобетонних конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно розподілене навантаження, вітер;
- вага металевих конструкцій, вага залізобетонних конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно розподілене навантаження, сніг, вітер.
- вага металевих конструкцій, вага залізобетонних конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно розподілене навантаження, вертоліт;
- вага металевих конструкцій, вага залізобетонних конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно розподілене навантаження, сніг, вертоліт;
- вага металевих конструкцій, вага залізобетонних конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно розподілене навантаження, вітер, вертоліт;
- вага металевих конструкцій, вага залізобетонних конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно розподілене навантаження, сніг, вітер, вертоліт;
- вага металевих конструкцій, вага залізобетонних конструкцій, рівномірно розподілене навантаження, вітер (без знижувальних коефіцієнтів).

3.3 Результати розрахунку

Після задавання навантажень і попереднього визначення характеристик жорсткості конструкцій виконуємо підбір перерізів елементів. Результати підбору занесемо до таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 - Результати підбору перерізів

Конструкція	Значення
Верхня колона	Труби електрозварні прямошовні 820x26
Колона нижня	Труби електрозварні прямошовні 1020x26
Колона ядра жорсткості	Труби електрозварні прямошовні 1220x20
Стійка ядра жорсткості	Квадратні труби 450 × 22,0
Пояс ядра жорсткості	Квадратні труби з 100 × 8,0
Скос ядра жорсткості	Квадратні труби 100 × 8,0
Головна балка	Двотавр нормальний (Б) 100 БЗ
Балка настилу	Двотавр нормальний (Б) 30Б1
Балка настилу в ядрі жорсткості	Двотавр нормальний (Б) 60Б1
Стійка для плит	Квадратні труби 350 × 20,0

Результати розрахунку представимо у вигляді звіту про переміщення та зусилля, отримані в програмному комплексі SCAD.

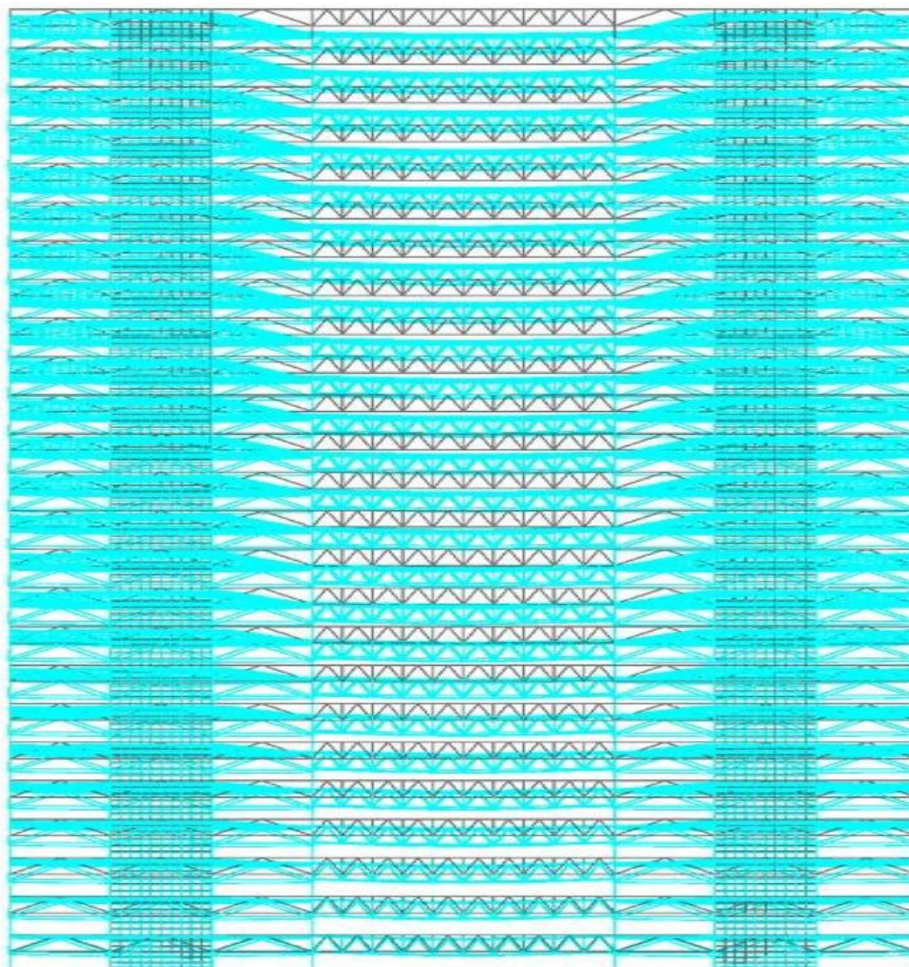


Рисунок 3.4 - Схема деформування від навантажень

Сумарне переміщення від навантажень:

- власна вага металевих конструкцій - 13,33 мм;
- власна вага залізобетонних конструкцій - 103,36 мм;
- рівномірно розподілене - 57,74 мм;
- тимчасові перегородки - 50,74 мм;
- вертолїт -0,39 мм ;
- снігова - 13,25 мм;
- вітрове навантаження (середня складова) — 44,19 мм;
- вітрове (пульсація) — 31,31 мм.

Максимальні поздовжні зусилля:

- нижня колона—12405,6кН ;
- колонна верхня -7267,8кН ;
- колонна ядра жорсткості -18662,8 кН;
- стійка ядра жорсткості - -10710,3 кН.
- стійка для плит—4951,7 кН.

Максимальні поперечні зусилля:

- нижня колона—111,1кН ;
- колонна верхня -1416,5 кН;
- колонна ядра жорсткості -327,3 кН;
- стійка ядра жорсткості -86,4кН ;
- стійка для плит -10,8кН .

Максимальні згинальні моменти:

- нижня колона —182,2кН · м ;
- колонна верхня - 1032,9 кН•м;
- колон ядра жорсткості -1004,0кН · м ;
- стійка ядра жорсткості -527,3кН · м ;
- стійка для плит —101,5кН · м ;
- основна балка —2039,5 кН•м;
- балка настилу—3,5кН ;
- балка настилу в ядрі жорсткості—439,9 кН•м.

3.4 Конструювання вузлів

Прийmemo товщину накладки $t_H = 18$ мм. Сталь накладки С345.

Умовна поперечна сила:

$$Q_{fic} = 202,23\text{кН} \quad (3.1)$$

Момент, що згинає кріплення в площині:

$$M_{nn} = \frac{Q_s l}{2} = \frac{202,23 \cdot 1,0}{2} = 101,12 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.2)$$

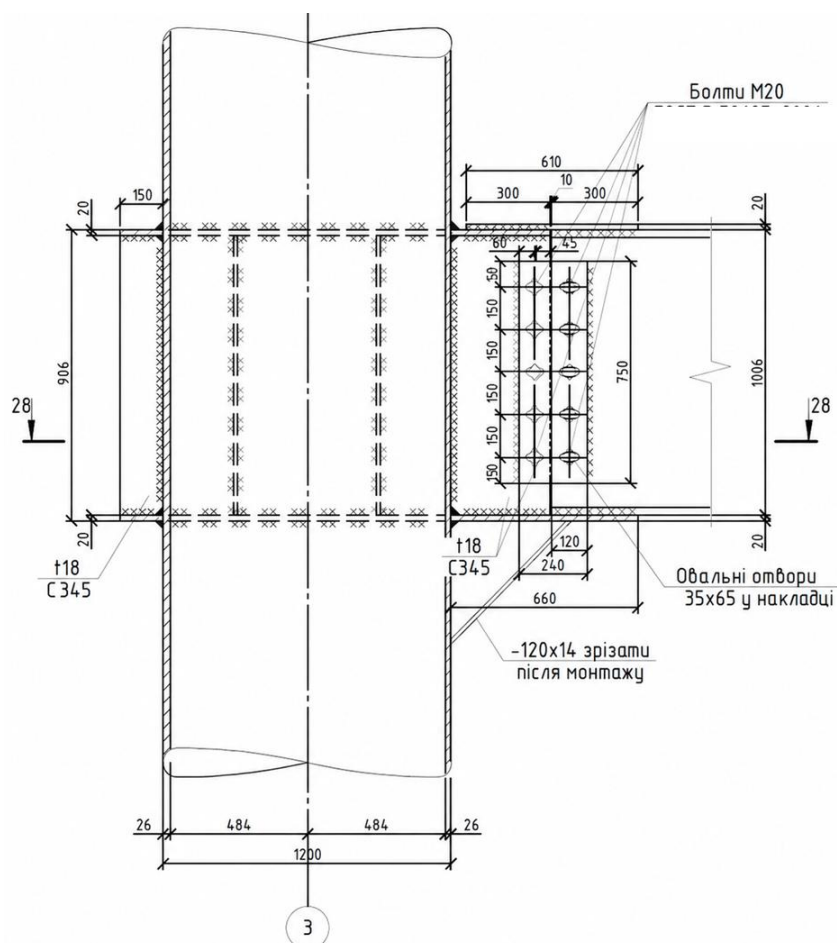


Рисунок 3.5 - Вузол 6

Катет вертикальних швів, що кріплять накладки до колони та балки, визначається за найбільшим значенням:

$$k_f \geq \frac{\sqrt{36M_{np}^2 + Q_{fic}^2}}{\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} \quad (3.3)$$

$$k_f \geq \frac{\sqrt{36 \cdot (101,12)^2 + (202,23)^2}}{0,7 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = \frac{1639,54}{133} = 15,33 \text{ мм}$$

Де $\beta_f = 0,7$ і $\beta_z = 1$ - коефіцієнти, що приймаються для напівавтоматичного зварювання.

Остаточно приймаємо катет шва $k_f = 16$ мм.

Перевіряємо зварні шви за двома перерізами:

1. по металу шва

$$\tau_{\omega f} = \sqrt{\left(\frac{M}{W_{af}}\right)^2 + \left(\frac{R_{EH}}{A_{af}}\right)^2} \leq R_{af} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c \quad (3.4)$$

$$W_{\omega f} = \frac{2\beta_f \cdot k_f \cdot \ell_{\omega}^2}{6} \quad (3.5)$$

$$\ell_{\omega} = \ell - 1 \text{ см} \quad (3.6)$$

Приймаємо ручне зварювання. Електроди товстопокрівні. Тип електродів Е50 для С345.

$$W_{cr} = \frac{2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot (20 - 1)^2}{6} = 84,23 \text{ см}^3$$

$$A_{cr} = 2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w = 2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot (20 - 1) = 26,6 \text{ см}^2 \quad (3.5)$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{\left(\frac{101,12}{84,23}\right)^2 + \left(\frac{202,23}{26,6}\right)^2} = 7,70 \text{ кН/см}^2 \leq 22 \text{ кН/см}^2$$

2. по металу межі сплавлення

$$W_{cr} = \frac{2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (20 - 1)^2}{6} = 120,33 \text{ см}^3$$

$$A_{cr} = 2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w = 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (20 - 1) = 38 \text{ см}^2$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{\left(\frac{101,12}{120,33}\right)^2 + \left(\frac{202,23}{38}\right)^2} = 5,39 \text{ кН/см}^2 \leq 22 \text{ кН/см}^2 \quad (3.6)$$

Необхідна довжина зварних швів, через які передається зусилля:

1. при розрахунку по металу шва:

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{-254,12}{0,75 \cdot 0,012 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = 660,32 \text{ мм} \quad (3.7)$$

2. при розрахунку по металу межі сплавлення:

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{-254,12}{1 \cdot 0,012 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = 520,24 \text{ мм} \quad (3.8)$$

де $\beta_f = 0,7$ і $\beta_z = 1$ - коефіцієнти, що приймаються для напівавтоматичного зварювання.

Довжину вертикальних швів приймаємо 780 мм.

Товщину пластини призначаємо $t_{pl} = 20$ мм,

Визначимо довжину швів, що з'єднують пластину і балку:

$$N = \frac{M}{l} = \frac{-40,5}{0,5} = -81,0 \text{ кН}$$

Необхідна довжина зварних швів, через які передається зусилля:

3. при розрахунку по металу шва

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{-81,0}{0,75 \cdot 0,012 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = 547,37 \text{ мм} \quad (3.9)$$

4. при розрахунку по металу межі сплавлення

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{-81,0}{1 \cdot 0,012 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = 535,53 \text{ мм} \quad (3.10)$$

Довжину шва приймаємо 610 мм.

Клас міцності болтів при роботі на розтяг або зріз прийемо 8,8. Марка сталі Ст3пс2. Болти М20 для з'єднання деталей товщиною не більше 60 мм. Попередньо прийемо 5 болтів.

$$\begin{aligned}
 R_{bt} &= 450 \text{ Н/мм} \\
 R_{bs} &= 330 \text{ Н/мм} \\
 R_{bp} &= 580 \text{ Н/мм} \\
 A_{bn} &= 2,45 \text{ см}^2 \\
 A_b &= 3,14 \text{ см}^2 \\
 n_s &= 1
 \end{aligned}$$

Розрахунок болтового з'єднання на розтягнення

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c \quad (3.11)$$

де N_{bt} - несуча здатність одного болта на розтягнення;

R_{bt} - розрахунковий опір болта на розтягнення;

A_{bn} - площа поперечного перерізу нетто;

γ_c - коефіцієнт умов роботи,

$$N_{bt} = 45890 \cdot 2,45 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 10 = 112,4 \text{ кН}$$

Якщо з'єднання працює на зріз, то необхідно перевірити 2 умови: -
розрахунок на зріз:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c \quad (3.12)$$

де N_{bs} — несуча здатність одного болта на зріз;

R_{bs} - розрахунковий опір болта на зріз;

A_b - площа перерізу болта бруто ;

n_s - кількість зрізів одного болта (якщо болт з'єднує 2 пластини, то кількість зрізів дорівнює одному, якщо 3, то 2 і т.д.);

γ_b - коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання;

γ_c - коефіцієнт умов роботи.

$$N_{bs} = 33650 \cdot 3,14 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10 = 105,7 \text{ кН}$$

Розрахунок на зминання:

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c \quad (3.13)$$

де N_{bp} - несуча здатність одного болта на зминання;

R_{bp} - розрахунковий опір болта на зминання;

d_b - зовнішній діаметр стрижня болта;

$\sum t$ - найменша сумарна товщина з'єднуваних елементів, що зминаються в одному напрямку (якщо болт з'єднує 2 пластини, то береться товщина однієї найтоншої пластини, якщо болт з'єднує 3 пластини, то обчислюється сума товщин для пластин, які передають навантаження в одному напрямку, і порівнюється з товщиною пластини, що передає навантаження в іншому напрямку, і береться найменше значення);

γ_b - коефіцієнт умов роботи болтового з'єднання.

γ_c - коефіцієнт умов роботи.

$$N_{bp} = 59140 \cdot 18 \cdot 10^{-2} \cdot 0,04 \cdot 1 \cdot 1 = 425,81 \text{ кН}$$

Перевірка з'єднання, що працює на зріз і розтяг

$$\sqrt{(N_s/N_{bs})^2 + (N_t/N_{bt})^2} \leq 1 \quad (3.14)$$

де N_s, N_t - зусилля, що діють на болт, зрізні та розтягувальні відповідно;

N_{bs}, N_{bt} - розрахункові зусилля.

$$\sqrt{(-81,0/105,7)^2 + (66,7/112,4)^2} = 0,94 \leq 1. \text{ Перевірка виконана.}$$

РОЗДІЛ 4

ФУНДАМЕНТИ

4.1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Досліджувана ділянка розташована в м. Харків.

Сучасний рельєф майданчика порушений під час будівництва будівель і споруд, огорож, автомобільних доріг, під'їзних залізничних колій, прокладання кабелів та інженерних комунікацій. Абсолютні відмітки майданчика 149,0 – 151,0 м.

У геологічній будові досліджуваної ділянки беруть участь сучасні техногенні та верхньочетвертинні алювіальні відкладення.

Техногенні відкладення неоднорідного складу та складання поширені по всій площі робіт і представлені сумішшю супіску, гальки, піску, потужність відкладень від 0,6 до 0,9 м.

Алювіальні відкладення представлені пиловим піском, пластичним супіском, суглинком м'яко- та тугопластичної консистенції і залягають в інтервалі від 0,6 – 0,9 м до 15,7 – 16,2 м. Також розкрито гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем в інтервалі глибин від 15,7 – 16,2 до 17,0 м. Відкладення мають повсюдне поширення.

У межах будівельного майданчика виділено 5 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ):

ІГЕ-1 - Техногенні відкладення, представлені супіском, піском, галькою;

ІГЕ-2 - Супісок пластичної консистенції, просадочний;

ІГЕ-3 - Пісок пиловатий, маловологий, середньої щільності;

ІГЕ-4 - Суглинка тугопластичної консистенції;

ІГЕ-5 - Гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем.

У межах ділянки водоносний горизонт підземних вод розкритий в інтервалі глибин 15,7 – 16,2 м (абс. відм. 133,99 – 134,58 м). Води безнапірні, пластового типу. Водовміщуючими породами є ІГЕ-5 гальковий ґрунт з піщаним заповнювачем. Шар залягає в нижній частині розрізу, має витриману потужність.

5. (ІГЕ-2) Супісок пластичний - слабопучистий, пісок пилюватий, маловологий, середньої щільності - слабопучистий.

При додатковому зволоженні вищезазначених ґрунтів до вологості, що перевищує критичну вологість (до стану повного водонасичення), ґрунт ІГЕ-1 за ступенем морозонебезпеки буде належати

Нормативна глибина сезонного промерзання становить 1,0 м.

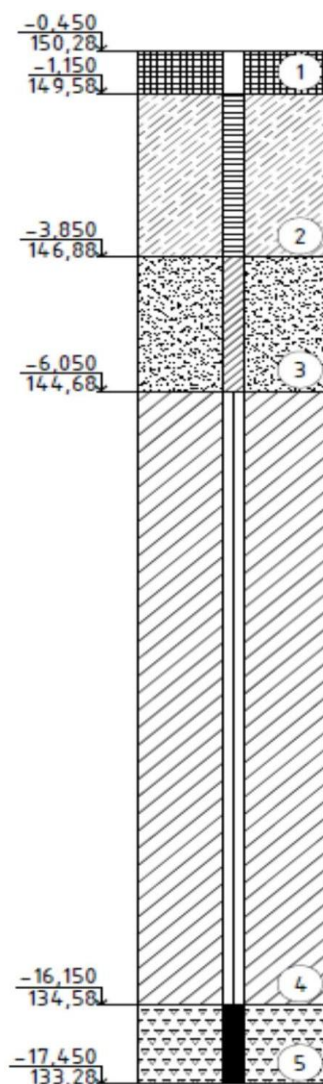


Рисунок 4.1 - Інженерно-геологічна колонка

4.2 Проектування стовпчастого фундаменту

4.2.2 Визначення глибини закладення фундаменту

Глибину закладення фундаменту d обираємо виходячи з:

1. конструктивних особливостей будівлі (наявність підвалу):

$$-(3,3 + 0,2 + 0,5) = -3,8\text{м},$$

де 0,5 — мінімальна глибина закладення фундаменту за наявності підвалу;

2. глибини промерзання пучинистого ґрунту:

Розрахункова глибина промерзання супесків визначається за формулою (4.1).

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} \quad (4.1)$$

де k_h - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, $k_h = 0,7$;

d_{fn} - нормативна глибина сезонного промерзання.

$$d_f = 0,7 \cdot 1,1 = 0,77 \text{ м.}$$

На глибині 5,6 м залягає пілоподібний пісок, який не є пучистим.

3. ґрунтових умов:

На колону припадає значне навантаження N , тому доцільно збільшити глибину закладення фундаменту до 1,5 м .

Таким чином, приймаємо відмітку підшови фундаменту $-(3,3 + 0,2 + 1,5) = -5,0$ м. Глибина закладення фундаменту $d = 1,5$ м.

4.2.3 Визначення попередніх розмірів фундаменту та розрахункового опору

Попередньо площу підшови стовпчастого фундаменту визначаємо за формулою (2).

$$A = \frac{(N_{\max})/\gamma_f}{R_0 - \gamma_{cp}d} \quad (4.2)$$

де $N_{\max}$ - розрахункове навантаження, $N_{\max} = 12405,6$ кН;

γ_f — коефіцієнт надійності за навантаженнями, $\gamma_f = 1,15$;

γ_{cp} - усереднена питома вага фундаменту та ґрунту на його обрізах;

$$\gamma_{cp} = 20 \text{ кН/м}^3;$$

$$R_0 = 250 \text{ кПа.}$$

$$A = \frac{12405,6/1,15}{250 - 20 \cdot 1,5} = 49,03 \text{ м}^2$$

Приймаємо квадратний фундамент. У першому наближенні розміри підосви приймаємо: $b = l = \sqrt{A} = \sqrt{49,03} = 7 \text{ м}$, з урахуванням модульності розмірів приймаємо 7,2 м.

Тоді розрахунковий опір ґрунтів основи:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}) \quad (4.3)$$

де M_γ, M_q, M_c – коефіцієнти, що залежать від φ ;

k – коефіцієнт, що враховує надійність визначення характеристик s і φ ;

k_z – коефіцієнт, що приймається рівним 1 при ширині фундаменту $b < 10 \text{ м}$;

γ_{II} – питома вага ґрунту нижче підосви фундаменту, кН/м^3 ;

γ'_{II} – питома вага ґрунту вище підосви фундаменту, кН/м^3 ;

c_{II} розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підосвою фундаменту, кПа ;

d_1 – глибина закладення фундаменту нижче підлоги підвалу, м ;

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

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1,2}{1} (1,15 \cdot 1 \cdot 7,2 \cdot 17,56 + 5,59 \cdot 1,5 \cdot 16,4 + (5,59 - 1) \cdot 2 \cdot 16,4 + 7,95 \cdot 0,1) = 651,4 \text{ кПа.}$$

З огляду на те, що в процесі будівництва можливе погіршення властивостей ґрунтів основи, у практиці проектування значення R обмежують, приймаючи його для пилюватих пісків не більше 300 кПа .

Обмежуємо R до 350 кПа. Перераховуємо A :

$$A = \frac{12405,6/1,15}{350 - 20 \cdot 1,5} = 33,71 \text{ м}^2$$

Приймаємо: $b = l = 6 \text{ м}$, $A = 36 \text{ м}^2$.

4.2.4 Приведення навантажень до підосви фундаменту

$$N^I = \frac{N}{1,15} + N_\phi \quad (4.5)$$

де N_ϕ – навантаження від ваги фундаменту;

N – розрахункові навантаження.

$$N_\phi = d \cdot b \cdot l \cdot \gamma_{cp} \quad (4.6)$$

$$M^I = \frac{M_k}{1,15} + \frac{Q_k \cdot d}{1,15}, \quad (4.7)$$

$$Q^I = \frac{Q_k}{1,15}, \quad (4.8)$$

$$\begin{aligned} N^I &= \frac{12405,6}{1,15} + 1,5 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 20 = 11867,5 \text{ кН} \\ M^I &= \frac{114,5}{1,15} - \frac{85,5 \cdot 1,5}{1,15} = -12,0 \text{ кН} \cdot \text{м} \\ Q^I &= \frac{-85,5}{1,15} = -74,3 \text{ кН} \end{aligned}$$

4.2.5 Перевірка умов щодо тисків

Перевіряємо умови (9), (10), (11) при $b = l = 6 \text{ м}$, $A = 36 \text{ м}^2$, $W = 36 \text{ м}^3$, $R = 350 \text{ кПа}$.

де W — момент опору підосви ґрунту.

$$P_{cp} \leq R \quad (4.9)$$

$$P_{\max} \leq 1,2R \quad (4.10)$$

$$P_{\min} \geq 0,$$

$$P_{\text{cp}} = \frac{N^I}{A} \quad (4.11)$$

$$P_{\max} = \frac{N^I}{A} + \frac{M^I}{W} \quad (4.13)$$

$$P_{\min} = \frac{N^I}{A} - \frac{M^I}{W} \quad (4.14)$$

$$P_{\text{cp}} = \frac{11867,3}{36} = 329,7 \text{ кПа}$$

$$P_{\max} = \frac{11867,3}{36} + \frac{12,0}{36} = 332,9 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} = \frac{11867,3}{36} - \frac{12,0}{36} = 326,4 \text{ кПа.}$$

$$P_{\text{cp}} = 329,7 \text{ кПа} < R = 420 \text{ кПа},$$

$$P_{\max} = 332,9 \text{ кПа} < 1,2R = 360 \text{ кПа},$$

Умови задовольняються, остаточно приймаємо розміри фундаменту: $b = l = 6 \text{ м}$, $A = 36 \text{ м}^2$.

4.2.6 Визначення пошарового підсумовування

Розрахунок основи за деформаціями полягає у перевірці умови (4.15).

$$S \leq Su, \quad (4.15)$$

де S — очікувана деформація фундаменту, середнє осідання.

S_u - гранична сукупна деформація основи та споруди ($S_u = 10 \text{ см}$)

Порядок розрахунку:

На інженерно-геологічний розріз наносять контури фундаменту; на розрізі проставляють усі відносні відмітки покрівлі шару, рівня підземних вод, підосви фундаменту.

Напластування ґрунтів нижче підшви фундаменту поділяють на шари товщиною не більше $0,4 b$.

$$h_1 = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 2,1 = 0,84 \text{ м.}$$

Визначають природний тиск на межі шарів і будують епюру за формулою.

$$\delta_{zq0} = \gamma' \cdot d, \quad (4.16)$$

де δ_{zq0} - тиск на рівні підшви фундаменту.

γ' - середньозважена питома вага ґрунту вище підшви фундаменту.

Потім додаємо тиск від кожного нижчого шару $\gamma_i h_i$

$$\delta_{zq0(1)} = 39,06 \text{ кПа.}$$

$$\delta_{zq} = \delta_{zq0} + \sum h_i \cdot \gamma_i, \quad (4.17)$$

Визначаємо додатковий тиск під підшвою фундаменту P_0 .

$$P_0 = P_{cp} \cdot \delta_{zq0}, \quad (4.18)$$

$$P_0 = 331,86 - 39,06 = 292,8 \text{ кПа.}$$

Визначають напруження

$$\delta_{zpi} = \alpha \cdot P_0, \quad (4.19)$$

де α - коефіцієнт розсіювання.

Визначається умовна межа стискуваної товщі, до якої слід враховувати додаткові напруження та осідання, що при цьому виникають.

$$\delta_{zqp} = 24,01 \leq 0,2 \cdot \delta_{zq} = 30,07 \text{ кПа.}$$

Для кожного шару в межах стискуваної товщі визначається середнє напруження $(\delta_{zqP(i)} + \delta_{zqP(i+1)})/2$.

Визначається осідання кожного шару.

$$S_i = \frac{h \cdot \beta \cdot \delta z_{pcp}}{E}, \quad (4.20)$$

де β - коефіцієнт, що приймається рівним 0,8 ;

E - модуль деформацій i -го шару.

$S = 10,78 \text{ см} \leq S_u = 12 \text{ см}$ - умова виконується

4.2.7 Проектування стовпчастого фундаменту

Параметри фундаменту: $d = 1,5 \text{ м}$, $b = l = 6 \text{ м}$. Колона сталева круглого перерізу діаметром 1020 мм. Переріз підколони $b_{cf} \times l_{cf} = 2400 \times 2400 \text{ мм}$. Підколону проектуємо повнотілою з постійним перерізом. Висота фундаменту: $h = 1,5 \text{ м}$. Призначаємо кількість і розміри сходинок:

У напрямку сторони 1: $\frac{(l-l_{cf})}{2} = \frac{6000-2400}{2} = 1800 \text{ мм}$. Приймаємо 3 сходинок з вильотом 600 мм і висотою 300 мм.

У напрямку сторони 2: $\frac{(b-b_{cf})}{2} = \frac{6000-2400}{2} = 1800 \text{ мм}$. Приймаємо 3 сходинок з вильотом 600 мм і висотою 300 мм.

Розрахунок арматури плитної частини фундаменту

Розраховуємо арматуру плитної частини фундаменту. Результати наведено в таблиці 4.1

Таблиця 4.1 — Розрахунок арматури плитної частини фундаменту

Перетин	Виліт	$N \cdot c_i^2 \cdot 2 \cdot l(b)$	$1 + \frac{6 \cdot e_0}{l} - \frac{4 \cdot e_0 \cdot c_i}{l^2}$	$M, \text{кН} \cdot \text{м}$	α_m	ξ	h_0	$A_s, \text{см}^2$
1-1	0,6	372,2	1,01	375,9	0,087	0,954	0,25	43,18
2-2	1,2	1488,7	1,01	1503,6	0,09	0,953	0,55	78,59
3-3	1,8	3349,5	1,01	3383	0,113	0,940	0,85	116
1"-1"	0,6	372,2	1	372,2	0,086	0,955	0,25	42,71
2"-2"	1,2	1488,7	1	1488,7	0,089	0,953	0,55	77,81
3"-3"	1,8	3349,5	1	3349,5	0,112	0,940	0,85	114,85

$$N = N_{\max} \quad (4.21)$$

$$M = M_{\max} + Q_d e = \frac{M}{N} \quad (4.22)$$

$$N = 12405,6 \text{ кН}$$

$$M = -4,5 - 85,5 \cdot 1,5 = -132,8 \text{ кНм}$$

$$e = \frac{132,8}{12405,6} = 0,011 \text{ м}$$

Конструємо сітку С – 1.

Оскільки $b > 3 \text{ м}$, то армування здійснюється двома сітками.

Сітки нижнього ряду мають робочу арматуру в напрямку l , верхні - в напрямку b . Крок робочої арматури -200 мм, розподільної -600 мм.

У напрямку -30 стрижнів робочої арматури і 10 розподільної, у напрямку b – 30 стрижнів робочої арматури і 10 розподільної.

Діаметр арматури приймаємо в напрямку l приймаємо за сортаментом: робоча - для 30Ø25 А – III – $A_s = 147,27 \text{ см}^2$, що більше 116 см^2 , розподільна - 10Ø8А – I – $A_s = 5,03 \text{ см}^2$, у напрямку b : робоча - для 30Ø25 А – III – $A_s = 147,27 \text{ см}^2$, що більше 116 см^2 , розподільна - 10Ø8 А – I – $A_s = 5,03 \text{ см}^2$.

Довжину стрижнів приймаємо 5550 мм.

Підколонник армуємо двома сітками С – 2, приймаючи робочу (поздовжню) арматуру конструктивно Ø12А-III з кроком 200 мм, поперечну Ø6 А – I з кроком 600 мм, причому передбачаємо її тільки на ділянці від дна стакана до підосви. Довжина робочих стрижнів 1450 мм, кількість у сітці 12.

Довжина поперечної арматури – 2350 мм, кількість у сітці - 3.

Специфікація елементів у таблиці 4.2 відомості про витрату сталі в таблиці 4.3.

Таблиця 4.2 - Специфікація елементів

Позиція	Назва	Кількість	Маса, кг
1	C-1	2	663,4
2	C-2	2	17
1	Ø25 А-III, l = 5550	60	1283
3	Ø 12А-III, l = 1450	24	30,9
4	Ø8 А – I, l = 5550	20	43,8
5	Ø6 А – I, l = 2350	6	3,1
	Фм - 3	1	-
	Бетон В20	м ³	25,1

Таблиця 4.3 - Вимовий розрахунок витрати сталі

Марка елемента	Витрата арматури				Разом, кг	Загальна витрата, кг
	А – I		А – III			
C – 1	-	21,9	-	641,5	663,4	1326,8
C – 2	1,55	-	15,45	-	17	34

4.3 Проектування пальового фундаменту

4.3.1 Вибір висоти ростверку та довжини паль

Висоту ростверку кушового пальового фундаменту приймаємо за формулою $h_p = 1,5$ м , відмітку підшви — за формулою $d_p = -5,0$ м .

Виконуємо інженерно-геологічний розріз, на який наносимо відмітки ростверку біля паль.

В якості несучого шару вибираємо гальковий ґрунт, що залягає з відмітки $-16,15$ м, оскільки це крупноуламковий ґрунт і паля буде працювати як паля-стійка. Заглиблення в такі ґрунти проектується не менше $0,5$ м. Таким чином, приймаємо палі довжиною 12 м (С120.30); відмітка нижнього кінця палі становитиме $-16,7$ м , а заглиблення в гальковий ґрунт $-0,55$ м .

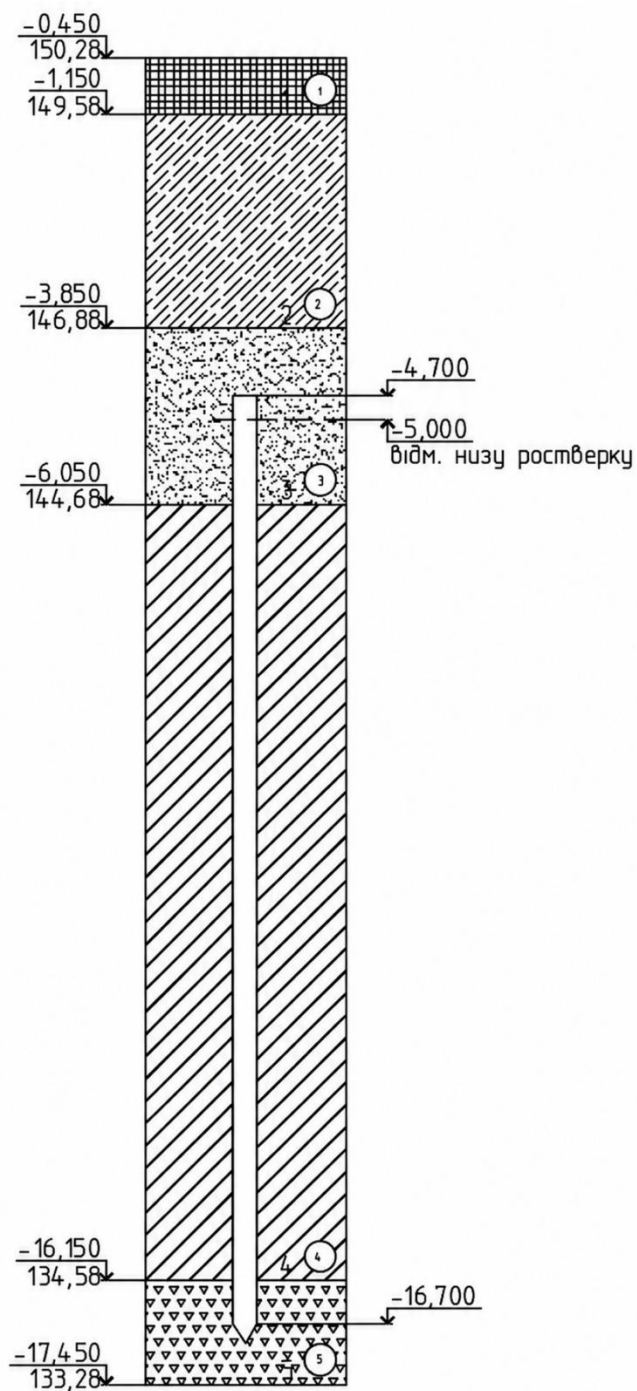


Рисунок 4.2 - Інженерно-геологічний розріз та відмітки ростверку біля паль

4.3.2 Визначення несучої здатності палі

Визначаємо несучу здатність палі:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A \quad (4.23)$$

де γ_c — коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 1,0;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа, для забивних паль-опор приймається 20000 кПа;

A - площа поперечного перерізу палі, м^2 ;

$$F_d = 1 \cdot 20000 \cdot 0,09 = 1800 \text{ кН}.$$

Допустиме навантаження на палю становить $F_d/\gamma_k = 1,15 \cdot 1800/1,2 \cdot 1,4 = 1232,1$ кН. Це більше, ніж приймають у практиці проєктування та будівництва, тому обмежуємо допустиме навантаження на палю до 800 кН .

4.3.3 Визначення кількості паль у ростверку

Визначаємо кількість паль:

$$n = \frac{\sum N_i}{\frac{F_d}{\gamma_k} - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}} \quad (4.24)$$

Де $\sum N_i$ - сума вертикальних навантажень на обрізі ростверку в комбінації $N_{\max}$, причому навантаження приймаються для розрахунку за І граничним станом, кН;

$0,9 d_p \gamma_{cp}$ - навантаження, що припадає на одну палю від ростверку ($0,9$ – площа ростверку, що припадає на одну палю, м^2 ;

d_p - глибина закладення ростверку, м;

γ_{cp} - усереднена питома вага ростверку та ґрунту на його обрізах, що приймається 20 кН/м .)

$$n = \frac{12405,6}{800 - 0,9 \cdot 1,5 \cdot 20 - 1,1 \cdot 10 \cdot 2,73} = 15,9 \text{ свай}.$$

Приймаємо 16 паль. Палі розміщуємо в 4 ряди з відстанню між осями паль 900 мм. Розмір ростверку, враховуючи його виступи за зовнішні грані паль на 150 мм, становитиме 3300×3300 мм .

Розміщення паль у куці показано на рисунку 4.3.

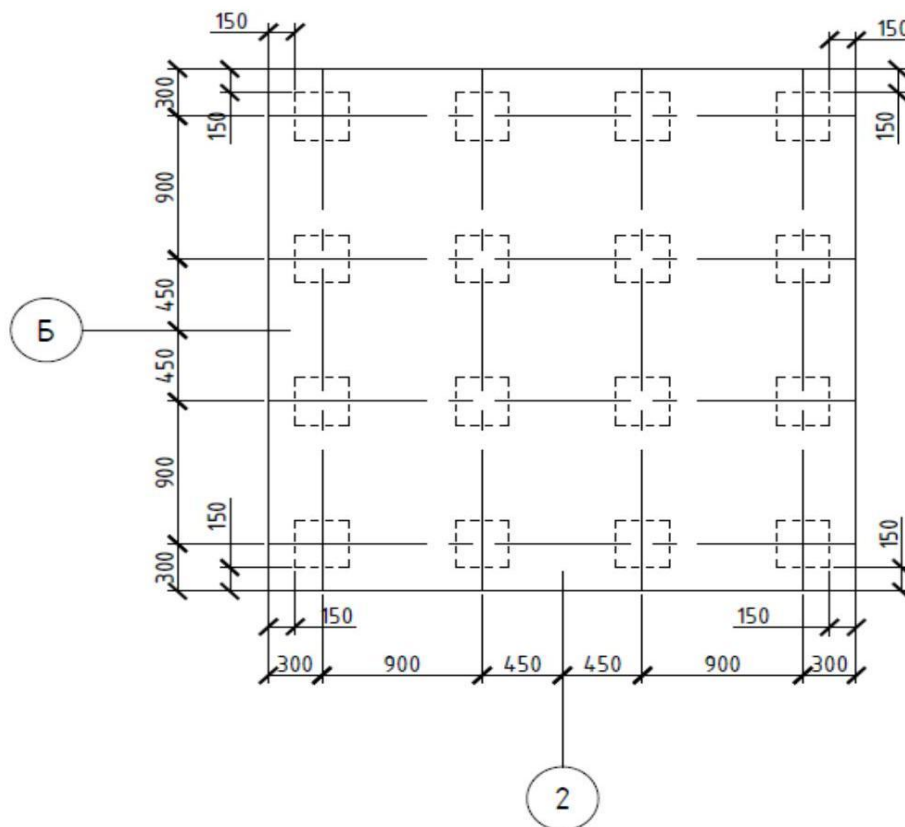


Рисунок 4.3 - Схема розташування паль

4.3.4 Приведення навантажень до підшви ростверку

Схема навантажень на ростверк для обох комбінацій наведена на рисунку 4.4 Навантаження від ростверка N_p становитиме:

$$N' = N_k + N_p \quad (4.25)$$

$$N_p = 1,1 \cdot d_p \cdot b_p \cdot l_p \cdot \gamma_{cp}, \quad (4.26)$$

де 1,1 - коефіцієнт надійності за навантаженням; b_p, l_p - розміри ростверку в плані.

$$M' = M_k + Q_k \cdot h_p \quad (4.27)$$

$$Q' = Q_k \quad (4.28)$$

$$N_p = 1,1 \cdot 1,5 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 20 = 297 \text{кН}.$$

$$M' = 114,5 + 85,5 \cdot 1,5 = 242,8 \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$Q' = 85,5 \text{кН}.$$

4.3.5 Визначення навантаження на кожну палю

Основним критерієм проєктування пальових фундаментів є умова:

$$N_{\text{пл}} \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (4.29)$$

Визначаємо навантаження на палі за формулами:

$$N_{\text{пл}} = \frac{N'}{n} \pm \frac{M'_x \cdot y}{\sum y_i^2} - 1,1 \cdot 10 \cdot g_{\text{св}} \quad (4.30)$$

$$Q_{\text{пл}} = \frac{Q'}{n} \quad (4.31)$$

де n — кількість паль;

y - відстань від осі куца до осі палі, в якій визначається зусилля;

y_i - відстань від осі куца до осі кожної палі, м; знак моменту залежить від того, в яких палях визначаються зусилля.

$$N_{\text{пл}}^{1,2,3,4} = \frac{12702,6}{16} - \frac{242,8 \cdot 1,35}{4 \cdot 1,35^2} + 1,1 \cdot 10 \cdot 2,73 = 769,3 \text{кН};$$

$$N_{\text{пл}}^{5,6,7,8} = \frac{12702,6}{16} - \frac{242,8 \cdot 0,45}{4 \cdot 0,45^2} + 1,1 \cdot 10 \cdot 2,73 = 720,2 \text{кН};$$

$$N_{\text{пл}}^{9,10,11,12} = \frac{12702,6}{16} + \frac{242,8 \cdot 0,45}{4 \cdot 0,45^2} + 1,1 \cdot 10 \cdot 2,73 = 837,7 \text{кН};$$

$$N_{\text{пл}}^{13,14,15,16} = \frac{12702,6}{16} + \frac{242,8 \cdot 1,35}{4 \cdot 1,35^2} + 1,1 \cdot 10 \cdot 2,73 = 788,5 \text{кН};$$

$$Q_{\text{пл}} = \frac{85,5}{16} = 5,3 \text{кН}.$$

Усі умови виконуються. Навантаження занесемо до таблиці.

Таблиця 4.5 — Дані для розрахунку несучої здатності паль

№ паль	Навантаження	
	№ _{пл}	Q _{пл}
1,2,3,4	769,3	
5,6,7,8	720,2	5,3
9,10,11,12	837,7	
13,14,15,16	788,5	

4.3.6 Розрахунок на продавлювання ростверку колоною

Проведемо розрахунок паль на горизонтальне навантаження. За графіками на рис. 8 [2] визначаємо значення коефіцієнта за найгіршими значеннями I_L та e . Для пілоподібних пісків $\text{приймаємо} = 0,6$, тоді $K = 12000 \text{ кН/м}^4$. За графіком на рис. 9 [2] для паль довжиною $\geq 8 \text{ м}$ і при коефіцієнті $K = 12000 \text{ кН/м}^4$ визначаємо одиничне переміщення від $Q_{CB} = 1 \text{ кН}$: $\varepsilon_H = 0,33 \text{ мм}$.

Загальне горизонтальне переміщення $U_p = \varepsilon_H \cdot Q_{CB}$; $U_p = 0,33 \cdot 5,6 = 1,85 \text{ мм}$

(5,6 кН — максимальне горизонтальне навантаження на одну палю). $U_p < U_u = 10 \text{ мм}$, тому можна приймати гнучке з'єднання паль з ростверком, однак ґрунти є пучинистими, тому проектуємо жорстке з'єднання.

При жорсткому з'єднанні одиничний момент у з'єднанні $M_H = 1,15 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (для паль довжиною $\geq 7 \text{ м}$ при коефіцієнті $K = \frac{12000 \text{ кН}}{\text{м}^4}$), а загальний момент у з'єднанні $M_{пл} = 1,15 \cdot Q_{пл}$

$$M_{пл} = 1,15 \cdot 5,3 = 6,1 \text{ кН} \cdot \text{м у комбінації}$$

$$M_{пл} = 1,15 \cdot 5,6 = 6,4 \text{ кН} \cdot \text{м у II комбінації.}$$

Для паль довжиною 12 м типова поздовжня арматура 4 Ø14А-III при класі бетону В25. При значеннях $N_{пл}$ і названих вище моментах міцність такої палі достатня, оскільки точка перетину $N_{пл}$ і $M_{пл}$ лежить нижче графіка, що відповідає типовому армуванню палі.

4.3.7 Проектування ростверку

Розміри ростверку 3300 x 3300 мм. Проектуємо ростверк суцільною плитою висотою 1,5 м . Перевіряємо ростверк на продавлювання колоною.

Перевірка здійснюється за формулою:

$$F \leq \frac{2R_{bt}}{\alpha} \left(\frac{h_{0p}}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_{0p}}{c_2} (l_c + c_1) \right), \quad (4.32)$$

де F - розрахункова сила продавлювання, кН, що дорівнює подвоєній сумі навантажень на палі, розташовані з одного найбільш навантаженого боку від осі колони і знаходяться поза нижньою основою піраміди продавлювання;

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

h_{0p} - робоча висота перерізу ростверку, м, приймається рівною відстані від дна стакана до площини робочої арматури плитної частини;

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

α – коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили N через стінки стакана, приймаємо 0,85

Сила продавлювання F визначається як подвоєна сума зусиль у зв'язках з більш навантаженого боку ростверку.

Розрахуємо зусилля в палях від навантажень M і N , прикладених до обрізу ростверку:

$$N = 12405,6 \text{ кН};$$

$$M' = 114,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Зусилля в палях наведені в таблиці 4.6

Таблиця 4.6 - Зусилля в палях

№ паль	Зусилля в палях, кН
1,2,3,4	744,5
5,6,7,8	742,8
9,10,11,12	747,8
13,14,15,16	746,2

Приймаємо для розрахунку силу продавлювання:

$$F = 2 \cdot (746,2 \cdot 4 + 747,8) = 7465,2 \text{ кН}$$

$$c_1 = 0,58 \text{ м}, c_2 = 0,58 \text{ м}.$$

$$F = 7465,2 > \frac{2 \cdot 750}{0,85} \left(\frac{1,45}{0,58} \cdot (1,02 + 0,58) + \frac{1,45}{0,58} \cdot (1,02 + 0,58) \right) \\ = 14117,6 \text{ кН}$$

мова виконується.

Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею проводиться за формулою:

$$N_{\text{пл}} < R_{bt} \cdot h_{01} \cdot (\beta_1(b_{02} + 0,5c_{02}) + \beta_2(b_{01} + 0,5c_{01})), \quad (4.33)$$

де $N_{\text{пл}}$ — найбільше зусилля в кутовій палі, кН, що визначається на основі навантажень на рівні підшви ростверку = 837,7 кН ;

h_{01} - робоча висота ступеня ростверку = 1,5 м ;

b_{01}, b_{02} - відстані від внутрішніх граней паль до зовнішніх граней ростверку, м, $b_{01} = b_{02} = 0,45 \text{ м}$; c_{01}, c_{02} - відстані від внутрішніх граней паль до підколонника, м, $c_{01} = c_{02} = 0,58 \text{ м}$;

β_1, β_2 - коефіцієнти, що приймаються за табл. 3 [2], $\beta_1 = 0,85, \beta_2 = 0,6$. Тоді:

$$837,7 < 750 \cdot 1,45 \cdot (0,85 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,58) + 0,6 \cdot (0,45 + 0,5 \cdot 0,58)) \\ = 1166,9 \text{ кН}$$

Умова виконується.

Проводимо розрахунок ростверку на вигин. Моменти в перерізах визначаємо за формулами:

$$\begin{aligned} M_{xi} &= \sum N_{пли} x_i, \\ M_{yi} &= \sum N_{пли} y_i, \end{aligned} \quad (4.34)$$

Де $N_{пли}$ – розрахункове навантаження на палю, кН (таблиця 7);

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

$$M_{1-1} = 4 \cdot 769,3 \cdot 0,84 = 2584,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M'_{1-1} = (769,3 + 720,2 + 837,7 + 785,5) \cdot 0,84 = 2614,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Розрахунок перерізу арматури проводимо за вказівками [1], результати розрахунку зведені в таблицю 4.7.

Таблиця 4.7- Розрахунок арматури для пальового фундаменту

Перетин	M, кН · м	α_m	ξ	h_{oi}	$A_s, \text{см}^2$
1 – 1	2584,8	0,048	0,976	1,45	50,04
1' – 1'	2614,7	0,049	0,975	1,45	50,17

Армуємо підшву ростверку двома сітками С – 1 . Приймаємо арматуру першого ряду у напрямку l – 17020 А – III_s = 50,27 см² , що більше 50,04 см² , у напрямку b – 6Ø8 А – I з A_s = 2,51 см² ; другого ряду у напрямку l – 17020 А – III з A_s = 50,27 см² , що більше 50,17 см² , у напрямку b – 6Ø8 А – I з A_s = 2,51 см² . Довжину стрижнів приймаємо 3250 мм.

Специфікація елементів у таблиці 4.8, відомості про витрату сталі в таблиці 4.9.

Таблиця 4.8 - Специфікація елементів

Таблиця № 1 Специфікація елементів					
Позиція	Назва		Кількість	Маса, кг	Примітка
	Залізобетонні палі				
	С 120.30		17	2730	
	Монолітний ростверк РСм-3				
1	С - 1		2	134,65	
	Деталі				
1		Ø22, l = 3250 мм	34	256,5	
2		Ø8, l = 3250 мм	12	12,8	
	Матеріали	Бетон В15	м ³	16,3	

Таблиця 4.9 — Відомість про витрату сталі

Марка елемента	Витрата арматури				Разом, кг	Загальний витрата, кг
	А – І		Ø10	Ø12	Ø22	
С – 1	-	6,4	-	-	128,25	134,65
Разом: 269,3						

4.3.8 Вибір пальового обладнання

Вибираємо для забивання паль механічний молот. Відношення маси ударної частини молота m_4 до маси паль m_2 має бути не менше 1,25 (як для паль-стійок). Оскільки $m_2 = 2,73$ т для кущового пальового фундаменту, приймаємо масу молота $m_4 = 3,5$ т.

Відбиток приймаємо за формулою:

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d(F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}, \quad (4.36)$$

де E_d — енергія удару, кДж, що дорівнює 69,3 кДж;

A - площа поперечного перерізу палі, m^2 ;

η - коефіцієнт, що приймається для залізобетонних паль рівним 1500 кН/м ;

F_d - несуча здатність палі, кН (приймаємо F_d виходячи з прийнятої $F_d/\gamma_k = 800 \text{ кН}$, тобто $F_d = 800 \cdot 1,4 = 1120 \text{ кН}$);

m_1 - повна маса молота, що дорівнює 7,65 т;

m_2 - маса палі, т;

m_3 - маса наголовника (приймаємо $m_3 = 0,2$ т).

$$S_a = \frac{69,3 \cdot 1500 \cdot 0,09}{1120 \cdot (1120 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{7,65 + 0,2 \cdot (2,73 + 0,2)}{7,65 + 2,73 + 0,2} = 0,0066 \text{ м} = 0,66 \text{ см.}$$

$$0,66 > 0,2 \text{ см.}$$

Відхилення знаходиться в рекомендованих межах, молот обрано правильно.

РОЗДІЛ 5

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

5.1 Загальні положення

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Зона монтажу позначена знаками безпеки та попереджувальними написами.

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

Струмопровідні частини електроустановок, а також розводка тимчасових електромереж напругою до 1000 В ізольовані, огорожені або розміщені в місцях, недоступних для випадкового дотику до них. Будівельний майданчик забезпечений аптечками з медикаментами та засобами для надання першої медичної допомоги [24].

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

допускається встановлення сигнальних огорож, що відповідають вимогам національних стандартів.

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

5.3 Вимоги безпеки при складуванні матеріалів і конструкцій

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

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

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

Матеріали, вироби, конструкції та обладнання при складуванні на будівельному майданчику та робочих місцях повинні укладатися наступним чином [24]: стінові панелі — у касети або піраміди (панелі перегородок — у касети вертикально); ригелі та колони — у штабель висотою до 2 м на підкладках і з прокладками; дрібносортовний метал — у стелаж висотою не більше 1,5 м; великогабаритне та важке обладнання та його частини — в один ярус на

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

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

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

Притуляти (опирати) матеріали та вироби до огорож, дерев та елементів тимчасових і капітальних споруд не допускається [24].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено проєкт будівлі офісного центру висотного типу. Запропоноване рішення орієнтоване на раціональне використання міської території, формування значної площі для офісної діяльності, організацію безпечних вертикальних комунікацій і забезпечення надійної роботи несучих конструкцій.

Поставленої мети досягнуто шляхом розроблення архітектурно-будівельних, розрахунково-конструктивних і фундаментних рішень офісного центру з урахуванням висотного характеру споруди, кліматичних та інженерно-геологічних умов майданчика, вимог енергоефективності, пожежної безпеки й просторової жорсткості каркаса.

На етапі варіантного проєктування розглянуто кілька композиційно-конструктивних схем висотної будівлі: споруду з атріумом і чотирма ядрами жорсткості, суцільний об'єм із центральним ядром та систему з окремих висотних блоків, поєднаних мостами. Для подальшого опрацювання прийнято схему зі сталевими колонами по периметру та центральним залізобетонним ядром жорсткості, яка забезпечує конструктивну зрозумілість, регулярність планування та можливість формування гнучкого офісного простору.

Будівлю запроектовано квадратною в плані, розмірами 90×90 м, заввишки 144 м, з 24 надземними поверхами та одним підземним рівнем. Архітектурну виразність споруди формує поступове повертання кожного наступного поверху на 2° відносно попереднього. Верхнє перекриття має сумарний поворот на 60° відносно першого поверху, що створює динамічний силует будівлі та водночас визначає підвищені вимоги до роботи ядра жорсткості, колон і перекриттів.

Об'ємно-планувальне рішення передбачає розміщення офісних, комунікаційних, технічних і допоміжних приміщень у межах висотної споруди. Вертикальний зв'язок між поверхами забезпечується пасажирськими та пожежними ліфтами, а також двома незадимлюваними сходовими клітками типу

Н2. Прийнята система комунікацій забезпечує зручність щоденної експлуатації офісного центру та безпечну евакуацію людей у разі пожежі.

Конструктивну систему будівлі прийнято ствольною. Її основними вертикальними елементами є сталеві колони, розташовані по периметру, та центральне залізобетонне ядро жорсткості. Горизонтальні навантаження сприймаються монолітними залізобетонними перекриттями товщиною 200 мм, головними балками та балками настилу. Центральне ядро об'єднує сходово-ліфтові вузли, бере участь у забезпеченні просторової незмінності будівлі та сприймає значну частину горизонтальних вітрових впливів.

Для огорожувальних конструкцій застосовано світлопрозору подвійну фасадну систему. Використання двокамерних склопакетів із низькоемісійним покриттям і заповненням аргоном забезпечує природне освітлення офісних приміщень, зменшує тепловтрати та формує сучасний діловий образ споруди. Виконана теплотехнічна оцінка підтвердила відповідність прийнятої фасадної конструкції вимогам теплозахисту.

У роботі опрацьовано рішення пожежної безпеки: передбачено пожежну сигналізацію, незадимлювані сходові клітки, пожежні ліфти, вогнестійкість основних несучих конструкцій, а також використання матеріалів із необхідними показниками пожежної небезпеки на шляхах евакуації. Такі рішення спрямовані на своєчасне виявлення пожежі, безпечне переміщення людей і створення умов для роботи пожежно-рятувальних підрозділів.

У розрахунково-конструктивному розділі сформовано просторову модель сталєво-залізобетонного каркаса в програмному комплексі. Під час моделювання враховано власну вагу металевих і залізобетонних конструкцій, навантаження від тимчасових перегородок, корисні навантаження, снігові та вітрові впливи, включно з пульсаційною складовою вітру. За результатами розрахунку визначено внутрішні зусилля, переміщення та підібрано перерізи основних несучих елементів.

Для каркасу прийнято сталеві трубчасті колони, головні балки, балки настилу, елементи центрального ядра жорсткості та монолітні перекриття по

профільованому настилу. Окремо виконано конструювання вузла з'єднання колони та балки, перевірено роботу зварних швів і болтових з'єднань. Прийняті рішення забезпечують надійне передавання зусиль між елементами сталевих каркаса.

Фундаментни запроєктовано з урахуванням значних навантажень від висотної споруди та умов ґрунтової основи. Основним рішенням прийнято забивні залізобетонні палі-стійки з монолітними залізобетонними ростверками. Таке рішення дає змогу передати навантаження від каркаса та ядра жорсткості на більш надійні галькові ґрунти з піщаним заповнювачем. Додатково в роботі розглянуто стовпчастий фундамент, виконано перевірку тиску під подошвою, осідання основи та визначено необхідне армування.

У роботі виконано основні завдання проектування будівлі офісного центру: проведено варіантне опрацювання конструктивно-планувальних схем, розроблено архітектурне та об'ємно-планувальне рішення, прийнято ствольну конструктивну систему, виконано просторовий розрахунок каркаса, підібрано основні сталеві елементи, розроблено вузлові з'єднання, обґрунтовано пальове фундаментне рішення та передбачено заходи пожежної безпеки. Прийняті рішення є взаємопов'язаними й відповідають темі роботи .

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Биків, Н. З. (2020). Застосування сплавів з пам'яттю форми для підвищення стійкості конструкцій при динамічних навантаженнях. Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 26-26.
9. Hud, M., Koval, I., & Frankiv, M. (2024). Переваги та недоліки легких сталевих тонкостінних конструкцій. *SWorldJournal*, (25-02), 15-22.
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Hud, M., Chornomaz, N., Ihnatieva, V., & Koval, I. (2022). Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool. *Вісник Тернопільського національного технічного університету*, 106(2), 133-137.
12. Конончук, О. П., Лещук, М. Р., Винницький, М. В., Лещишена, О. В., Бариш, С. В., & Антоняк, Я. В. (3.5). Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі

сучасних технологій “, 20-20.

13. Кіцак, І., & Коваль, І. В. (2022). Визначальні фактори енергоефективності будівлі. *Матеріали V Міжнародної студентської науково-технічної конференції "Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання"*, 146-146.

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

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

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

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

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

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

20. ДСТУ Б В.2.7-233:2010 Будівельні матеріали. Склопакети клеєні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 38 с.

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

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

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

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

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

26. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.
27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.
28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. — 64 с.
29. Ясній, В. П., & Микитишин, Т. (3.7). Вплив форми та розміру зразків на міцність бетону за стиску. Вісник Тернопільського національного технічного університету, 111(3.8), 97-105.
30. Щепановський, В., Лебедєва-Скочеляс, Н., Янковий, С., & Ясній, В. П. (3.9). Моделювання поведінки залізобетонної балки підсиленої сплавом із пам'яттю форми. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 47-48.
31. Політов, Л. Л., & Коваль, І. В. (2020). Принципи проектування сейсмостійких будівель. *Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 1, 115-115.
32. Древницький, В. І., & Коваль, І. В. (2020). Теплоізоляція стіни різними ізоляційними шарами. *Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 1, 62-62.
33. Гаврилишин, Р. І., & Коваль, І. В. (2023). Вогнестійкість EPS сендвіч-панелей. *Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“*, 27-27.
34. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. — 38 с.
35. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. — 50 с.