

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістра

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект офісної будівлі в Умані з дослідженням
напружено-деформівного стану каркасу

Виконав: студент 6 курсу, групи МБМ-61
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності)

Риндич Н. І.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Ігнат'єва В. Б.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

Рецензент Бобик М.П.
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20__ р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Риндичу Назарію Івановичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект офісної будівлі в Умані з дослідженням
напружено-деформівного стану каркасу

Керівник роботи Ігнат'єва Вікторія Борисівна, к.т.н. доцент
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «__» _____ 20__ року № _____

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

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

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
6-8 листів формату А1

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ.....	7
1.1 Вихідні дані для проектування та будівництва	7
1.1.1 Кліматичні умови району будівництва	7
1.1.2 Інженерно-геологічні дані будівельного майданчика.....	8
1.1.3 Оцінка сейсмічності району будівництва та інших можливих природних впливів	9
1.2 Варіантне проектування	10
1.2.1 Варіант 1	10
1.2.2 Варіант 2	10
1.2.3 Варіант 3	10
1.3 Опис та обґрунтування конструктивних рішень.....	11
1.4 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини	12
1.5 Пожежна безпека	12
1.6 Внутрішнє оздоблення приміщень.....	13
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	15
2.1 Об'ємно-планувальні та конструктивні характеристики об'єкта проектування.....	15
2.2 Обчислення навантажень, що діють на каркас.....	16
2.2.2 Конструювання вузлів	20
2.3 Фундаменти	24
2.3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва	24
2.3.2 Проектування стовпчастого фундаменту	26
2.3.3 Проектування пальового фундаменту.....	33
2.4 Висновок	40
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	41
3.1 Результати розрахунку	41
РОЗДІЛ 4 ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ ТА ОХОРОНА ПРАЦІ.....	45
4.1 Основні рішення з охорони праці	45

	4
4.1.1 Заходи з охорони праці при бетонуванні	47
4.1.2 Освітлення будівельного майданчика і місць робіт.....	51
4.1.3 Заходи щодо зниження вібрації і шуму від використовуваної будівельної техніки та установок	52
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях.....	53
4.2.1 Законодавча база України	53
4.2.2 Стійкість споруди від ударної хвилі	53
4.2.3 Пожежна безпека об'єкту.....	57
ВИСНОВКИ	59
БІБЛІОГРАФІЯ	60

ВСТУП

Проектований об'єкт - висотна офісна будівля.

Доцільність використання металокаркасу зростає з висотою будівлі; чим вища будівля, то очевидніші - зокрема і в грошовому вираженні - переваги металокаркасу:

- швидкість будівництва - "коробка" збирається вдвічі швидше за монолітний аналог, що дає загальне збільшення швидкості будівництва на 20-30%;
- висока якість - використовуються деталі заводського виготовлення;
- всесезонність будівництва навіть у віддалених районах;
- свобода і варіативність планувань;
- зменшення кількості робітників на будмайданчику вдвічі;
- економія на фундаменті (до 30%) внаслідок меншої маси будівлі;
- ефективність при будівництві в обмежених умовах;
- більша сейсмостійкість, більша стійкість до вібрацій, ніж у інших будівельних матеріалів.

Актуальність теми. Висотні будівлі на основі металокаркасу - це новий крок у розвитку будівництва. Тому ця тема є актуальною і відповідає всім сучасним вимогам.

Мета роботи: Розробка проекту офісної будівлі з дослідженням напружено-деформівного стану металевих каркасу.

Об'єкт досліджень – металевий каркас громадської будівлі.

Предмет дослідження – переміщення металевих каркасу будівлі громадської будівлі при дії експлуатаційних навантажень.

Доцільність проведення спричинена тим, що отримані висновки дозволять підвищити ефективність та тривалість використання структурних елементів в громадських будівлях.

Завдання роботи:

- розробити основні конструктивні та архітектурні рішення будівлі офісної будівлі;

- виконати розрахунок основних несучих конструкцій будівлі офісу;
- виконати статичний розрахунок просторового каркасу будівлі офісу;
- розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

Методи дослідження – скінченно-елементний з використанням прикладного програмного пакету.

Галузю застосування результатів роботи є проектування нових, реконструкція та експлуатація існуючих громадських будівель.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в тому, що отримала подальший розвиток методика моделювання роботи металевих каркасів громадської будівлі.

Практичне значення отриманих результатів. Отримані в роботі результати досліджень можуть бути використані для зведення нових та реконструкції існуючих громадських будівель.

Апробація результатів магістерської роботи виконана на XII Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 6-7 грудня 2023 року).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: МЕТАЛЕВИЙ КАРКАС, ГРОМАДСЬКА БУДІВЛЯ, СКІНЧЕННІ ЕЛЕМЕНТИ.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Вихідні дані для проектування та будівництва

1.1.1 Кліматичні умови району будівництва

Середня температура повітря в 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 за весь період спостережень - $+41^{\circ}\text{C}$ (21 липня 2015 року), а найнижча $-52,8^{\circ}\text{C}$ (8 січня 1931 року).

Стійко позитивна середньодобова температура повітря встановлюється в середньому 22 квітня, а стійка від'ємна температура - 2 жовтня.

Вітровий режим.

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

Переважає напрямок вітру за червень-серпень - З. Мінімальна із середніх швидкостей вітру за румбами за липень - 0 м/с .

Температурний режим.

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

Найтепліший місяць - липень. Розрахункова температура зовнішнього повітря теплого періоду року, забезпеченістю $0,98$ - 27°C . Абсолютна максимальна температура повітря - 37°C .

Тривалість опалювального періоду.

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

Вологість.

Зона вологості - нормальна.

Середня місячна відносна вологість повітря найхолоднішого місяця - 78 %.

Середня місячна відносна вологість повітря найбільш теплого місяця - 70 %.

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

Кількість опадів за листопад-березень - 104 мм. Кількість опадів за квітень-жовтень - 367 мм.

Річний парціальний тиск водяної пари - 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 - I;

Кліматичний підрайон - ІВ;

Кліматична зона - 1 (найменш суворі умови).

1.1.2 Інженерно-геологічні дані будівельного майданчика

Сучасний рельєф майданчика порушено 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 досліджуваного майданчика беруть участь сучасні техногенні та верхньочетвертинні алювіальні відклади.

Техногенні відклади неоднорідного складу та складення поширені по всьому майданчику робіт і представлені сумішшю супіску, гальки, піску, потужність відкладень від 0,6 до 0,9 м.

Алювіальні відкладення представлені піском пилуватим, супіском пластичним, суглинком м'яко- і тугопластичної консистенції і залягають в інтервалі від 0,6-0,9 м до 15,7-16,2 м. Так само розкрито галечниковий ґрунт із піщаним

заповнювачем в інтервалі глибин від 15,7-16,2 до 17,0 м. Відклади мають повсюдне поширення.

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

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

ІГЕ - 2 - Супісок пластичної консистенції, просадковий;

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

ІГЕ-4-Суглинок тугопластичної консистенції;

ІГЕ - 5 - Галечниковий ґрунт із піщаним заповнювачем.

У межах майданчика водоносний горизонт підземних вод розкрито 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 із піщаним заповнювачем. Шар залягає в нижній частині розрізу, має витриману потужність.

За ступенем морозонебезпечності, ґрунти, що залягають у межах глибини сезонного промерзання-відтавання (300 см), у природному стані мають властивості морозного здимання. У межах розглянутого майданчика:

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

У разі додаткового зволоження вищеназваних ґрунтів до вологості, що перевищує критичну вологість (до стану повного водонасичення), ґрунт ІГЕ-1 за ступенем морозонебезпеки належатиме до слабопучинистих, ІГЕ-2 - до сильнопучинистих.

Нормативна глибина сезонного промерзання становить 1,0 м.

1.1.3 Оцінка сейсмічності району будівництва та інших можливих природних впливів

Розрахункова сейсмічна інтенсивність для середніх ґрунтових умов становить відповідно 6 балів.

1.2 Варіантне проектування

1.2.1 Варіант 1

Будівля являє собою прямокутний паралелепіпед (90х90х150 м.) з атріумом (30х30х144 м.), з металевим каркасом, чотирма залізобетонними ядрами жорсткості, монолітним залізобетонним диском перекриття і покриття.

Корисна площа - 102 744 м² ; Загальна площа - 167 362,56 м² ;

Площа забудови - 8464 м² ; Будівельний обсяг - 1 218 816 м³ ;

Витрати металу - 23 075 т;

Витрата бетону - 195 165 т.

1.2.2 Варіант 2

Будівля являє собою прямокутний паралелепіпед (90х90х150 м.) з металевим каркасом, залізобетонним ядром жорсткості, монолітним залізобетонним диском перекриття і покриття.

Корисна площа - 127320 м² ;

Загальна площа - 175 680 м² ;

Площа забудови - 8464 м² ;

Будівельний обсяг - 1 218 816 м³ ;

Витрати металу - 24 854 т;

Витрата бетону - 212 535 т.

1.2.3 Варіант 3

Будівля являє собою 4 прямокутних паралелепіпеди (30х30х150 м.) з металевим каркасом, залізобетонним ядром жорсткості, монолітним залізобетонним диском перекриття і покриття. Вони з'єднані між собою мостами на 4 12 20 поверхах.

Корисна площа - 65 572,8 м² ;

Загальна площа - 108 476,16 м² ;
Площа забудови - 8464 м² ;
Будівельний обсяг - 1 218 816 м³ ;
Витрати металу - 14 558 т;
Витрата бетону - 107 665 т.

1.3 Опис та обґрунтування конструктивних рішень

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

За відносну позначку 0,000 прийнято абсолютну позначку 150,73. Висота будівлі - 144 м.

Кількість надземних поверхів - 24, підземних - 1.

Висота надземних поверхів, включно з першим - 4 м, підземного - 3,4 м.

Конструктивна схема - стовбурна з несучими колонами по периметру будівлі і ригелем у вигляді балки.

Вертикальні несучі елементи:

- колони - труби електрозварні прямошовні 1220 x 20, 1020 x 26,820 x 26;
- ядро жорсткості - залізобетонне ядро

Горизонтальні несучі елементи:

- основні балки - двотавр нормальний 100Б3;
- перекриття - монолітне залізобетонне завтовшки 200 мм із бетону В25 із незнімною опалубкою з профільованого настилу.

Огороджувальні конструкції - скляний подвійний фасад.

Перегородки внутрішні - залізобетонні панелі товщиною 100 мм, клас бетону В15.

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

Шахти ліфтів - монолітні залізобетонні товщиною 300 мм із бетону В25.

У будівлі передбачено влаштування двадцяти пасажирських ліфтів вантажопідйомністю 1600 кг (габарити кабіни 1,6 x 2,1 x 2,4 м) і чотирьох

пожежних ліфтів вантажопідйомністю 2500 кг (габарити кабіни 1,8 х 2,7 х 2,1 м). У період нормального функціонування пожежні ліфти використовуються як пасажирські.

1.4 Опис конструктивних і технічних рішень підземної частини

Фундаменти - забивні залізобетонні палі-стійки перетином 300х300 мм (клас бетону В25).

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

Під час виконання робіт із влаштування основ і фундаментів слід обережати ґрунти основи від замочування і промерзання як у період будівництва, так і в період експлуатації будівлі.

1.5 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 і матеріальних цінностей;
- створення умови для успішного гасіння пожежі та порятунку людей. Ступінь вогнестійкості будівлі - II.

Витяжна вентиляція з машинних приміщень ліфтів виконується через вогнезатримувальний клапан.

Межі вогнестійкості будівельних конструкцій:

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

На шляхах евакуації під час оздоблення приміщень застосовано важкозаймисті матеріали.

Передбачено пожежну сигналізацію.

Кожен поверх проектованої 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 у світлі 75 мм.

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

1.6 Внутрішнє оздоблення приміщень

Сходові клітки:

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

Ліфтові холи:

- стелі - підвісна стеля типу "Armstrong".

Санвузли, кімнати прибирального інвентарю, тамбури санвузлів:

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

ЦПУ СБ, ЦПУ СПЗ:

- стелі - повісна стеля типу "Armstrong",
- стіни - затирка, фарбування.

Офісні приміщення:

- стелі - повісна стеля типу "Armstrong",
- метал - забарвлення.

Тамбур:

- стеля - утеплювач ROCKWOOL $\delta=100$ мм.
- стеля рейкова металева,
- стіни - вітражі з алюмінієвого профілю із заповненням двокамерним

склопакетом.

Двері:

- внутрішні - дерев'яні (кімнати персоналу, санвузли, кімнати прибирального інвентарю),
- зовнішні - двостулкові та розсувні, виконуються з алюмінієвого профілю зі світлопрозорим заповненням із двокамерного склопакета.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

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

Конструктивна схема - стовбурна з несучими колонами по периметру будівлі і 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 по профільованому настилу. Кожен наступний поверх повернуто відносно попереднього на 2 градуси. Перекриття над останнім поверхом повернуте на 60 градусів щодо підлоги першого поверху. Щоб протистояти скручувальному зусиллю, ядро жорсткості слід виконати у вигляді круглої труби, тому уявляємо його у вигляді вісімнадцятикутника, з колонами у вершинах кутів і зварними ґратами. По периметру будівлі розташовуються сталеві колони, з'єднані 12-ти 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.

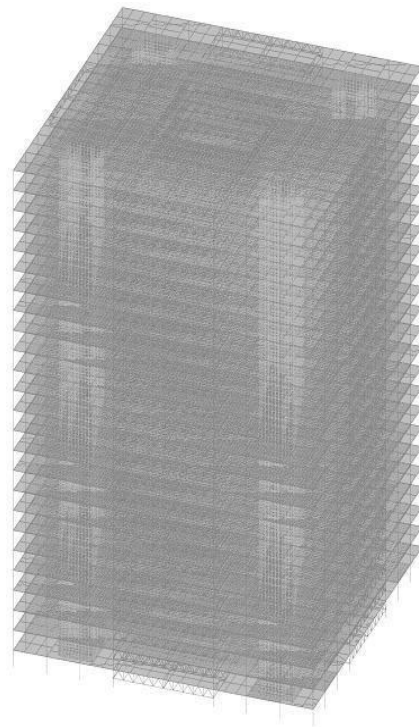


Рисунок 2.1 - 3D-модель каркаса будівлі

2.2 Обчислення навантажень, що діють на каркас

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;

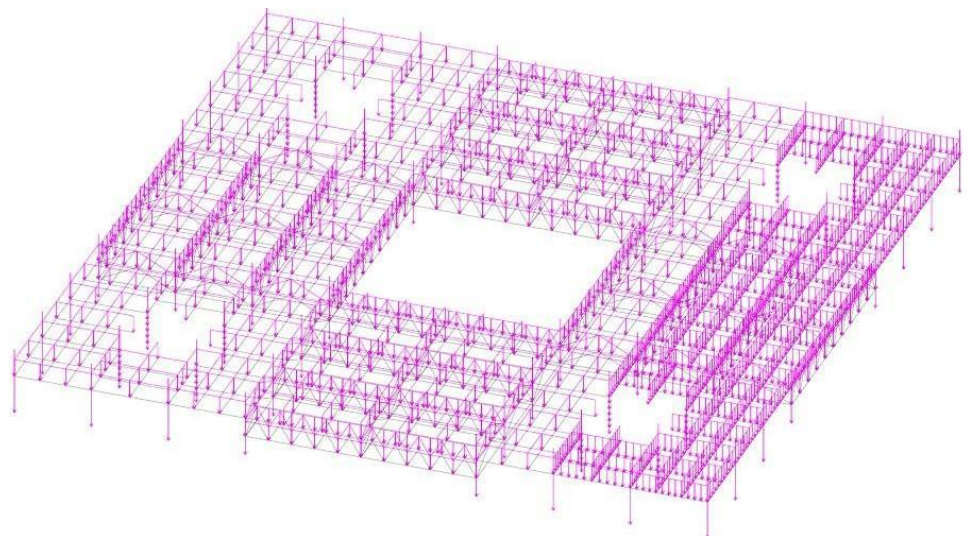


Рисунок 2.2 - Схема розподілу власної ваги металевих конструкцій

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

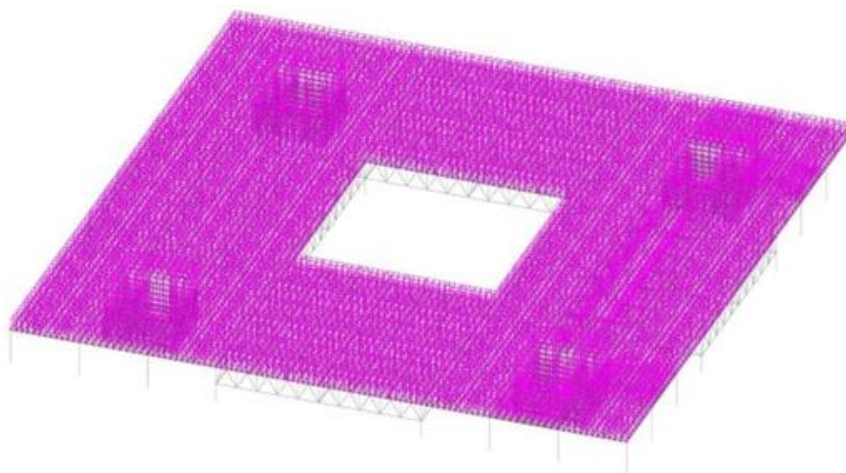


Рисунок 2.3 - Схема розподілу власної ваги залізобетонних конструкцій

Тривалі навантаження:

Вага тимчасових перегородок - 2 кН/м^2 ; коефіцієнт надійності за навантаженням - 1,2. Задається як рівномірно-розподілене по плиті переkritтя. Схема розподілу як від ваги з/б конструкцій (див. рисунок 2.4).

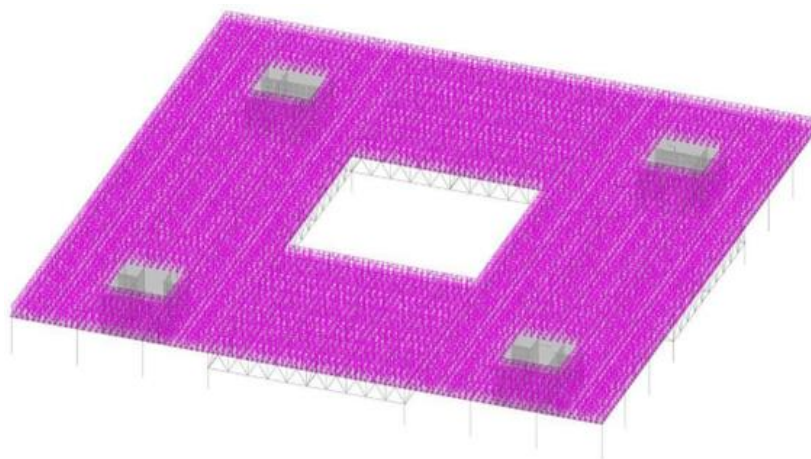


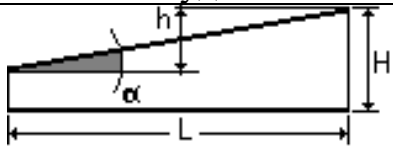
Рисунок 2.4 - Схема розподілу власної ваги тимчасових перегородок

Короткочасні навантаження:

рівномірно-розподілене - 2 кН/м^2 (10 кН/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 .

Снігове навантаження - розрахунок виконано в додатку програмного комплексу SCAD;

Таблиця 2.1 - Результати розрахунку снігового навантаження за SCAD

Параметр	Значення	Одиниці виміру
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/сек
Середня температура січня	-20	$^{\circ}\text{C}$
<div style="text-align: center;">Будівля</div> 		
Висота будівлі Н	120	м
Параметр	Значення	Одиниці виміру
Ширина будівлі В	56	м
h	0	м
	0	град
L	48,5	м
Неутеплена конструкція з підвищеним тепловідленням	Ні	
Коефіцієнт надійності	1,4	

Вітрове навантаження (середня складова) - розрахунок виконано в додатку програмного комплексу SCAD.

Таблиця 2.2 - Результати розрахунку вітрового навантаження з навітряного боку за SCAD

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 ті, що відхиляються від вертикальних не більше ніж на 15° поверхні	
Параметри		
Поверхня	Навітряна поверхня	
Крок сканування	1 м	
Коефіцієнт надійності	1,4	
Н	120	м

Таблиця 2.3 - Результати розрахунку вітрового навантаження з підвітряного боку за SCAD

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 ті, що відхиляються від вертикальних не більше ніж на 15° поверхні	
Параметри		
Поверхня	Підвітряна поверхня	
Крок сканування	1 м	
f _□	1,4	
Н	120	м

2.2.2 Конструювання вузлів

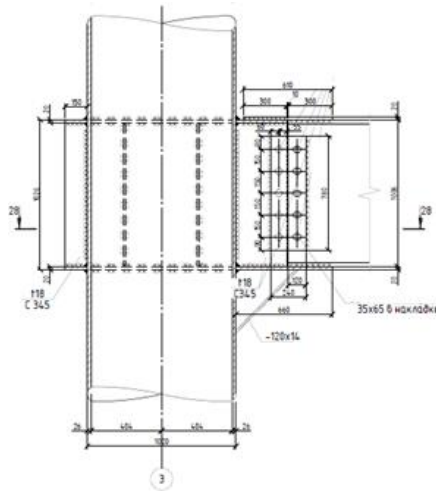


Рисунок 2.5 - Вузол 6

Розрахунок зварних швів

Прийемо товщину накладки $t_n = 18$ мм. Сталь накладки С345. Умовна поперечна сила:

$$Q_{fic} = 202,23 \text{ кН} \quad (2.1)$$

Момент, що згинає кріплення в площині:

$$M_{nl} = \frac{Q_s l}{2} = \frac{202,23 \cdot 1,0}{2} = 101,12 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (2.2)$$

Катет вертикальних швів, що прикріплюють накладки до колони і балки, визначається за найбільшим значенням:

$$k_f \geq \frac{\sqrt{36M_{nl}^2 + Q_{fic}^2}}{\beta_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{\sqrt{36 \cdot (101,12)^2 + (202,23)^2}}{0,7 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = \frac{1639,54}{133} = 15,33 \text{ мм} \quad (2.3)$$

де $\beta_f = 0,7$ і $\beta_z = 1$ - коефіцієнти, які приймають для напівавтоматичного зварювання;

Остаточно приймаємо катет шва $k_f = 16$ мм. Перевіряємо зварні шви за двома перерізами:

за металом шва

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

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

$$\ell_{\omega} = l - 1 \text{ см}$$

Приймаємо ручне зварювання. Тип електродів Е50, для С345.

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

$$A_{cr} = 2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w = 2 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot (20 - 1) = 26,6 \text{ см}^2 \quad (2.5)$$

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

1) за металом межі сплавлення

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

$$A_{cr} = 2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot l_w = 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (20 - 1) = 38 \text{ см}^2 \quad (2.6)$$

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

Необхідна довжина зварних швів, через які передається зусилля:

–при розрахунку за металом шва:

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c} = \frac{-254,12}{0,75 \cdot 0,012 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = 660,32 \text{ мм} \quad (2.7)$$

– під час розрахунку за металом межі сплавлення:

$$l_{w,\min} = \frac{N}{\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c} = \frac{-254,12}{1 \cdot 0,012 \cdot 200 \cdot 1 \cdot 0,95} = 520,24 \text{ мм} \quad (2.8)$$

де $\beta_f = 0,7$ і $\beta_z = 1$ - коефіцієнти, які приймають 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:

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

Довжину шва приймаємо 610 мм.

Розрахунок болтового з'єднання

Клас міцності болтів під час роботи на розтягнення або зріз прийmemo 8,8. Марка сталі Ст3пс2. Болти М20 для з'єднання деталей товщиною не більше 60 мм. Попередньо прийmemo 5 болтів.

$$R_{bt} = 450 \text{ Н/мм}^2$$

$$R_{bs} = 330 \text{ Н/мм}^2$$

$$R_{bp} = 580 \text{ Н/мм}^2$$

$$A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$$

$$Ab = 3,14 \text{ см}^2$$

$$n_s = 1$$

Розрахунок болтового з'єднання на розтягнення

$$N_{bt} = R_{bt} A_{bn} \gamma_c \quad (2.9)$$

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 умови роботи 1.

$$N_{bt} = 45\,890 \cdot 2,45 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 10 = 112,4 \text{ кН}$$

Розрахунок болтового з'єднання на зріз

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

- розрахунок на зріз:

$$N_{bs} = R_{bs} A_b n_s \gamma_b \gamma_c \quad (2.10)$$

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

R_{bs} - розрахунковий опір болта на зріз;

A_b - площа перерізу болта бруто;

n_s - число зрізів одного;

γ_b - коефіцієнт умови роботи болтового з'єднання;

γ_c - коефіцієнт умови роботи.

$$N_{bs} = 33\,650 \cdot 3,14 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10 = 105,7 \text{ кН}$$

- розрахунок на зминання:

$$N_{bp} = R_{bp} d_b \sum t \gamma_b \gamma_c \quad (2.11)$$

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 елементів, що з'єднуються, які зминаються в одному напрямку (якщо болт з'єднує 2-е пластини, то приймають товщину однієї найтоншої пластини, якщо болт з'єднує 3 пластини, то рахують суму товщини пластин, що передають навантаження в одному напрямку, порівнюють із

товщиною пластини, що передає навантаження в іншому напрямку, і беруть найменше значення);

γ_b - коефіцієнт умови роботи болтового з'єднання,

γ_c - коефіцієнт умови роботи/

$$N_{bp} = 59\,140 \cdot 18 \cdot 10^{-2} \cdot 0,04 \cdot 1 \cdot 1 = 425,81 \text{ кН}$$

Перевірка з'єднання, що працює на зріз і розтягнення

$$\sqrt{(N_s / N_{bs})^2 + (N_t / N_{bt})^2} \leq 1 \quad (2.12)$$

де N_s , N_t - зусилля, що діють на болт, які зрізують і розтягують відповідно;

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

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

Перевірку виконано.

2.3 Фундаменти

2.3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва

Сучасний рельєф майданчика порушено 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 досліджуваного майданчика беруть участь сучасні техногенні та верхньочетвертинні алювіальні відклади.

Техногенні відклади неоднорідного складу та складення поширені по всьому майданчику робіт і представлені сумішшю супіску, гальки, піску, потужність відкладень від 0,6 до 0,9 м.

Алювіальні відкладення представлені піском пилуватим, супіском пластичним, суглинком м'яко- і тугопластичної консистенції і залягають в інтервалі від 0,6-0,9 м до 15,7-16,2 м. Так само розкрито галечниковий ґрунт із піщаним заповнювачем в інтервалі глибин від 15,7-16,2 до 17,0 м. Відклади мають

повсюдне поширення.

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

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

ІГЕ-2 - Супісок пластичної консистенції, просадковий; ІГЕ-3 - Пісок пилюватий, маловологий, середньої щільності; ІГЕ-4 - Суглинок тугопластичної консистенції;

ІГЕ-5 - Галечниковий ґрунт із піщаним заповнювачем.

У межах майданчика водоносний горизонт підземних вод розкрито 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 із піщаним заповнювачем. Шар залягає в нижній частині розрізу, має витриману потужність.

За ступенем морозонебезпечності, ґрунти, що залягають у межах глибини сезонного промерзання- відтавання (300 см) у природному стані мають властивості морозного здимання. У межах розглянутого майданчика:

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

У разі додаткового зволоження вищеназваних ґрунтів до вологості, що перевищує критичну вологість (до стану повного водонасичення), ґрунт ІГЕ-1 за ступенем морозонебезпеки належатиме до слабопучинистих, ІГЕ-2 - до сильнопучинистих.

Нормативна глибина сезонного промерзання становить 1,0 м.

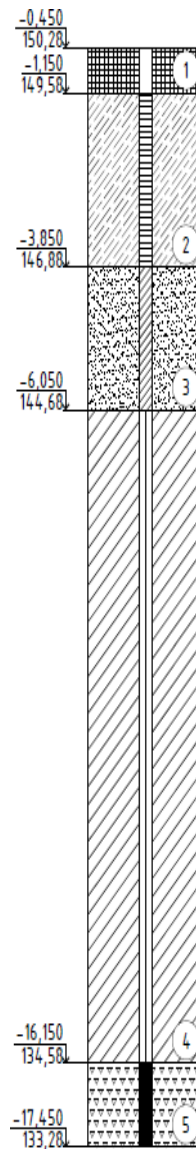


Рисунок 2.6 - Інженерно-геологічна колонка

2.3.2 Проектування стовпчастого фундаменту

2.3.2.1 Визначення глибини закладення фундаменту

Глибину закладення фундаменту d вибираємо виходячи з:

конструктивних особливостей будівлі (наявність підвалу):

$-(3,3+0,2+0,5) = -3,8$ м, де 0,5 - мінімальна глибина закладення фундаменту за

наявності підвалу;

глибини промерзання пучинистого ґрунту:

Розрахункова глибина промерзання супісків визначається за формулою

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

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

d_{fn} - нормативна глибина сезонного промерзання. $d_f = 0,7 \cdot 3,1 = 2,17$ м.

На глибину 5,6 м залягає пісок пілуватий, який є не пучинистим.

ґрунтових умов:

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

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

2.3.2.2 Визначення попередніх розмірів фундаменту та розрахункового опору

Попередньо площу підшви стовпчастого фундаменту визначаємо за формулою (2.13).

$$A = \frac{(N_{max}) / \gamma_f}{R_0 - \gamma_{cp} d} \text{ , (2.13)}$$

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 і ґрунту на його обрізах;

$\gamma_{cp} = 20$ кН/м³; $R_0 = 250$ кПа.

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

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

Тоді розрахунковий опір ґрунтів основи:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}) \quad (2.14)$$

де M_{γ} , M_q , M_c - коефіцієнти, що залежать від φ ;

k - коефіцієнт, що враховує надійність визначення характеристик c і φ ;

k_z - коефіцієнт, що приймається рівним 1 за ширини фундаменту $b < 10$ м;

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

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

c_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під подошвою 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 із 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 проєктування значення R обмежують, приймаючи його для пісків порошкоподібних 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: $b=l=6$ м, $A=36$ м^2 .

2.3.2.3 Приведення навантажень до подошви фундаменту

$$N^I = \frac{N}{1,15} + N_{\phi}, \quad (2.15)$$

де N_{ϕ} - навантаження від ваги фундаменту; N - розрахункові навантаження.

$$N_{\phi} = d \cdot b \cdot l \cdot \gamma_{cp} \quad (2.16)$$

$$M^I = \frac{M_k}{1,15} + \frac{Q_k \cdot d}{1,15}, \quad (2.17)$$

$$Q^I = \frac{Q_k}{1,15},$$

$$N^I = \frac{12405,6}{1,15} + 1,5 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 20 = 11867,5 \text{ кН}$$

$$M^I = \frac{114,5}{1,15} - \frac{85,5 \cdot 1,5}{1,15} = -12,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q^I = \frac{-85,5}{1,15} = -74,3 \text{ кН}$$

2.3.2.4 Перевірка умов за тисками

Перевіряємо умови (9), (10), (11) за умов $b = 1 = 6 \text{ м}$, $A = 36 \text{ м}^2$, $W = 36 \text{ м}^3$, $R = 350 \text{ кПа}$.

де W - момент опору підшви ґрунту.

$$P_{cp} \leq R \quad (2.18)$$

$$P_{max} \leq 1,2R, \quad (2.19)$$

$$P_{min} \geq 0, \quad (2.20)$$

$$P = N_{cp} / A \quad (2.21)$$

$$P_{max} = \frac{N^I}{A} + \frac{M^I}{W} \quad (2.22)$$

$$P_{min} = \frac{N^I}{A} - \frac{M^I}{W}$$

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

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

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

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

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

$$P_{cp} = 329,7 \text{ кПа} < R = 420 \text{ кПа}, P_{max} = 332,9 \text{ кПа} < 1,2R = 360 \text{ кПа},$$

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

2.3.2.5 Визначення середньої осадки методом пошарового підсумовування

Розрахунок основи за деформаціями полягає в перевірці умови (2.23).

$$S \leq S_u, \quad (2.23)$$

де S - очікувана деформація фундаменту, середня осадка. S_u - гранична спільна деформація основи та споруди ($S_u = 10 \text{ см}$)

Порядок розрахунку:

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

Напластування ґрунтів нижче за підосвву фундаменту поділяють на шар потужністю не більш як $0,4b$.

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

Визначають природний побутовий тиск на межі шарів і будують епюру за формулою (2.24).

$$\delta_{zq0} = \gamma' \cdot d, \quad (2.24)$$

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

γ' - середньозважена питома вага ґрунту вище підосви фундаменту.

Потім додаємо тиск від кожного нижчого шару γ_{ihi}

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

$$\delta_{zq} = \delta_{zq0} + \sum h_i \cdot \gamma_i, \quad (2.25)$$

Визначаємо додатковий тиск під подошвою фундаменту P_0 .

$$P_0 = P_{cp} \cdot \delta_{zq0}, \quad (2.26)$$

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

Визначають напруження

$$\delta_{zpi} = \alpha \cdot P_0, \quad (2.27)$$

де α - коефіцієнт розсіювання.

Визначають умовну межу стискуваної товщі, до якої слід враховувати додаткові напруження і опади, що виникають при цьому.

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

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

Визначається усадка кожного шару.

$$S_i = \frac{h \cdot \beta \cdot \delta_{zpcp}}{E}, \quad (2.28)$$

де β - коефіцієнт, який приймають 0,8; E - модуль деформацій i -го шару.

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

2.3.2.6 Конструювання стовпчастого фундаменту

Параметри фундаменту: $d = 1,5$ м, $b = l = 6$ м. Колона сталева круглого перерізу діаметром 1020 мм. Перетин підколонника $b_{cf} \times l_{cf} = 2400 \times 2400$ мм. Підколонник проєктуємо повнотілим із постійним перерізом.

Висота фундаменту:

$$h = 1,5 \text{ м.}$$

Призначаємо кількість і розміри сходинок:

У напрямку сторони l:

$$\frac{(l-l_{cf})}{2} = \frac{6000-2400}{2} = 1800\text{мм.}$$

Приймаємо 3 сходинки з вильотом 600 мм і висотою 300 мм.

У напрямку сторони b:

$$\frac{(b-b_{cf})}{2} = \frac{6000-2400}{2} = 1800\text{ мм}$$

Приймаємо 3 сходинки з вильотом 600 мм і висотою 300 мм.

Розрахунок арматури плитної частини фундаменту

Розраховуємо арматуру плитної частини фундаменту.

Результати наведено в таблиці 2.4

Таблиця 2.4- Розрахунок арматури плитної частини фундаменту

Перетин	Виліт	$N \cdot c^2$ $2 \cdot l(b)$	$1 + 6 \cdot e_0 - \frac{4 \cdot e_0 \cdot c_i}{l^2}$	M, кН·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

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

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

$$e = M / N \quad (4.23)$$

$$N = 12405,6 \text{ кН}$$

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

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

Конструюємо сітку С-1. Оскільки $b > 3$ м, то армування здійснюється двома сітками. Сітки нижнього ряду мають робочу арматуру в напрямку l , верхні - у напрямку b . Крок робочої арматури - 200 мм, розподільчої - 600 мм. У напрямку l - 30 стрижнів робочої арматури і 10 розподільчої, у напрямку b - 30 стрижнів робочої арматури і 10 розподільчої. Діаметр арматури приймаємо в напрямків l приймаємо

за сортаментом: робоча - для $30\emptyset 25A-400-A_s = 147,27 \text{ см}^2$, що більше 116 см^2 , розподільча - $10\emptyset 8 A-240 - A_s = 5,03 \text{ см}^2$, у напрямку b : робоча - для $30 \emptyset 25 A-400 - A_s = 147,27 \text{ см}^2$, що більше 116 см^2 , розподільна - $10 \emptyset 8 A-I - A_s = 5,03 \text{ см}^2$. Довжини стрижнів приймаємо 5550 мм.

Підколонник армуємо двома сітками С-2, приймаючи робочу (подовжню) арматуру конструктивно $\emptyset 12A-400$ з кроком 200мм, поперечну $\emptyset 6A-240$ з кроком 600мм, причому передбачаємо її тільки на ділянці від дна склянки до підшови. Довжина робочих стрижнів 1450 мм, кількість у сітці - 12. Довжина поперечної арматури - 2350 мм, кількість у сітці - 3.

Специфікація елементів у таблиці 2,5 відомість витрат сталі в таблиці 2.6.

Таблиця 2.5 - Специфікація елементів

Позиція	Позначення	Найменування	Кількість	Маса, кг
1		С-1	2	663,4
2		С-2	2	17
	Деталі			
1		$\emptyset 25 A-III, l = 5550$	60	1283
3		$\emptyset 12A-III, l = 1450$	24	30,9
4		$\emptyset 8 A-I, l = 5550$	20	43,8
5		$\emptyset 6 A-I, l = 2350$	6	3,1
	Фундамент монолітний	Фм - 3	1	-
	Матеріали	Бетон В20	м ³	25,1

2.3.3 Проектування пального фундаменту

2.3.3.1 Вибір висоти ростверку і довжини палів

Висоту ростверку кущового пального фундаменту приймаємо $h_p=1,5$ м, відмітка підшови $d_p = -5,0$ м.

Як несучий шар вибираємо гальковий ґрунт, що залягає з позначки -16,15 м, оскільки це крупноуламковий ґрунт і паля працюватиме як паля-стійка. Заглиблення в такі ґрунти проектується не менше ніж 0,5 м. Таким чином, приймаємо палі завдовжки 12 м (С120.30); позначка нижнього кінця палі

становитиме -16,7 м, а заглиблення в галечниковий ґрунт - 0,55 м.

2.3.3.2 Визначення несучої здатності палі

Визначаємо несучу здатність палі:

$$F_d = \gamma_c \cdot R - A \quad (2.29)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, який приймають рівним R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа, для забивних палею стійок приймається 20000 кПа; A - площа поперечного перерізу палі, м²;

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

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 проектування та будівництва, тому обмежуємо допустиме навантаження на палю до 800 кН.

2.3.3.3 Визначення числа палей у ростверку

Визначаємо кількість палей:

$$n = \frac{\sum N_i}{\frac{F_d - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}{\gamma_k}}, \quad (2.30)$$

де N_i - сума вертикальних навантажень на обрізі ростверку в комбінації N_{max} , причому навантаження приймаються для розрахунку за I 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, м²;

d_p - глибина закладення ростверку, м;

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

$n = 15,9$ палів.

Приймаємо 16 палів. Палі розміщуємо в 4 ряди з відстанню між осями палів 900 мм. Розмір ростверку, з огляду на його звиси за зовнішні грані палів на 150 мм, становитиме 3300 x 3300 мм.

Розміщення палів у куці показано на малюнку 2.7.

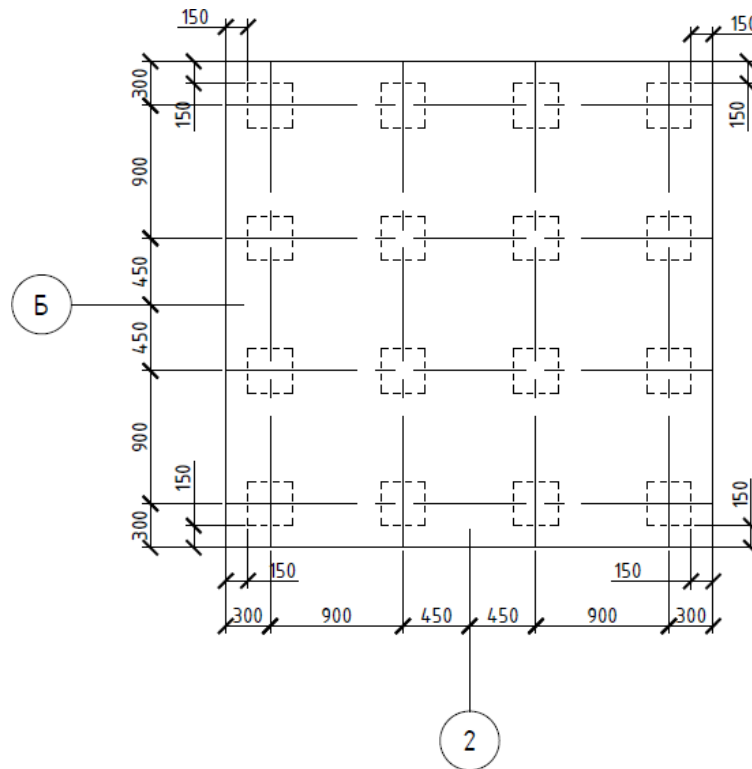


Рисунок 2.7- Схема розташування палів

2.3.3.4 Приведення навантажень до підшви ростверку

Схему навантажень на ростверк для обох комбінацій наведено на рисунку.

Навантаження від ростверку N_p становитиме:

$$N' = N_k + N_p$$

$$N_p = 1,1 \cdot d_p \cdot b_p \cdot l_p \cdot \gamma_{cp}$$

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

$$M' = M_k + Q_k \cdot h_p$$

$$Q' = Q_k$$

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

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

$$Q' = 85,5 \text{ кН.}$$

2.3.3.5 Визначення навантаження на кожну палю

Основним критерієм проектування пальових фундаментів є умова:

$$N_{\text{пл}} \leq F_d / \gamma_k, (2.35)$$

Визначаємо навантаження на палі за формулами:

Усі умови задовольняються. Навантаження занесемо в таблицю 2.6.

Таблиця 2.6 - Дані для розрахунку несучої здатності паль

№ палі	Навантаження	
	№св	Qсв
1,2,3,4	769,3	5,3
5,6,7,8	720,2	
9,10,11,12	837,7	
13,14,15,16	788,5	

2.3.3.6 Розрахунок на продавлювання ростверку колоною

Зробимо розрахунок паль на горизонтальне навантаження. За графіками на мал. 8[2] визначаємо значення коефіцієнта за найгіршими значеннями I_L і e . Для пілуватих пісків приймаємо $e = 0,6$, тоді $K = 12000 \text{ кН/м}^4$. За графіком рис.9 [2] для паль завдовжки $\geq 8 \text{ м}$ і за коефіцієнта $K = 12000 \text{ кН/м}^4$ визначаємо одиничне переміщення від $Q_{\text{пл}} = 1 \text{ кН}$: $\varepsilon_n = 0,33 \text{ мм}$.

Загальне горизонтальне переміщення $U_p = \varepsilon_n \cdot Q_{\text{пл}} = 0,33 \cdot 5,6 = 1,85 \text{ мм}$ (5,6 кН - максимальне горизонтальне навантаження на одну палю). $U_p < U_u = 10 \text{ мм}$, тому можна приймати гнучке сполучення паль із ростверком, проте ґрунти є пучинистими, тому проектуємо жорстке сполучення.

За жорсткого сполучення одиничний момент у сполученні $M_n = 1,15 \text{ кН-м}$ (для паль завдовжки $\geq 7 \text{ м}$ за коефіцієнта $K = 12000 \text{ кН/м}^4$), а загальний момент у

сполученні $M_{пл} = 1,15 \cdot Q_{пл}$

$M_{пл} = 1,15 \cdot 5,3 = 6,1$ кН/м в I комбінації

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

Для палі довжиною 12 м типова поздовжня арматура 4 14А-III при класі бетону С20/25. За значень $N_{пл}$ і названих вище моментів міцність такої палі достатня, оскільки точка перетину $N_{пл}$ і $M_{пл}$ лежить нижче за графік, що відповідає типовому армуванню палі.

2.3.3.7 Конструювання ростверку

Розміри ростверка 3300x 3300мм. проектуємо ростверк суцільною плитою висотою 1,5 м. Перевіряємо ростверк на продавлювання колоною (схема зображена на малюнку 10).

Перевірка здійснюється за формулою:

$$F \leq \frac{2R_{bt}}{\alpha} \left(\frac{h_{op}}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_{op}}{c_2} (l_c + c_1) \right), \quad (2.31)$$

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

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

h_{op} - робоча висота перерізу ростверка, м, приймається рівною відстані від дна склянки до площини робочої арматури плитної частини; c , c_{12} - відстані від граней колони до граней основи піраміди продавлювання (не більше ніж h_{op} і не менше ніж $0,4h_{op}$);

α - коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжньої сили N через стінки склянки, приймаємо 0,85

Продавлювальну силу F визначають як подвоєну суму зусиль у зв'язках із

більш навантаженої сторони ростверку.

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

$$N = 12405,6 \text{ кН}; M' = 114,5 \text{ кН/м.}$$

Зусилля в палях наведено в таблиці 2.7

Таблиця 2.7 - Зусилля в палях

№ палей	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 продавлювальну силу:

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

$$z_1 = 0,58 \text{ м}, z_2 = 0,58 \text{ м.}$$

$$F = 7465,2 > (- (1,02 + 0,58) + - (1,02 + 0,58)) = 14117,6 \text{ кН}$$

Умова задовольняється.

Проводимо перевірку на продавлювання кутовою палею.

Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею проводиться за формулою:

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

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

$$h_{01} - \text{робоча висота ступені ростверку} = 1,5 \text{ м};$$

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

c_{01}, c_{02} - відстані від внутрішніх граней палей до підколонника, м, $c_{01} = c_{02} = 0,58 \text{ м};$

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

$$837,7 < 750 - 1,45 - (0,85 \cdot (0,45 + 0,5 - 0,58) + 0,6 \cdot (0,45 + 0,5 - 0,58)) =$$

=1166,9 кН

Умова задовольняється.

Проводимо розрахунок ростверку на вигин.

Моменти в перерізах визначаємо за формулами:

$$M_{xi} = \sum N_{плі} x_i,$$

$$M_{yi} = \sum N_{плі} y_i,$$

де $N_{плі}$ - розрахункове навантаження на палю, кН (таблиця 7); x_i, y_i - відстані від центру кожної палі в межах консолі, що згинається, до перетину, що розглядається, 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 зведено в таблицю 2.8.

Таблиця 2.8- Розрахунок арматури для пальового фундаменту

Перетин	М, кН-м	α_m	ξ	h_0	$A_s, \text{см}^2$
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 подошву ростверку двома сітками С-1.

Приймаємо арматуру першого ряду в напрямку 1-1 $17\emptyset 20 \text{ A-240}$ з $A_s = 50,27 \text{ см}^2$, що більше $50,04 \text{ см}^2$, у напрямку б-б $6\emptyset 8 \text{ A-240}$ з $A_s = 2,51 \text{ см}^2$; другого ряду в напрямку 1 - $17\emptyset 20 \text{ A-240}$ з $A_s = 50,27 \text{ см}^2$, що більше $50,17 \text{ см}^2$, у напрямку б - $6\emptyset 8 \text{ A-240}$ з $A_s = 2,51 \text{ см}^2$.

Довжини стрижнів приймаємо 3250 мм.

Відомість витрат сталі в таблиці 2.9

Таблиця 2.9 - Специфікація елементів

Позиція	Позначення	Найменування	Кількість	Маса, кг	Примітка
	Палі залізобетонні				
		С 120.30	17	2730	
	Ростверк монолітний РСм-3				
1		С - 1	2	134,65	
	Деталі				
1		Ø22, l=3250мм	34	256,5	
2		Ø8, l=3250мм	12	12,8	
	Матеріали	Бетон В15	м ³	16,3	

Таблиця 2.10 - відомість витрат сталі

Марка елемента	Витрата арматури					Усього, кг	Загальна витрата, кг
	А-240		А-400				
	Ø 6	Ø 8	Ø 10	Ø 12	Ø 22		
С-1	-	6,4	-	-	128,25	134,65	269,3
Разом: 269,3							

2.4 Висновок

Як видно з техніко-економічного порівняння варіантів, фундамент неглибокого закладення трохи менш трудомісткий і в 1,5 рази економічніший, ніж пальовий фундамент. Тому було б логічно віддати перевагу йому. Однак через те, що проєктована будівля належить до розряду висотних (висота більша за 75 м), норми рекомендують використовувати для таких будівель пальові фундаменти. Тому в цьому разі критерієм вибору слугуватиме не економічність, а надійність фундаменту.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

Для розрахунку приймаємо такі комбінації завантажень:

- вага металевих конструкцій, вага з/б конструкцій, тимчасові перегородки;
- вага металевих конструкцій, вага з/б конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно-розподілена;
- вага металевих конструкцій, вага з/б конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно-розподілена, сніг;
- вага металевих конструкцій, вага з/б конструкцій,
- тимчасові перегородки, рівномірно-розподілена, вітер;
- вага металевих конструкцій, вага з/б конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно-розподілена, сніг, вітер.
- вага металевих конструкцій, вага з/б конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно-розподілена, вертоліт;
- вага металевих конструкцій, вага з/б конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно-розподілена, сніг, вертоліт;
- вага металевих конструкцій, вага з/б конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно-розподілена, вітер, вертоліт;
- вага металевих конструкцій, вага з/б конструкцій, тимчасові перегородки, рівномірно-розподілена, сніг, вітер, вертоліт;
- вага металевих конструкцій, вага з/б конструкцій, рівномірно-розподілена, вітер (без понижувальних коефіцієнтів).

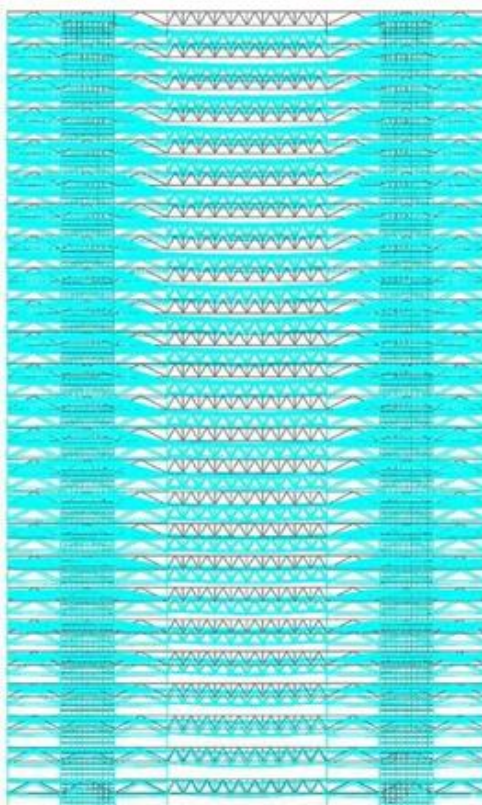
3.1 Результати розрахунку

Після завдання навантажень і попереднього призначення жорсткісних характеристик конструкцій, виконуємо підбір перерізів елементів. Результати підбору занесемо в таблицю 3.1.

Таблиця 3.1 - Результати підбору перерізів

Конструкція	Значення
Колона верхня	Труби електрозварні прямошовні
Колона нижня	Труби електрозварні прямошовні
Колона ядра жорсткості	Труби електрозварні прямошовні
Стійка ядра жорсткості	Квадратні труби 450x22,0
Пояс ядра жорсткості	Квадратні труби 100x8,0
Розкіс ядра жорсткості	Квадратні труби 100x8,0
Головна балка	Двотавр нормальний 100Б3
Балка настилу	Двотавр нормальний 30Б1
Балка настилу в ядрі жорсткості	Двотавр нормальний 60Б1
Стійка для плит	Квадратні труби 350x20,0

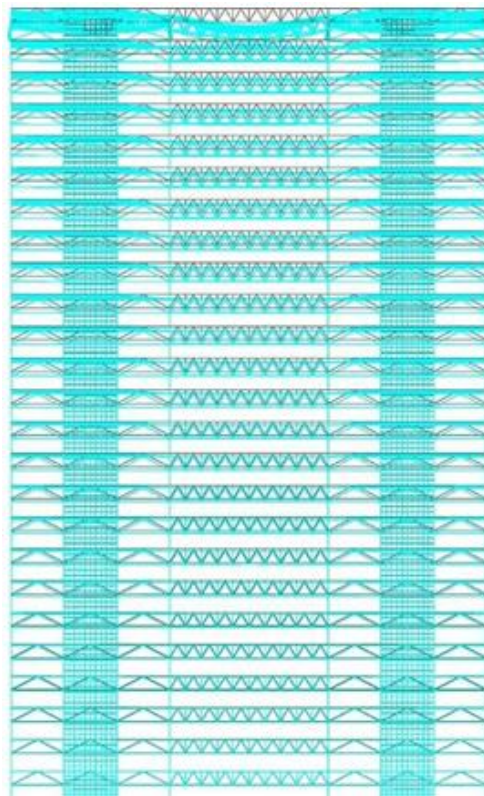
Результати розрахунку представимо у вигляді звіту про переміщення і зусилля, отримані в програмному комплексі SCAD.



а)

а) перша комбінація, б) вітрове

Рисунок 3.1 - Схема деформування від навантажень, аркуш 1



б)

а) перша комбінація, б) вітрове

Рисунок 3.1 - Схема деформування від навантажень, аркуш 2

Сумарне переміщення від навантажень:

- власна вага металевих конструкцій - 13,33 мм;
- власна вага з/б конструкцій - 103,36 мм;
- рівномірно-розподілених - 57,74 мм;
- тимчасові перегородки - 50,74 мм; – вертоліт - 0,39 мм;
- снігова - 13,25 мм;
- вітрова (середня складова) - 44,19 мм; вітрова (пульсація) - 31,31 мм.

Сумарне переміщення від навантажень:

- власна вага металевих конструкцій - 13,33 мм;
- власна вага з/б конструкцій - 103,36 мм;
- рівномірно-розподілена - 57,74 мм;
- тимчасові перегородки - 50,74 мм; – вертоліт - 0,39 мм;
- снігова - 13,25 мм;

- вітрова (середня складова) - 44,19 мм; вітрова (пульсація) - 31,31 мм.

Максимальні поздовжні зусилля:

- колона нижня - -12405,6 кН;
- колона верхня - -7267,8 кН;
- колона ядра жорсткості - -18662,8 кН;
- стійка ядра жорсткості - -10710,3 кН.
- стійка для плит - -4951,7 кН. Максимальні поперечні зусилля:
- колона нижня - -111,1 кН;
- колона верхня - -1416,5 кН;
- колона ядра жорсткості - -327,3 кН;
- стійка ядра жорсткості - -86,4кН;
- стійка для плит - 10,8 кН.

Максимальні згинальні моменти:

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

РОЗДІЛ 4

ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ ТА ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Основні рішення з охорони праці

До заходів із техніки безпеки належать застосування запобіжних пристроїв, приладів, систем огороження, заземлення, сигналізації, створення нормальних умов праці.

Створення безпечних умов праці та санітарно-гігієнічного обслуговування робітників-будівельників з метою усунення виробничого травматизму.

Місця тимчасового або постійного перебування працівників повинні розташовуватися за межами небезпечних зон.

На межах зон постійно діючих небезпечних виробничих факторів мають бути встановлені захисні огороження, а зон потенційно небезпечних виробничих факторів - сигнальні огороження і знаки безпеки.

У встановленому побутовому містечку влаштовують санітарно-побутові приміщення: гардеробні, умивальні, душові, туалети, приміщення для сушіння, приміщення для обігріву та регламентації відпочинку, укриття від сонячної радіації й атмосферних опадів, виконані й обладнані згідно із затвердженими нормами.

Будівельно-монтажна організація забезпечує робітників спецодягом, спецвзуттям і засобами індивідуального захисту. Усі особи, які перебувають на будівельному майданчику, зобов'язані носити будівельні каски, а монтажники будівельні пояси.

Підйом елементів має бути плавним, без ривків і поштовхів. Під час підйому не допускається розгойдувати елементи конструкцій, що переміщуються краном. Забороняється перенесення конструкцій краном над робочим місцем монтажників і над сусідньою захваткою. Під час експлуатації монтажного крана потрібно виконувати спеціальні вимоги техніки безпеки, що стосуються роботи машин цього типу відповідно до правил. Вантажопідйомність стропів і траверс повинна відповідати вазі елементів. Не допускається застосування невипробуваних стропів.

Розстроповка встановлених на місце елементів допускається лише після

виконання всіх операцій, обумовлених у технологічній карті.

Зняття тимчасових кріплень може проводитися тільки після заміни їх постійними кріпленнями встановлених і вивірених елементів. Під час підйому елементів обов'язкова організація сигналізації.

Риски осей і висотні позначки слід наносити на конструкції до їхнього підйому.

Способи стропування повинні унеможливлувати падіння або ковзання застропованого елемента.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій під час підйому і переміщення. Під час перерв у роботі не можна залишати підняті елементи конструкцій на вазі. Розчалки для тимчасового закріплення конструкцій треба закріплювати за надійні опори.

Переходити з однієї конструкції на іншу слід інвентарними сходами, трапами, що мають огороження. За вітру б балів і більше припиняють монтажні роботи на висоті та відкритих місцях.

Під час роботи у вечірній час фронт робіт з розвантаження виробів з автотранспорту, склад виробів, робочі місця і проходи до них повинні бути освітлені.

На будівельному майданчику має бути забезпечена електробезпека: металеві частини будівельних машин і обладнання повинні мати захисне заземлення (занулення), вмикачі. Рубильник та інші електричні апарати повинні бути в захищеному виконанні. Конструкції, що монтуються, а також місця робіт мають бути захищені від ударів блискавки. З цією метою влаштовують заземлені блискавкоприймачі-громовідводи, які розташовують вище за найвищі частини каркаса не менше ніж на 6 м.

На будівельному майданчику необхідно дотримуватися заходів пожежної безпеки, спрямованих на створення умов, що виключають виникнення пожежі. На видних місцях розташовують інструкції та плакати з пожежної безпеки й організовують протипожежні інвентарні пункти, забезпечені первинними засобами пожежогасіння. Місця вогневих робіт і установки зварювальних агрегатів і

трансформаторів повинні бути очищені від горючих матеріалів у радіусі не менше 5 м.

На території будівництва мають бути встановлені покажчики проїздів і проходів. небезпечні для руху зони слід огороджувати, або виставляти на їхніх межах попереджувальні плакати чи сигнали, видимі як у денний час, так і у вечірній.

Проходи, проїзди, вантажно-розвантажувальні майданчики необхідно очищати від сміття, будівельних відходів і не захаращувати. Траншеї, що розробляються в місцях, де відбувається рух людей і транспорту, мають бути огорожені. На огорожах у темний час доби мають бути виставлені світлові сигнали. У місцях переходу через траншеї встановлюють містки завширшки не менше ніж 0,8 м з поручнями заввишки 1,0 м.

4.1.1 Заходи з охорони праці при бетонуванні

Роботи з влаштування монолітного перекриття проводяться з дотриманням вимог "Безпека праці в будівництві. Частина 1. Загальні вимоги", а також "Безпека праці в будівництві. Частина 2. Будівельне виробництво".

Робітники при виконанні робіт повинні мати посвідчення на право виконання конкретного виду робіт, а також пройти первинний інструктаж з техніки безпеки згідно з вимогами ДСТУ 12.0.004- 2015 "Система стандартів безпеки праці (ССБТ). Організація навчання безпеки праці. Загальні положення".

Допуск робітників до виконання робіт дозволяється тільки після їх ознайомлення (під розписку) з технологічною картою і, в разі потреби, з вимогами, викладеними в наряді-допуску.

Робітники мають бути забезпечені засобами індивідуального захисту (каски, рукавиці, окуляри захисні, пояси запобіжні тощо) і зобов'язані користуватися ними.

Особи, відповідальні за утримання будівельних машин у працездатному стані, зобов'язані забезпечувати технічне обслуговування і ремонт згідно з вимогами експлуатаційних документів заводу-виробника.

До машиністів вантажопідіймальних машин повинні пред'являтися додаткові вимоги з безпеки та охорони праці.

До роботи з експлуатації бетононасоса допускаються особи не молодше 21 року, які пройшли спеціальний медичний огляд. Машиніст бетононасоса зобов'язаний мати водійське посвідчення з правом керування транспортними засобами категорії "С" і машиніста бетононасосних установок не нижче 4 розряду, повинен вивчити конструкцію бетононасоса та пройти інструктаж з безпеки та охорони праці.

Організації та фізичні особи, які застосовують машини, транспортні засоби, виробниче обладнання та інші механізми, повинні забезпечувати їх працездатний стан.

Перелік несправностей, за яких забороняється експлуатація засобів механізації, визначається згідно з документацією заводу-виробника цих засобів.

У кабіні машиніста автобетононасоса має бути встановлений надійний радіо- і телефонний зв'язок з місцем бетонування.

Під час бетонування необхідно контролювати виносні опори автобетононасоса і за необхідності їх вирівнювати.

Забороняється ліквідація пробок шляхом збільшення тиску в системі понад максимальний.

З'єднувати сталеві труби бетоновода з гумовотканинними шлангами необхідно за допомогою інвентарних хомутів на болтах. Застосовувати в цих цілях дрiт забороняється.

Забороняється перегинати шланги з бетонною сумішшю, що рухається.

Над бетоноводами, укладеними в місцях постійного руху людей або транспортних засобів, встановлюють спеціальні містки і переходи.

Щоб уникнути перекидання автобетононасоса, забороняється подовжувати кінцевий шланг стріли.

Забороняється проводити роботи під стрілою автобетононасоса, а також піднімати стрілою будь-які вантажі.

Під час роботи в нічний час має бути забезпечено достатнє освітлення

стоянки бетононасоса і місця укладання бетонної суміші.

Технічне обслуговування і ремонт автобетононасоса, монтаж, демонтаж бетоновода проводяться тільки після зупинки двигуна і скидання тиску в системі до атмосферного.

Роз'єднання бетоноводів виконують робітники в захисних окулярах.

Під час переміщення автобетононасос має перебувати в транспортному положенні.

Пересування автобетононасоса з повністю або частково висунутою стрілою забороняється.

Під час ущільнення бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмоведучі шланги не допускається, а під час перерв у роботі та при переході з одного місця на інше електровібратори необхідно відключати.

Елементи каркасів арматури необхідно пакетувати з урахуванням умов їхнього підйому, складування і транспортування до місця монтажу.

Під час обробки стрижнів арматури, що виступають за габарити верстата, необхідно огороджувати робоче місце, а у 2-х сторонніх верстатів, крім цього, розділяти верстат посередині металевою сіткою заввишки не менше 1 м. Під час різання стрижнів арматури верстатами на відрізки завдовжки менше 0,3 м застосовувати пристосування, що запобігають їхньому розльоту.

Необхідно закривати щитами торцеві частини стрижнів арматури в місцях загальних проходів, що мають ширину менше 1 м.

Щоб уникнути перевантаження риштувань, не допускається зберігання на них запасів арматури.

Забороняється перебувати на каркасі до його остаточного встановлення і розкріплення та залишати без закріплення встановлену арматуру.

При виконанні робіт на висоті робоча площадка має бути огорожена інвентарною огорожею заввишки не менше ніж 1,2 м з відбійною дошкою внизу огорожі заввишки 10 см.

Для проходу людей під час бетонування конструкції по арматурних каркасах мають бути укладені дерев'яні настили.

Забороняється працювати з неперевіраних риштувань, риштування, а також настилів, покладених на випадково нестійкі опори.

Усі, хто працює, мають бути проінструктовані з правил пожежної безпеки.

У кожній зміні має бути призначений відповідальний за протипожежну безпеку.

Будівельний майданчик має бути забезпечений протипожежним обладнанням та інвентарем. Характер протипожежного обладнання встановлюється за погодженням з місцевими органами державного пожежного нагляду залежно від ступеня пожежної небезпеки об'єкта та його державного значення.

Для дотримання екологічних норм на будівельному майданчику розміщується ємність для зливу забрудненої води після промивання бетононасоса і установка для миття коліс зі зворотним циклом водопостачання. Забороняється спалювання будівельного сміття на майданчику. Будівельне сміття має бути вивезено, для чого використовуються контейнери.

Для збереження дорогих матеріалів, що псуються або псуються на відкритому повітрі (цементу, вапна, гіпсу, фанери, цвяхів тощо), влаштовують закриті склади.

Матеріали складують із дотриманням певних правил.

При укладанні виробів у штабель прокладки між ними розташовують строго один під одним.

Перетин прокладок і підкладок зазвичай квадратний зі стороною 6...8 см. Розміри підбирають з таким розрахунком, щоб вищі за розміром збірні елементи не спиралися на монтажні петлі або виступаючі частини нижчих.

Під час монтажу залізобетонних елементів мають бути правильно підібрані стропи, інакше конструкції можуть зламатися.

На в'їздах і виїздах будівельного майданчика встановлено ворота, працює сторожова охорона, що розміщується в тимчасових будівлях, розташованих на обох в'їздах.

На майданчику передбачається система сигналізації.

У темний час доби будівельний майданчик з усіх боків освітлюється прожекторами.

4.1.2 Освітлення будівельного майданчика і місць робіт

Для будівельного майданчика і ділянок робіт передбачено загальне рівномірне освітлення. При цьому освітленість становить не менше 2лк. Причому для головних проходів та проїздів становить не менше 3лк, а для місць навантаження-вивантаження матеріалів - 10лк. Місця встановлення опалубки, лісів і огорож мають освітленість не менше 30лк.

Для освітлення будмайданчика використовуємо прожектори розташовані по периметру майданчика на висоті, що залежить від сили світла ламп і необхідної освітленості. Кількість прожекторів визначено в розділі 5 записки і становить 7 шт. Тип ЖО 04-400-001У1, лампи натрієві високого тиску (ДНаТ-400) $P = 400\text{Вт}$. Для обмеження сліпучої дії прожекторів розміщуємо їх на висоті 8 м.

Зовнішнє освітлення має незалежне управління. Живлення виконується окремим 3-х жильним кабелем від силового щитка ГРЩ.

Монтаж будівельних конструкцій виконується при середній освітленості не менше 30лк. Освітлення робочих місць на висоті виконано з використанням інвентарних, мобільних прожекторних щогл ППМ. Щогли підключені через УЗО, гнучким 3-х жильним кабелем КГ.

Електроживлення санітарно-побутових будівель виконується окремим 5-ти жильним кабелем від силового щитка ГРЩ через УЗО (або диференційний автомат). У кожному інвентарному будівлі є свій вступної щиток, укомплектований захисною апаратурою. Для електроприймачів 0,4/0,23кВ, застосована система заземлення типу TN-C-S.

4.1.3 Заходи щодо зниження вібрації і шуму від використовуваної будівельної техніки та установок

Методами і способами зниження шуму і вібрацій є технологічні, щодо поліпшення з покращення віброакустичних характеристик існуючих машин і обладнання, організаційні, санітарно-гігієнічні.

До технологічних заходів по боротьбі з шумом відноситься вибір таких технологічних процесів, в яких використовуються механізми і машини, що створюють мінімальні динамічні навантаження; ізоляцію шуму на шляхах його поширення, шляхом застосування звукоізолюючих конструкцій та звуко матеріалів.

Технічні рішення щодо зниження вібрації існуючих машин і обладнання спрямовані на зменшення вібрації в джерелі їх виникнення, тобто застосування вібробезпечних машин або машини з найменшою вібрацією; використання віброізолюючих пристроїв і фіксування робочих місць; використання вібропоглинаючих матеріалів.

Організаційними заходами досягається обмеження числа робочих, що піддаються впливу шуму. Розроблено схеми розміщення машин з урахуванням створення мінімальних рівнів вібрації на робочих місцях. Організація робіт шумного обладнання виключає роботу кількох машин з високим рівнем шуму одночасно. Удосконалення режимів роботи машин, виключення контакту працюючих з вібруючими поверхнями за межами робочого місця або зони введенням огорожень, попереджувальних знаків, використанням попереджувальних написів, забарвлення, сигналізації, блокування і т.п.

Санітарно-гігієнічні заходи полягають у забезпеченні робочих індивідуальними засобами захисту від шуму і вібрації і контролем за їх правильним використанням; проведенні систематичних медичних оглядів для виявлення робочих, які за станом здоров'я не можуть працювати під впливом шуму; своєчасному виявленні у робочих ознак захворювань шумової та вібраційної хворобою.

Як індивідуальні засоби захисту використовують, навушники, вкладиші, шоломи, дія яких заснована на ізоляції й поглинанні звуку. У зв'язку з великим поширенням в будівництві різного ручного інструменту надзвичайно актуальна проблема зменшення передачі вібрації на руки робітників. Зниження рівня вібрації, що передається на руки, досягається шляхом використання віброзахисних рукавиць, в яких амортизатором є прокладка із спеціального поролону товщиною до 12мм.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

4.2.1 Законодавча база України

Основу нормативно-правової бази в сфері цивільної оборони, захисту населення і території від наслідків надзвичайних ситуацій складають: Кодекс цивільного захисту України, закони «Про війська цивільної оборони», «Про аварійно-рятувальні служби»; укази Президента України «Про Концепції захисту населення і територій у випадку загрози і виникнення НС» і Положення «Про міністерство України з питань НС і в справах захисту населення від наслідків Чорнобильської катастрофи», постанови Кабінету Міністрів України про затвердження «Положення про цивільну оборону України», «Про єдину державну систему попередження і реагування на НС техногенного і природного характерів», «Положення про керування з питань НС і цивільного захисту населення обласних і міських державних адміністрацій» та інші нормативні акти.

4.2.2 Стійкість споруди від ударної хвилі

Нові об'єкти народного господарства повинні будуватися з урахування вимог, виконання яких сприяє підвищенню сталості об'єкта.

Будівлі і споруди на об'єкті необхідно розташовувати розосереджено. Відстані між будівлями повинні забезпечувати протипожежні розриви. При наявності таких розривів виключається можливість перенесення вогню з однієї

будівлі на іншу, навіть якщо пожежу не гасять.

Ширина протипожежного розриву L_p м визначається за формулою:

$L_p = H_1 + H_2 + (1.5 \dots 2.0)$, де H_1 і H_2 — висоти сусідніх будівель, м.

Будівлі адміністративно господарського та обслуговуючого призначення повинні розташовуватися окремо від основних цехів.

2. Найважливіші виробничі будівлі слід будувати заглибленими або пониженої висотності, прямокутної форми у плані. Це зменшує парусність будівель і збільшує опірність їх ударній хвилі ядерного вибуху. Належну стійкість до впливу ударної хвилі мають залізобетонні будівлі з металевими каркасами в бетонній опалубці.

Для підвищення стійкості до світлового випромінення у будівлях та спорудах, що будуються, повинні застосовуватися вогнетривкі конструкції, а також вогнетривка обробка елементів будівлі, які горять. У кам'яних будівлях перекриття повинні бути виготовлені з армованого бетону або виконані з бетонних плит. Великі будівлі повинні розділятися на секції вогнетривкими стінами (брандмауерами).

У ряді випадків при проектуванні та будівництві промислових будівель і споруд має бути передбачена можливість герметизації приміщень від проникнення радіоактивного пилу. Це особливо важливо для підприємств харчової промисловості і продовольчих складів.

3. У складських приміщеннях повинна бути мінімальна кількість вікон і дверей. Складські приміщення для зберігання легкозаймистих речовин (бензин, гас, нафта, мазут) повинні розташовуватися в окремих блоках заглибленого або напівзаглибленого типу біля меж території об'єкта чи поза нею.

4. Деякі унікальні види технологічного обладнання доцільно розміщувати у найміцніших спорудах (підвалах, підземних приміщеннях) або у будівлях з легких вогнетривких конструкцій павільйонного типу, під накриттям чи без нього. Це обумовлюється тим, що у багатьох випадках обладнання може витримати набагато більший тиск ударної хвилі, ніж будівлі, в яких воно знаходиться, а при зруйнуванні будівель в результаті падіння конструкцій встановлене в них

обладнання виходитиме з ладу .

5. На підприємствах, що виробляють або використовують сильнодіючі отруйні та вибухонебезпечні речовини, при будівництві і реконструкції необхідно передбачати захист ємностей та комунікацій від зруйнування ударною хвилею чи конструкціями, що падають, а також заходи, що виключають розливання отруйних речовин і вибухонебезпечних рідин.

6. Душові приміщення необхідно проектувати з урахуванням використання їх для санітарної обробки людей, а місця для миття машин — з урахуванням використання їх для знезараження автотранспорту.

7. Шляхи на території об'єкта повинні бути з твердим покриттям і забезпечувати зручне і найкоротше сполучення між виробничими будівлями, спорудами і складами; в'їздів на територію об'єкта має бути не менше двох з різних напрямків. Внутрізаводські залізничні шляхи повинні забезпечувати найпростішу схему руху, займати мінімальну площу території об'єкта та мати обгінні ділянки. Вводи залізничних ліній в цехи повинні бути, як правило, тупикові.

8. Системи побутової та виробничої каналізації повинні мати не менше двох випусків у міській каналізаційній мережі та пристрої для аварійних скидів у котловани, яри, траншеї тощо.

Дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Тому можливість елементів опиратися дії ударної хвилі характеризують тільки надлишковим тиском у її фронті, вважаючи, що масштаби руйнувань не залежать від потужності і висоти найбільш ймовірних ядерних вибухів.

Для визначення ступеня руйнувань чи ушкоджень:

- вивчають вихідні дані і розраховують параметри ударної хвилі на відповідних відстанях;
- для розрахованих значень надлишкових тисків оцінюють ступінь руйнування розглянутих елементів;
- оцінюють можливість виникнення вторинних вражаючих факторів;
- з огляду на ступінь руйнувань найслабших елементів об'єкта, визначають ступінь руйнування об'єкта в цілому.

Вихідними даними для оцінки фізичної стійкості є: конструктивні особливості елемента, його форма, вага, габарити, характеристики міцності [1].

Оцінка ступеня руйнувань будинків і споруд, сховищ і ПРУ, енергетичного устаткування і мереж, верстатного і технологічного устаткування, вимірювальної апаратури, засобів зв'язку й оповіщення, транспортних та інших засобів може здійснюватися або методом порівняння наявних довідкових даних для розглянутого виду чи аналогічного йому елемента, або методом розрахунку впливу ударних навантажень і сил зсуву на елемент.

Для порівняльної оцінки необхідно мати відповідні таблиці можливих руйнувань елементів об'єкта в залежності від надлишкового тиску у фронті ударної хвилі: будинків, споруд, транспорту, устаткування, енергетичних споруд і мереж. Ці таблиці складаються на основі статистичних даних, отриманих при аналізі руйнувань у Хіросімі й Нагасакі та при проведенні випробувальних ядерних вибухів на полігонах, і можуть поповнюватися результатами розрахунків при конструюванні нових елементів.

Метод розрахунку передбачає визначення динамічних навантажень, створюваних надлишковим тиском у фронті ударної хвилі, і реакції елемента на ці навантаження. Вихідними даними при використанні цього методу є: надлишковий тиск у фронті ударної хвилі і характер його зміни в часі (протягом фази стискання), тривалість фази стискання і швидкість руху фронту ударної хвилі. У більшості випадків дію ударної хвилі оцінюють питомим імпульсом — добутком надлишкового тиску на час його дії. Оскільки ΔP_{ϕ} залежить не тільки від часу, а й від відстані до епіцентру, і від потужності джерела ПУХ, розрахунок імпульсу з

використанням інтегрального числення ускладнених. Тому звичайно використовують кусково-лінійну апроксимацію кривої ΔP_f як функції часу.

Таким чином, дія ударної хвилі на об'єкт характеризується складним комплексом навантажень: надлишковим тиском, тиском відбиття, тиском швидкісного напору, тиском затікання, навантаження від сейсмовибухових хвиль і т.д. Значення їх залежить в основному від виду і потужності вибуху, відстані до об'єкта, конструкції і розмірів елементів об'єкта, орієнтації щодо епіцентру вибуху, місця розташування будинків і споруджень у загальній забудові об'єкта й окремих елементів виробництва в приміщеннях будинків, рельєфу місцевості і деяких інших факторів. Врахувати їх у сукупності для кожного елемента об'єкта, як правило, неможливо. Однак ряд таких заходів як розосередження нових будівель та споруд, забезпечення протипожежних розривів, наявність в будівлі залізобетонного каркасу та шляхів із твердим покриттям, запроектовані брандмауери істотно підвищують шанси людей вижити під час катастрофи, а також зменшують ризик отримання травм чи пошкоджень, сприяють швидшому доступу рятувальних служб до місця трагедії.

4.2.3 Пожежна безпека об'єкту

Пожежну безпеку цього об'єкта, своєчасне виконання протипожежних заходів, наявність і справне утримання засобів пожежогасіння має організувати лінійний керівник робіт відповідно до наказу начальника генпідрядної організації.

На будівельному майданчику необхідно дотримуватися заходів пожежної безпеки, спрямованих на створення умов, що унеможливають виникнення пожежі, і якнайшвидшу ліквідацію виниклого вогнища пожежі.

На будмайданчику передбачають в'їзди-виїзди на територію будівництва, улаштовують тимчасову автодорогу з плит ПДП, а також використовують наявний пожежний проїзд, що забезпечує безперешкодний проїзд пожежних машин у будь-яку пору року. При в'їзді вивіщується інформаційний щит зі схемою будмайданчика і напрямком руху автотранспорту відповідно до ДСТУ [4] із

зазначенням місцезнаходження засобів пожежогасіння та зв'язку.

На будмайданчику і в побутових приміщеннях не допускається складування і зберігання горючих і вогненебезпечних матеріалів. Ці матеріали повинні підвозитися з централізованого складу з розрахунку їхньої потреби на зміну. Усі дерев'яні елементи обробляються вогнезахисною силікатною фарбою.

На будмайданчику встановлюються щити з протипожежним інвентарем, у приміщеннях будівлі - пінні вогнегасники. Будмайданчик має бути забезпечений первинними засобами пожежогасіння: водою, ящиками з піском, лопатами, ломами, відрами тощо.

Побутові приміщення мають бути обладнані з дотриманням правил протипожежної безпеки (зокрема аерозольними вогнегасниками, а також у ПВР передбачити заходи щодо оснащення елементами пожежної сигналізації з виведенням сигналу на пункт охорони будмайданчика) та пред'явлені дільничному інспектору пожежного нагляду.

Будмайданчик освітлюється прожекторами. Для виклику пожежної частини передбачають наявність телефону, біля якого має висіти табличка з написом і поясненнями про порядок виклику пожежної охорони, пам'яткою про дії працюючих під час пожежі. На видних місцях мають бути вивішені знаки із зазначенням знаходження засобів зв'язку та евакуації людей.

Пожежогасіння має здійснюватися пожежними машинами з підключенням їх до пожежних гідрантів, які мають розташовуватися на відстані не більше ніж 150 м, у кількості не менше ніж 3 шт. Витрата на пожежогасіння: зовнішнє - 100 л/с, внутрішнє - 2,5 л/с.

На будівництві повинен бути звуковий сигнал-дзвін або сирена, поблизу якого вивіщується напис "пожежний сигнал".

ВИСНОВКИ

У представленій кваліфікаційній роботі було розроблено проєкт на зведення офісної будівлі в м. Умань.

У межах архітектурного розділу було виконано основні архітектурно-будівельні креслення, вирішено питання організації, планування та оздоблення приміщень.

У конструктивному розділі було здійснено розрахунок основних несучих конструкцій будівлі в ПК SCAD з подальшою перевіркою розрахунків для окремих елементів і вузлів, зроблено розрахунок двох варіантів пальового фундаменту: із забивних і буронабивних паль, і виконано їх техніко- економічне порівняння.

У результаті комп'ютерного моделювання в науково-дослідному розділі було параметри напружено-деформівного стану металевого каркасу.

Кваліфікаційну роботу виконано з використанням чинних нормативних документів, довідкової та навчальної літератури.

Графічна частина відображає основні рішення, прийняті в роботі.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
2. ДБН В.2.2-9-2019 Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення.
3. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006.
4. ДБН В.1.17-2016 Пожежна безпека об’єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2016.
5. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
6. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель, 2021.
7. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
8. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
9. ДБН А.2.1–1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
10. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування.
11. ДБН А.2.2-3-2014 «Склад, та зміст проектної документації на будівництво» [На заміну ДБН А.2.2-3-2012; чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України 2014, 40 с.;
12. ДСТУ Б А.2.4-4-2009 «Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги для проектної та робочої документації» [На заміну ДСТУ Б А.2.4-4-99 (ГОСТ 21.101-97); чинний від 2009-01-24]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2009, 66 с.;

13. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій» [На заміну ДБН Б.2.2-12:2018; чинний від 2019-04-26]. Вид. офіц. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України 2019, 117 с.;
14. ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» [На заміну ДБН В.1.1-12:2006; чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2014, 110 с.;
15. ДБН В.1.2-2:2006 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування» [Чинний від 2006-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України 2006, 75 с.;
16. ДБН В.2.1-10-2009 «Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти. Основні положення проектування» [чинний від 2009-07-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2009, 78 с.;
17. ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» [На заміну СНиП 2.03.01-84; чинний від 2011-06-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2011, 71 с.;
18. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» [На заміну ДСТУ Б В.2.6-194:2013 та ДБН В.2.6-163:2010 у частині розділу 1; чинний від 2015-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України 2014, 199 с.;
19. ДСТУ Б А.2.4-15:2008 «Антикорозійний захист конструкцій будівель і споруд» [На заміну ГОСТ 21.513-83; чинний від 2010-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2009, 13 с.;
20. ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» [На заміну СНиП III-4-80; чинний від 2012-04-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України 2012, 116 с.;
21. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія» [На заміну СНиП 2.01.01-82 і таблиці 2 ДСТУ-Н Б А.2.2- 5:2007; чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2011, 123 с.;

22. ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги» [На заміну ДБН В.1.1-7-2002; чинний від 2017-06-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України 2017, 35 с.;

23. ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель. Основні положення» [На заміну ДБН В.2.1-10-2009; чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України 2018, 36 с.;

24. Analysis of the effect of horizontal ties on the deformability of the bottom of the floating pool / Mykhailo Hud, Nataliya Chornomaz, Viktoriia Ihnatieva, Ihor Koval // Scientific Journal of TNTU. — Tern. : TNTU, 2022. — Vol 106. — No 2. — P. 133–137.

25. Mykhailo Hud, Natalia Chornomaz, Roman Grytseliak, Denys Baran, Study of the joint work of the foundations and the spatial tower under the action of dynamic loads, Procedia Structural Integrity, Volume 36, 2022, Pages 87-91, ISSN 2452-3216, [\(https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.007\)](https://doi.org/10.1016/j.prostr.2022.01.007). (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2452321622000075>)

26. Ігнат'єва В.Б. Аналіз способів поліпшення теплотехнічних характеристик при будівництві будівель / В.Б. Ігнат'єва, Е.О. Текін // ЛОГОС. Мистецтво наукової думки, 2019. - Vol. 3. – С. 97-100. Режим доступу: <https://ojs.ukrlogos.in.ua/index.php/2617-7064/article/view/306/293> 44. Ignatyeva, V. B. (2018).

27. Макара, Т.Я. Оцінка вогнестійкості елементів металевого каркасу торгівельно-офісного центру / Т.Я. Макара, Т.О. Криницький, А.П. Сорочак // Актуальні задачі сучасних технологій: збірник тез доповідей ІХ Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів (Тернопіль, 25-26 листопада 2020). – Т. 1. – Т. : ТНТУ, 2020. – С. 93.

28. Ковальчук Я. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів / Я. Ковальчук, Г. Крамар, Л. Бодрова, І. Коваль, С. Мариненко // Наукові нотатки. - 2019. - Вип. 66. - С. 165-171.

29. Розрахунки і проектування спеціальних будівель і споруд: Навчальний

посібник/ Фомиця Л.М., Артеменко А.К., Мамін О.М., Височин І.А. // Під редак. Л.М.Фомиці.- К: Урожай.- 1994.

30. Yaroslav Shved, Yaroslav Kovalchuk, Liudmyla Bodrova, Halyna Kramar, Natalya Shynhera, Material consumption optimization of a welded rafter truss made of angle profiles, *Procedia Structural Integrity*, Volume 36, 2022, Pages 10-16, ISSN 2452-3216, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2021.12.076>.

31. Shved, Yaroslav, Yaroslav Kovalchuk, and Natalya Shynhera. "Welded truss deformation under thermal influence." *Вісник Тернопільського національного технічного університету* 105.1 (2022): 13-18.

32. ДСТУ-П ОHSAS 18002: 2006 Системи управління безпекою та гігієною праці. Основні принципи виконання вимог (OHSAS 18002:2000, IDT).

33. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення"

34. ДСТУ 2293:2014 Охорона праці. Терміни та визначення основних понять

35. ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків

36. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови

37. НПАОП 0.00-6.23–92 Про порядок проведення атестації робочих місць за умовами праці

38. НПАОП 0.00-4.12–05 Типове положення про порядок проведення навчання і перевірки знань з питань охорони праці.

39. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі» / В. Б. Каспрук. - Тернопіль: ТНТУ, 2017. - 14 с

40. «Основи наукових досліджень і теорія експерименту : Навчальний посібник / укл. Ю. Б. Капаціла, П. О. Марущак, В. Б. Савків, О. П. Шовкун. Тернопіль: ФОП Паляниця В.А., 2023. 186 с.».

41. Техноекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулюя, 2022. – 150

с.

42. Стручок В.С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання / В.С.Стручок. — Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. — 156 с.