

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 багатоповерхового будинку з утепленням фундаменту

Виконала: студентка 4 курсу, групи МБ-41

спеціальності

192. Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Дячук В.А.

(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)

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)

« »

2025 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

студента Дячука Володимира Андрійовича

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект багатоповерхового будинку з утепленням фундаменту

Керівник роботи Коваль Ігор Володимирович. к.т.н., доц.

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від « 24 » 01 2025 року № 4/7-48

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

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

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

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Безпека життєдіяльності, основи охорони праці	Окіпний І.Б. доцент		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студентка

(підпис)

Дячук В. А.
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Коваль І. В.
(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 ВАРІАНТНЕ ПРОЕКТУВАННЯ.....	7
1.1 Залізобетонний каркас	7
1.1.1 Визначення витрати бетону і металу на несучі конструкції та маси будівлі ...	8
1.2 Металевий каркас	10
1.3 Вибір раціонального варіанту	11
РОЗДІЛ 2 ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ТА АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ	12
2.1 Опис зовнішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, опис та обґрунтування просторової, планувальної та функціональної організації об'єкта капітального будівництва	12
2.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, зокрема в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва, реконструкції об'єкта капітального будівництва	14
2.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва	14
2.4 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення	15
2.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей	17
2.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу	17
2.7 Опис рішень щодо світлозагородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден (за необхідності)	18
2.8 Опис та обґрунтування прийнятих об'ємно-планувальних рішень об'єкта капітального будівництва, що забезпечують, зокрема, дотримання санітарно-епідеміологічних вимог	18
РОЗДІЛ 3 КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ	19
3.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні,	

метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва	19
3.2 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включно з їхніми просторовими схемами, прийнятими під час виконання розрахунків будівельних конструкцій	19
3.2.1 Загальні положення	19
3.2.2 Збір навантажень	21
3.2.3 Результати розрахунку	30
3.2.4 Армування колон.....	32
3.2.5 Армування плити перекриття	34
РОЗДІЛ 4 ФУНДАМЕНТИ	36
4.1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.....	36
4.2 Збір навантажень на фундамент	37
4.2.1 Загальні дані.....	37
4.2 Проектування фундаменту на забивних палях	38
4.2.1 Вихідні дані.....	38
4.2.2 Визначення несучої здатності забивної палі	38
4.2.3 Визначення числа паль і проектування ростверку	40
4.2.4 Розрахунок пальового фундаменту за несучою здатністю ґрунту основи.....	41
4.2.5 Розрахунок плитного фундаменту на продавлювання колоною.....	42
4.2.6 Підбір палебійного обладнання та розрахунок відмов	42
4.2.7 Перевірка плити ростверку на вигин і визначення арматури.....	43
РОЗДІЛ 5 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	46
5.1 Загальні положення	46
5.2 Заходи з охорони праці	46
5.3 Системи забезпечення безпеки робіт та їх види	50
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	53
БІБЛІОГРАФІЯ.....	54

ВСТУП

У сучасному містобудуванні особливої актуальності набуває проєктування багатофункціональних висотних комплексів, здатних забезпечити ефективне використання обмежених міських територій. Архітектурно-планувальні рішення, конструктивна схема, вибір типу каркасу, обґрунтування типу фундаментів і забезпечення безпечних умов експлуатації будівлі вимагають комплексного аналізу.

Актуальність роботи полягає у необхідності пошуку технічно і економічно доцільних рішень при проєктуванні багатоповерхових будівель, зокрема — оптимального типу несучого каркасу в умовах складних інженерно-геологічних характеристик та обмежених містобудівних умов. Розгляд двох варіантів каркасної системи — залізобетонної та металеві — дає змогу обґрунтувати найбільш ефективне конструктивне рішення на підставі техніко-економічних показників і розрахункових даних.

Мета роботи — обґрунтувати раціональні архітектурно-конструктивні рішення для багатоповерхового будинку з урахуванням варіантного проєктування, умов експлуатації, норм безпеки та технічних вимог.

Завдання кваліфікаційної роботи:

- виконати варіантне проєктування конструктивної системи будівлі;
- проаналізувати об’ємно-планувальні, архітектурні та композиційні рішення;
- здійснити розрахунок несучих елементів за допомогою програмного ;
- провести техніко-економічне порівняння залізобетонного і металеві каркасів;
- розробити конструкцію фундаменту на забивних палях з урахуванням реальних інженерно-геологічних умов;
- обґрунтувати заходи з безпеки життєдіяльності, охорони праці.

Практичне значення одержаних результатів полягає у створенні системного підходу до проєктування багатоповерхових будівель із застосуванням сучасних інженерних програм, що дозволяє оптимізувати конструктивні рішення,

зменшити витрати матеріалів і підвищити надійність та безпеку об'єкта. Отримані результати можуть бути використані при реалізації реальних проєктів у галузі цивільного будівництва, а також у навчальному процесі під час підготовки інженерів-будівельників.

Ключові слова: варіантне проєктування, залізобетонний каркас, металевий каркас, архітектурні рішення, розрахунок конструкцій.

РОЗДІЛ 1

ВАРІАНТНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

На початковій стадії проектування такого відповідального і дорогого об'єкта, важливим етапом є варіантне проектування. Під час варіантного проектування необхідно підібрати раціональну конструктивну схему будівлі, яка задовольнятиме вимогам безпеки, технологічності та економічної ефективності.

У дипломному проєкті буде розглянуто 2 варіанти конструктивних схем будівлі, які буде порівняно за техніко-економічними характеристиками, з урахуванням їхніх переваг і недоліків у конкретних умовах будівництва:

- залізобетонний каркас;
- металевий каркас.

1.1 Залізобетонний каркас

У першому варіанті рамно-зв'язковий монолітний каркас 30-поверхового будинку складається з несучих колон і перекриттів по балках, внутрішніх монолітних стін (ядра жорсткості). Усі з'єднання елементів приймаються жорсткими.

Залізобетонне ядро:

- стіни товщиною 300 мм з арматурними стрижнями $d=12$ мм із кроком 200 мм;

Залізобетонні колони:

- перетином 900x900 мм з несучими стрижнями $d=25, 18$ мм;
- перетином 700x700 мм з несучими стрижнями $d=32, 25, 18$ мм;
- перетином 600x600 мм з несучими стрижнями $d=32, 25, 22$ мм.

Залізобетонні балки:

- перетином 400x500 мм з армуванням несучими стрижнями $d=36, 32$ мм;

- перетином 200х300 мм з армуванням несучими стрижнями $d=14,10$.

Залізобетонні перекриття:

- товщиною 200 мм з армуванням сітками зі стрижнів $d=10$ мм і $d=12$ мм.

Схему розташування несучих конструкцій представлено на рисунку 1.1.

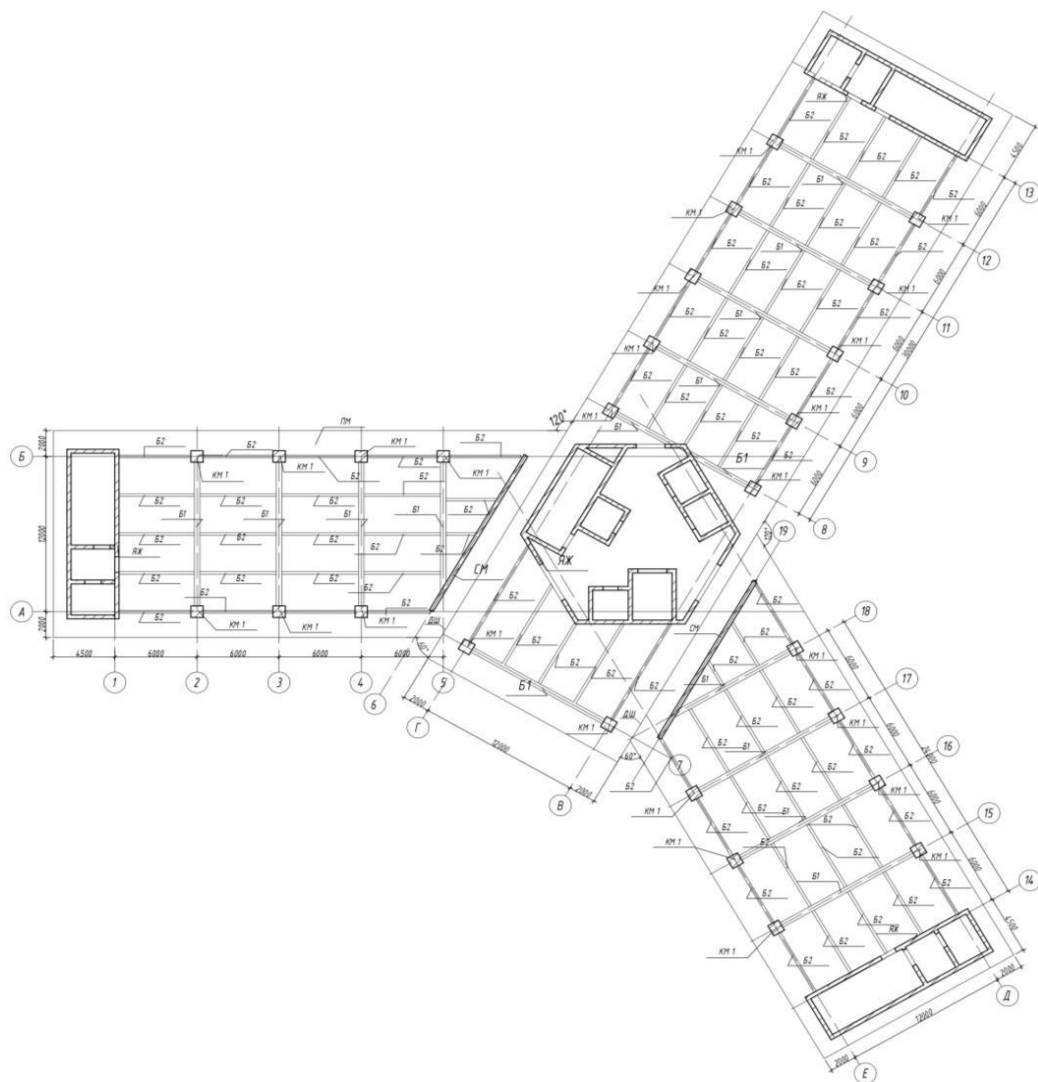


Рисунок 1.1 - Схема розташування несучих елементів залізобетонного каркасу

1.1.1 Визначення витрати бетону і металу на несучі конструкції та маси будівлі

Визначимо об'єм бетону, масу арматури та загальну масу конструкцій, які будуть ідентичними для обох варіантів.

Такими конструкціями є залізобетонні ядра жорсткості та перекриття.

Таблиця 1.1 - Розрахункові обсяги залізобетонних ядер жорсткості та стін

Тип	Розташування	Висота, м	Довжина, м	Загальний обсяг, м ³	Загальна маса арматури, т	Загальна маса бетону, т
					d=12 мм	
300 (1/А-Б)	з відм. -2,500 до відм. 79,800	82,3	40,2	992,54	3,27	2358,27
300 (14/Д-Е)	з відм. -2,500 до відм. 119,800	122,3	40,2	1474,94	4,86	3504,46
300 (13/В-Г)	з відм. -2,500 до відм. 39,800	42,3	40,2	510,14	1,68	1212,09
300 (7-8/В-Г)	з відм. -2,500 до відм. 119,800	122,3	102,7	3768,06	12,41	8952,91
300 (6/А-Б)	з відм. -2,500 до відм. 119,800	122,3	18,4	675,1	2,22	1604,04
300 (19/Д-Е)	з відм. -2,500 до відм. 119,800	122,3	18,4	675,1	2,22	1604,04

Таблиця 1.2 - Розрахункові обсяги залізобетонних перекриттів

Тип	Розташування	Кількість	Загальна площа, м ²	Загальний обсяг, м ³	Загальна маса арматури, т	Загальна маса бетону, т
					d=10 мм	
200 (1-6/А-Б)	з відм. -2,500 до відм. 79,800	21	11064,9	2212,98	164,64	5258
200 (14-19/Д-Е)	з відм. -2,500 до відм. 119,800	31	16333,9	3266,78	243,04	7761,87
200 (7-13/В-Г)	з відм. -2,500 до відм. 39,800	11	10178,52	2035,7	151,45	4836,82

Таблиця 1.3 - Розрахункові обсяги залізобетонних колон

Тип	Розташування	Кількі сть	Загальна довжина, м	Загальни й обсяг, м ³	Загальна маса арматури, т				Загальна маса бетону, т
					d=32 мм	d=25 мм	d=22 мм	d=18 мм	
КМ1	з відм. -2,500 до відм. 40,000	26	1105	895,05	-	2,076	-	2,157	2148,12
КМ2	з відм. 40,000 до відм. 80,000	14	560	274,4	1,832	2,236	-	1,162	658,56
КМ3	з відм. 80,000 до відм. 120,000	7	280	100,8	0,916	1,118	0,865	-	241,92

Таблиця 1.4 - Розрахункові обсяги залізобетонних балок

Тип	Розташування	Кількість	Загальна довжина, м	Загальний обсяг, м ³	Загальна маса арматури, т					Загальна маса бетону, т
					d=36 мм	d=32 мм	d=14 мм	d=12 мм	d=10 мм	
Б1	з відм. 0,000 до відм. 120,000	270	3240	648	49,57	46,36	-	5,93	2,59	1539,65
Б2	з відм. 0,000 до відм. 120,000	1559	9354	561,24	-	-	14,99	-	11,54	1333,51

1.2 Металевий каркас

У другому варіанті рамно-зв'язковий каркас 30-поверхового будинку складається з несучих металевих колон, балок, ядра жорсткості та залізобетонних перекриттів. Усі з'єднання елементів приймаються жорсткими.

Залізобетонне ядро:

— стіни товщиною 300 мм з арматурними стрижнями d=12 мм із кроком 200 мм.

Залізобетонні перекриття:

— товщиною 200 мм з армуванням сітками зі стрижнів d=10 мм і d=12 мм.

Металеві колони:

— двотаврові перетином 40К5.

Металеві балки:

— двотаврові перетином 40Б2;

— двотаврові перетином 35Ш7.

Схему розташування несучих конструкцій представлено на рисунку 1.2.

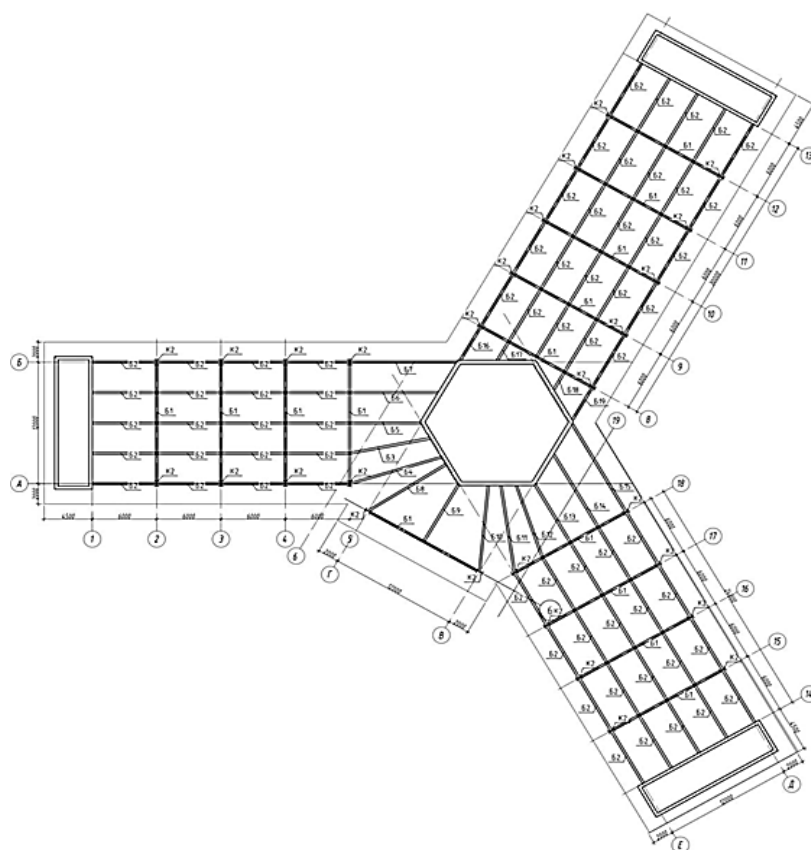


Рисунок 1.2 - Схема розташування несучих елементів металевого каркасу

Визначимо масу металевих колон.

Таблиця 1.5 - Розрахункові обсяги металевих колон

Профіль	Маса 1 п.м., кг	Довжина елемента, м	Маса елемента, т	Кількість	Загальна маса, т
40К5	290,8	4	1,163	520	604,76

Визначимо масу металевих балок

Таблиця 1.6 - Розрахункові обсяги металевих балок

Профіль	Маса 1 п.м., кг	Довжина елемента, м	Маса елемента, т	Кількість	Загальна маса, т
40Б2	66	12	0,729	250	182,25
35Ш7	223,6	6	1,341	1490	1998,99

1.3 Вибір раціонального варіанту

За забезпеченням несучої здатності, витратою матеріалів, вартістю будівництва вигідніший монолітний залізобетонний каркас.

РОЗДІЛ 2

ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНІ ТА АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

2.1 Опис зовнішнього вигляду об'єкта капітального будівництва, опис та обґрунтування просторової, планувальної та функціональної організації об'єкта капітального будівництва

Проектований висотний комплекс складається з веж різної поверховості: 10, 20 і 30 поверхів.

Будівля в плані являє собою трилисник, габаритні максимальні розміри якого 14х36 м в осях 1-6/А-Б, 14х58 м в осях 7-13/В-Г, 14х36 м в осях 14-19/Д-Е.

На рисунку 2.1 показано загальний план будинку.

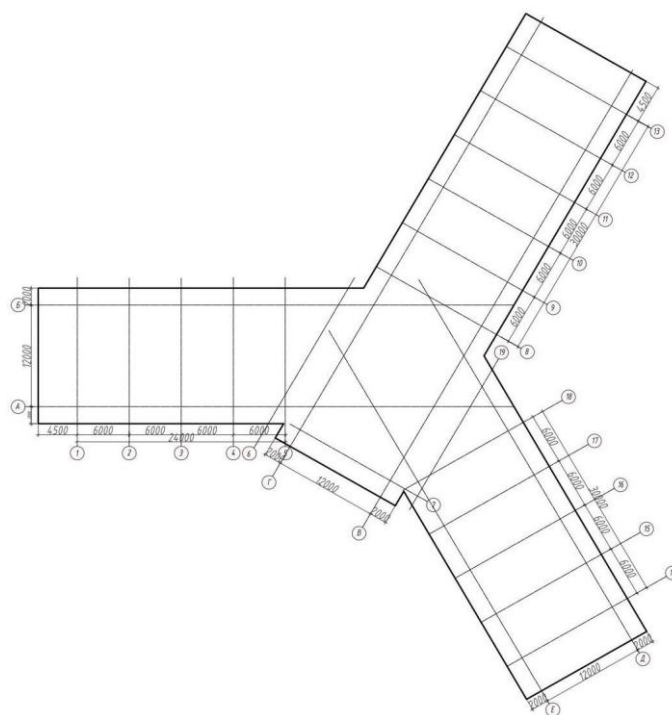


Рисунок 2.1 – Загальний план будинку

Планувальні рішення

Вежі являють собою будівлі різної висоти: 40, 80 і 120 м.

На першому поверсі розташовані приміщення пожежно-охоронної сигналізації, приміщення відеоспостереження, приміщення зберігання

прибирального інвентарю та техніки, торгові приміщення, приміщення підприємств громадського харчування, хол, санвузли. На інших поверхах розташовані офісні приміщення та санвузли. У підземному поверсі розташовуються технічні приміщення.

Зв'язок між поверхами в баштах здійснюється чотирма сходами типу Н2 [17], ці ж сходи є евакуаційними. У будівлі розташовуються 7 пасажирських ліфтів вантажопідйомністю 1600 кг і швидкістю 6 м/с та один вантажний вантажопідйомністю 2500 кг і швидкістю 4,5 м/с. З огляду на унікальність об'єкта капітального будівництва, для забезпечення пожежної безпеки розробляються спеціальні технічні умови (далі - СТУ) з пожежної безпеки. У СТУ розраховуються пожежні ризики та час, необхідний на евакуацію. Потім на підставі цих розрахунків детально описуються шляхи забезпечення пожежної безпеки, проводиться підбір вогнестійких матеріалів, засобів оповіщення та пожежогасіння.

Головний вхід розташований між осями В і Г, додаткові входи до торговельних зон і приміщень підприємств громадського харчування розташовані між осями 2-5/А, 4-5/Б, 10-11/В.

Основні характеристики об'єкта

Абсолютну позначку чистої підлоги 1-го поверху в проєкті умовно прийнято за відносну позначку 0,000.

Відповідно до [17] будівля І ступеня вогнестійкості.

Техніко-економічні показники будівлі подано в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 - Техніко-економічні показники

Поз.	Найменування	Од. вим.	Кількість
1	Площа забудови	м ²	2183
	зокрема: крилець, спусків, прямиків	м ²	2215
2	Загальна площа будівлі	м ²	52872,8
3	Корисна площа будівлі	м ²	43290,9

Продовження таблиці 2.1

4	Будівельний об'єм	м ³	148434
	Будівельний обсяг, вище від відм. 0,000	м ³	144216,2
	Будівельний обсяг, нижче від відм. 0,000	м ³	4217,8
5	Поверховість будівлі вище відм. 0,000	шт	30
	Поверховість будівлі нижче відм. 0,000	шт	1

2.2 Обґрунтування прийнятих об'ємно-просторових та архітектурно-художніх рішень, зокрема в частині дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва, реконструкції об'єкта капітального будівництва

Об'ємно-просторові та архітектурно-планувальні рішення продиктовані вимогами технології, чинних будівельних норм і правил, вимогам пожежної безпеки. Об'ємно-просторова композиція об'єкта обумовлена розташуванням на відведеній ділянці, функціональним призначенням і сучасними тенденціями урбаністики. Архітектурно-художнє рішення виконано в єдиному об'ємі та гармонійно вписується в існуючу міську забудову.

Одним із засобів, що забезпечують архітектурне сприйняття, є гармонійне використання матеріалу фасаду.

Прийняті об'ємно-планувальні рішення забезпечують виконання протипожежних вимог, що пред'являються до шляхів евакуації, кількості евакуаційних виходів і нормативної відстані до евакуаційних виходів.

Розміри будівлі не порушують вимог до дотримання граничних параметрів дозволеного будівництва об'єкта капітального будівництва.

2.3 Опис та обґрунтування використаних композиційних прийомів під час оформлення фасадів та інтер'єрів об'єкта капітального будівництва

Зовнішні стіни веж облицьовані вітражною системою. Утеплювач підлоги в підвалі $\lambda=0,030$ Вт/°С, товщиною 100 мм. Цоколь облицьований клінкерною плиткою під камінь.

Двері зовнішні з алюмінієвого профілю, колір сірий. Зовнішні службові

вхідні та протипожежні двері.

Оздоблення ганків:

Облицювання торців і верху бортиків ганків клінкерною плиткою під камінь. Облицювання поверхонь сходинок і майданчиків виконати клінкерною плиткою під камінь. Покриття козирка виконати з металочерепиці. Металеві конструкції та огорожі з нержавіючої сталі.

Оздоблення прямиків:

Металеві решітки пофарбувати, колір RAL 7012. Облицювання торців і верху прямиків клінкерною плиткою під камінь.

Облицювання внутрішньої поверхні стін прямиків керамічною плиткою, колір RAL 7012.

Підлогу прямиків виконати за ухилом.

Як утеплювач використовується екструзійний пінополістирол , товщиною 120 мм.

2.4 Опис рішень з оздоблення приміщень основного, допоміжного, обслуговуючого та технічного призначення

Використовувані під час оздоблення матеріали та вироби відповідають вимогам державних стандартів і мають гігієнічний висновок, виданий органами державної санітарно-епідеміологічної служби, а також сертифікати відповідності пожежної безпеки.

Стіни приміщень виконані гладкими і мають оздоблення, що допускає вологе прибирання та дезінфекцію.

Прийняті оздоблювальні матеріали на шляхах евакуації

Вестибюлі, коридори:

- стеля - Armstrong;
- стіни – забарвлення RAL;

підлоги - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Сходові клітки:

- стеля - ґрунтовка , забарвлення RAL
- стіни - забарвлення;
- підлоги - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Холи, рекреації:

- стеля - Armstrong;
- стіни - фарбування акриловою фарбою;
- підлоги - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблення приміщень основного призначення першого поверху.

Торгові площі:

- стеля - Armstrong ;
- стіни - фарбування акриловою фарбою;
- підлоги - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Кабінети:

- стеля - Armstrong;
- стіни - настінні панелі;
- підлоги - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблення приміщень основного призначення типових поверхів.

Кабінети:

- стеля - Armstrong;
- стіни - настінні панелі;
- підлоги - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблення приміщень обслуговуючого призначення Приміщення охорони, склади, інші службові приміщення:

- стеля - Armstrong;
- стіни - фарбування акриловою фарбою;
- підлоги - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Санвузли:

- стеля - підвісна рейкова;
- стіни - фарбування акриловою фарбою; низ стін (1,5 м) - керамічна

плитка;

- підлоги - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

Оздоблення приміщень обслуговуючого призначення.

Інженерні приміщення:

- стеля - фарбування акриловою фарбою;
- стіни - фарбування акриловою фарбою;
- підлоги - керамічна плитка з протиковзкою поверхнею.

2.5 Опис архітектурних рішень, що забезпечують природне освітлення приміщень із постійним перебуванням людей

Розміщення будівлі на заданій території забезпечує нормативну інсоляцію та КЕО. У приміщеннях з постійним перебуванням людей, у відповідності з вимогами.

2.6 Опис архітектурно-будівельних заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму, вібрації та іншого впливу

Згідно з нормами необхідний нормативний індекс ізоляції повітряного шуму стін і перегородок між офісами різних фірм, між кабінетами різних фірм 48 дБ.

У проєкті запроєктовано перегородки системи КНАУФ:

Перегородка С112 завтовшки 125 мм, обшита двома шарами гіпсових плит ГПС з обох боків, із заповненням звукоізоляцією KNAUF акустична перегородка 52 дБ товщиною 75 мм.

Під час проєктування будівлі застосовано планувальні рішення, що забезпечують захист основних приміщень багатофункціонального комплексу від шуму, вібрації інженерного та технологічного обладнання.

Приміщення венткамер не розташовані над, під і суміжно з приміщеннями з постійним перебуванням людей. Для усунення шуму, що виникає під час роботи вентиляційних установок, використовуються шумоглушники та гнучкі вставки (що

містять звукопоглинальні матеріали). Рівень звукового тиску від вентиляційних установок не перевищує нормативних значень.

2.7 Опис рішень щодо світлозагородження об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден (за необхідності)

Заходи зі світлозахисту об'єкта, що забезпечують безпеку польоту повітряних суден, необхідно виконати за погодженням із міністерством транспорту і дорожнього господарства.

2.8 Опис та обґрунтування прийнятих об'ємно-планувальних рішень об'єкта капітального будівництва, що забезпечують, зокрема, дотримання санітарно-епідеміологічних вимог

Прийняті об'ємно-планувальні рішення забезпечують виконання санітарно-епідеміологічних вимог до температури, вологості повітря та освітленості.

РОЗДІЛ 3

КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ

3.1 Відомості про топографічні, інженерно-геологічні, гідрогеологічні, метеорологічні та кліматичні умови земельної ділянки, наданої для розміщення об'єкта капітального будівництва

Район будівництва - м. Вінниця.

За [3] визначаємо температурний режим міста.

Температура повітря найбільш холодної доби забезпеченістю 0,92 -21°C.

Температура повітря найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92 - 26°C. Тривалість, діб, періоду із середньою добовою температурою повітря $\leq 8^{\circ}\text{C}$ - 211 діб.

Середня температура повітря періоду із середньодобовою температурою повітря $\leq 8^{\circ}\text{C}$ - -2,6°C. Середня місячна відносна вологість повітря найбільш холодного місяця - 84%.

Вологісна зона нормальна.

Розрахункове значення ваги снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі дорівнює 1,5 кПа для III снігового району. Нормативне значення вітрового тиску - 0,23 кН/м², I вітровий район.

Кліматичний район будівництва – ПІВ

Сейсмічність району - 5 балів.

3.2 Опис та обґрунтування конструктивних рішень будівель і споруд, включно з їхніми просторовими схемами, прийнятими під час виконання розрахунків будівельних конструкцій

3.2.1 Загальні положення

Рамно-зв'язковий монолітний каркас 30-поверхового будинку складається з несучих колон і перекриттів по балках, внутрішніх монолітних стін (ядра жорсткості). Усі з'єднання елементів приймаються жорсткими.

Залізобетонне ядро:

- стіни товщиною 300 мм, бетон В30.

Залізобетонні колони:

- перетином 900х900 мм, бетон В45;
- перетином 700х700 мм, бетон В45;
- перетином 600х600 мм, бетон В45;

Залізобетонні балки:

- перетином 400х500 мм, бетон В30;
- перетином 200х300 мм, бетон В30.

Залізобетонні перекриття:

- товщиною 200 мм, бетон В30.

Розрахунок каркасу проводиться в програмному комплексі ПК SCAD.

Розрахункова схема наведена на рисунку 3.1.

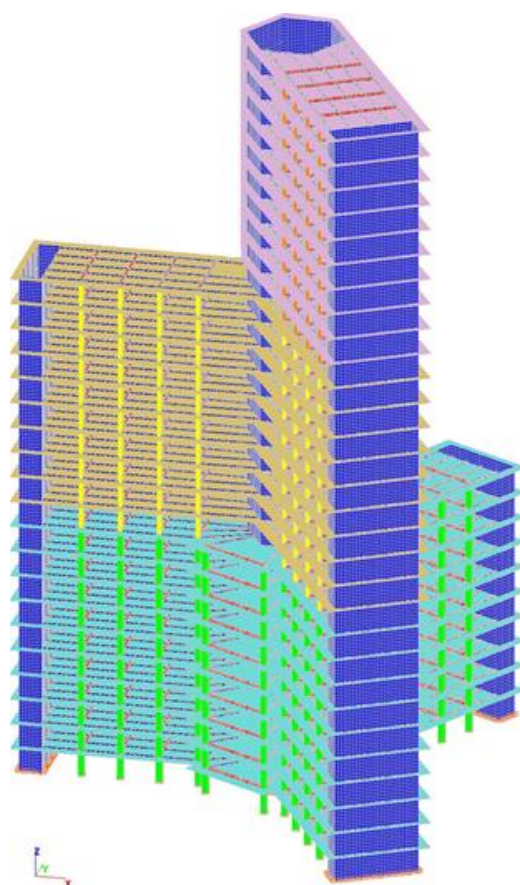


Рисунок 3.1 - Розрахункова схема будівлі в ПК SCAD

3.2.2 Збір навантажень

Навантаження на каркас збирають згідно з [2].

Власна вага збирається автоматично, згідно із заданими жорсткостями.

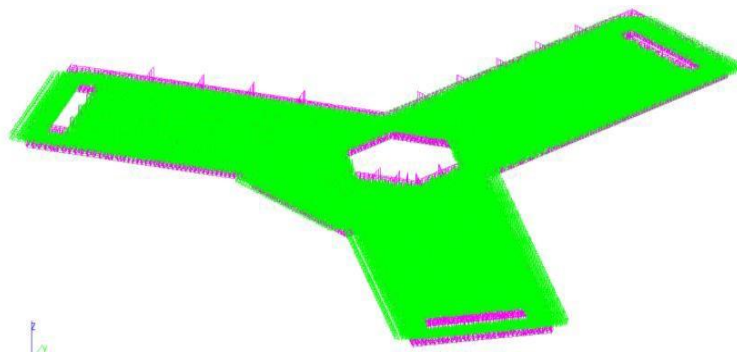


Рисунок 3.2 - Навантаження від власної ваги

Навантаження від перегородок. Згідно з [2] нормативне навантаження на плити від перегородок, приймемо нормативне значення навантажень, що дорівнює $0,5 \text{ кН/м}^2$.

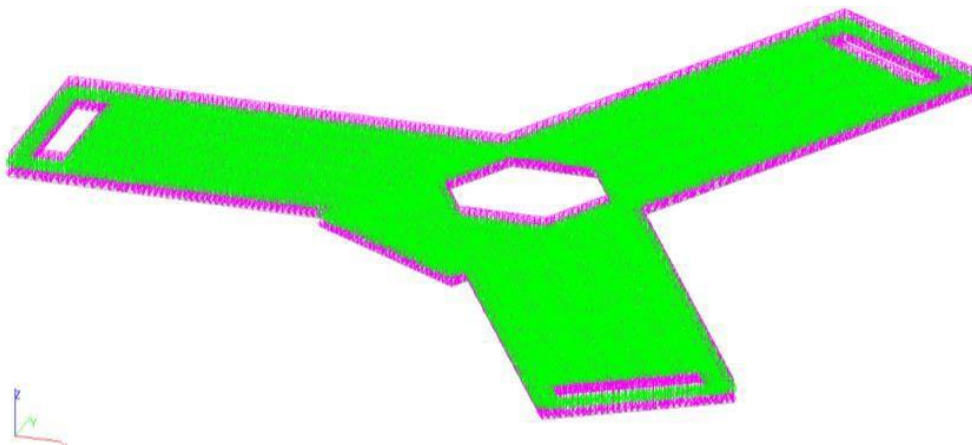


Рисунок 3.3 - Навантаження від перегородок

Вага підлог

Підлоги з цементно-піщаного розчину ($\rho = 1200 \text{ кг/м}^3$) завтовшки 30 мм і керамічною плиткою вагою ($q = 20 \text{ кг/м}^2$).

Нормативне навантаження від підлог $q_0(\text{підлоги}) = 0,708 \text{ кН/м}^2$.

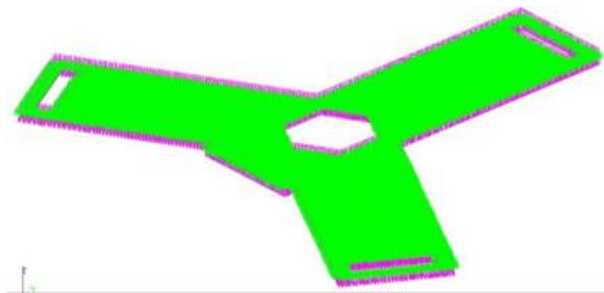


Рисунок 3.4 - Навантаження від підлог

Вага покрівлі

Таблиця 3.1 - Вага покрівлі

Матеріал	Нормативне навантаження	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження кН/м ²
Пінополістирол $\delta = 150$ мм, $\rho = 33$ кг/м ³	$0,15 \cdot 0,33 = 0,05$	1,2	0,66
Цементно-піщаний розчин $\delta = 50$ мм, $\rho = 1800$ кг/м ³	$0,05 \cdot 18 = 0,9$	1,1	0,99
Бітум $\delta = 10$ мм, $\rho = 1400$ кг/м ³	$0,01 \cdot 14 = 0,14$	1,2	0,168
Разом:			1,27

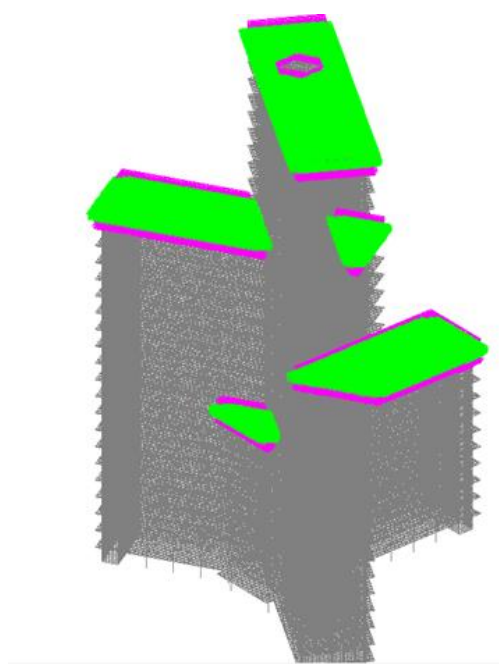


Рисунок 3.5 - Навантаження від ваги покрівлі

Вага фасадного скління. Фасадне скління задається умовно через навантаження за площею фасаду і збирається на торці перекриттів.

$$P(\text{фасад}) = 1,89 \text{ кН/м}$$

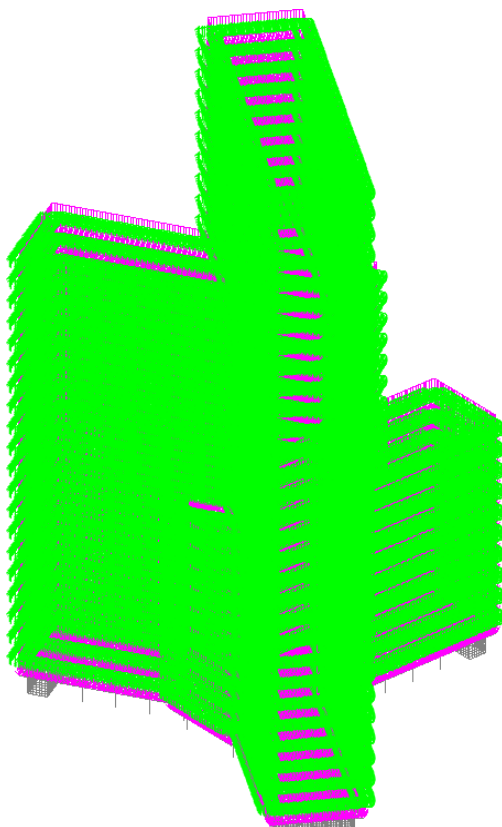


Рисунок 3.6 - Навантаження від фасадної системи

Експлуатаційне навантаження

Рівномірно розподілене навантаження на плити перекриття дорівнює $2 \text{ кПа} \approx 2 \text{ кН/м}^2$.

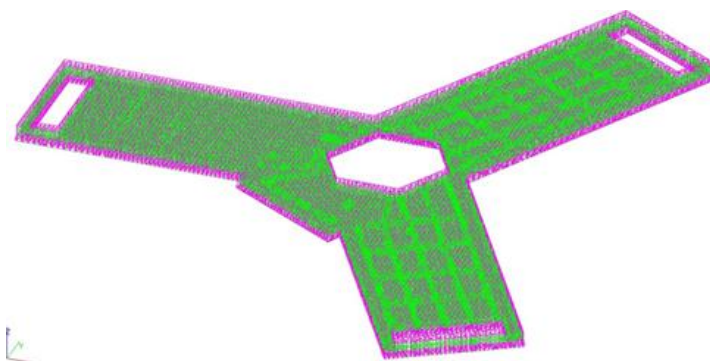


Рисунок 3.7 - Тимчасове навантаження на перекриття

Снігове навантаження

Для $z_e = 40$ м :

Згідно з [2] нормативне значення снігового навантаження визначається за формулою

$$S_0^H = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,833 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,25 \text{ кПа} = 1,25 \text{ кН/м}^2 \quad (3.1)$$

де S_g - вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальній поверхні землі,

що приймається за табл. 10.1 [2] - 1,5 кПа для III снігового району;

c_t - термічний коефіцієнт за [2];

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття за [2];

c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру, розраховується за формулою

$$c_e = (1,4 - 0,4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot l_c) \quad (3.2)$$

$$c_e = (1,4 - 0,4 \cdot \sqrt{1,132}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 27,57) = 0,833$$

дек - коефіцієнт, що визначається за формулою

$$k(z_e) = k_{10} \cdot \left(\frac{z_e}{10}\right)^{2\alpha} = 0,65 \cdot \left(\frac{40}{10}\right)^{0,4} = 1,132 \quad (3.3)$$

тут Z_e - еквівалентна висота, м;

k_{10} - коефіцієнт, для місцевості типу В, що дорівнює 0,65 ;

α - коефіцієнт, для місцевості типу В, що дорівнює 0,2 ;

l_c - характерний розмір покриття, розраховуємо за формулою

$$l_c = 2b - \frac{b^2}{l} = 2 \cdot 16 - \frac{16^2}{57,77} = 27,57 \text{ м} \quad (3.4)$$

деб - найменший розмір покриття в плані, м;

l - найбільший розмір покриття в плані.

2) Для $z_e = 80$ м:

Згідно з [2] нормативне значення снігового навантаження визначається за формулою

$$S_0^H = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,779 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,169 \text{ кПа} = \frac{1,169 \text{ кН}}{\text{м}^2}$$

де S_g - вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальній поверхні землі, що приймається за [2] - 1,5 кПа для III снігового району;

c_t - термічний коефіцієнт за [2];

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття за [2];

c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру, розраховується за формулою $c_e = (1,4 - 0,4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot l_c)$

$$c_e = (1,4 - 0,4 \cdot \sqrt{1,493}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 27,57) = 0,779$$

дек - коефіцієнт, що визначається за формулою

$$k(z_e) = k_{10} \cdot \left(\frac{z_e}{10}\right)^{2\alpha} = 0,65 \cdot \left(\frac{80}{10}\right)^{0,4} = 1,493 \text{ тут } Z_e - \text{еквівалентна висота, м;}$$

k_{10} - коефіцієнт, для місцевості типу В рівний 0,65;

α - коефіцієнт, для місцевості типу В, що дорівнює 0,2;

l_c - характерний розмір покриття, розраховуємо за формулою

$$l_c = 2b - \frac{b^2}{l} = 2 \cdot 16 - \frac{16^2}{57,77} = 27,57 \text{ м}$$

деб - найменший розмір покриття в плані, м;

l - найбільший розмір покриття в плані.

3) Для $z_e = 120$ м:

Згідно з [2] нормативне значення снігового навантаження визначається за

формулою $S_0^H = c_e \cdot c_t \cdot \mu \cdot S_g = 0,744 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 = 1,116 \text{ кПа} = \frac{1,116 \text{ кН}}{\text{м}}$

де S_g - вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальній поверхні землі, що приймається за табл. 10.1 [2] - 1,5 кПа для III снігового району;

c_t - термічний коефіцієнт за [2];

μ -коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття за [2];

c_e - коефіцієнт, що враховує знесення снігу з покриттів будівель під дією вітру, розраховується за формулою

$$c_e = (1,4 - 0,4 \cdot \sqrt{k}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot l_c)$$

$$c_e = (1,4 - 0,4 \cdot \sqrt{1,756}) \cdot (0,8 + 0,002 \cdot 27,57) = 0,744$$

дек – коефіцієнт, що визначається за формулою

$$k(z_e) = k_{10} \cdot \left(\frac{z_e}{10}\right)^{2\alpha} = 0,65 \cdot \left(\frac{120}{10}\right)^{0,4} = 1,756$$

тут z_e - еквівалентна висота, м;

k_{10} - коефіцієнт, для місцевості типу В, що дорівнює 0,65;

α - коефіцієнт, для місцевості типу В рівний 0,2;

l_c - характерний розмір покриття, розраховуємо за формулою

$$l_c = 2b - \frac{b^2}{l} = 2 \cdot 16 - \frac{16^2}{57,77} = 27,57 \text{ м}$$

де b - найменший розмір покриття в плані, м;

l - найбільший розмір покриття в плані.

На нижні покриття снігове навантаження розраховуємо, використовуючи додаток [Б.9, 30], згідно з яким:

Коефіцієнт $\mu = 1 + \frac{1}{h} (m_1 l_1 + m_2 l_2)$ де h - висота перепаду, м, що відлічується від верхньої точки конструкцій вищою частини будівлі біля перепаду висот до покрівлі нижнього покриття (за h більше 8 м приймають 8 м);

l_1, l_2 - довжина ділянок верхнього і нижнього покриття, з яких переноситься сніг у бік перепаду висоти, ($l_1 = l_2 = 16 \text{ м}$);

m_1, m_2 - частки снігу, що переноситься вітром до перепаду висоти ($m_1 = m_2 = 0,4$ для плоского покриття з $\alpha \leq 20^\circ$).

Отримуємо:

$$\mu = 1 + \frac{1}{8} (0,4 \cdot 16 + 0,4 \cdot 16) = 2,6 \quad (3.5)$$

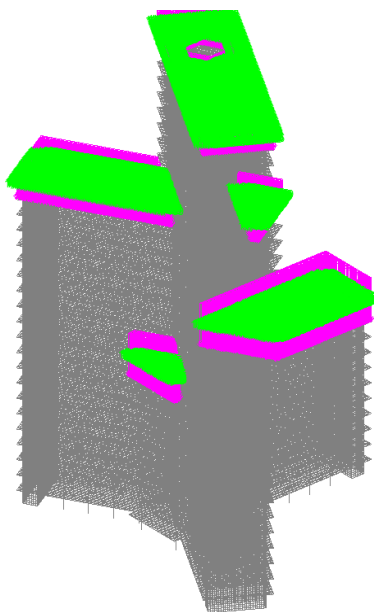


Рисунок 3.8 - Навантаження від снігу

Вітрове навантаження

Розрахунок каркасу слід проводити для основного типу вітрового навантаження.

Нормативне значення вітрового навантаження, відповідно до [2], W_n слід визначати, як суму середньої W_m і пульсаційної W_p складових

$$W_n = W_m + W_p \quad (3.6)$$

Нормативне значення середньої складової вітрового навантаження W_m залежно від еквівалентної висоти z_e над поверхнею землі слід визначати за формулою

$$W_m = W_0 \cdot k(z_e) \cdot c \quad (3.7)$$

де W_0 - нормативне значення вітрового тиску; приймається залежно від вітрового району за табл. 11.1 [2], $W_0 = 0,23 \text{ кН/м}^2$;

$k(z_e)$ - коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску для висоти;

c - аеродинамічний коефіцієнт, який визначається згідно [2].

Аеродинамічні коефіцієнти для різних ділянок бічних стін приймаються за [2].

Таблиця 3.2 - Вага покрівлі

Поверх	висота $z_e, \text{м}$	$k(z_e)$	W_m				q_w		
			$c=0,8$	$c=-0,5$	$c=-0,8$	$c=-1$	$c=0,8$	$c=-0,5$	$c=-1$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	4	0,451	0,083	-0,052	-0,083	-0,104	0,332	-0,207	-0,415
2	8	0,594	0,109	-0,068	-0,109	-0,137	0,438	-0,273	-0,547
3	12	0,699	0,129	-0,080	-0,129	-0,161	0,515	-0,322	-0,643
4	16	0,784	0,144	-0,090	-0,144	-0,180	0,577	-0,361	-0,722
5	20	0,858	0,158	-0,099	-0,158	-0,197	0,631	-0,395	-0,789
6	24	0,923	0,170	-0,106	-0,170	-0,212	0,679	-0,424	-0,849
7	28	0,981	0,181	-0,113	-0,181	-0,226	0,722	-0,451	-0,903
8	32	1,035	0,190	-0,119	-0,190	-0,238	0,762	-0,476	-0,952
9	36	1,085	0,200	-0,125	-0,200	-0,250	0,799	-0,499	-0,998
10	40	1,132	0,208	-0,130	-0,208	-0,260	0,833	-0,521	-1,041
11	44	1,176	0,216	-0,135	-0,216	-0,270	0,865	-0,541	-1,082
12	48	1,217	0,224	-0,140	-0,224	-0,280	0,896	-0,560	-1,120
13	52	1,257	0,231	-0,145	-0,231	-0,289	0,925	-0,578	-1,156
14	56	1,295	0,238	-0,149	-0,238	-0,298	0,953	-0,596	-1,191
15	60	1,331	0,245	-0,153	-0,245	-0,306	0,980	-0,612	-1,225
16	64	1,366	0,251	-0,157	-0,251	-0,314	1,005	-0,628	-1,257
17	68	1,399	0,257	-0,161	-0,257	-0,322	1,030	-0,644	-1,287
18	72	1,432	0,263	-0,165	-0,263	-0,329	1,054	-0,659	-1,317
19	76	1,463	0,269	-0,168	-0,269	-0,336	1,077	-0,673	-1,346
20	80	1,493	0,275	-0,172	-0,275	-0,343	1,099	-0,687	-1,374
21	84	1,523	0,280	-0,175	-0,280	-0,350	1,121	-0,700	-1,401
22	88	1,551	0,285	-0,178	-0,285	-0,357	1,142	-0,714	-1,427
23	92	1,579	0,291	-0,182	-0,291	-0,363	1,162	-0,726	-1,453
24	96	1,606	0,296	-0,185	-0,296	-0,369	1,182	-0,739	-1,478

Продовження таблиці 3.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
25	100	1,633	0,300	-0,188	-0,300	-0,376	1,202	-0,751	-1,502
26	104	1,659	0,305	-0,191	-0,305	-0,381	1,221	-0,763	-1,526
27	108	1,684	0,310	-0,194	-0,310	-0,387	1,239	-0,775	-1,549
28	112	1,708	0,314	-0,196	-0,314	-0,393	1,257	-0,786	-1,572
29	116	1,733	0,319	-0,199	-0,319	-0,398	1,275	-0,797	-1,594
30	120	1,756	0,323	-0,202	-0,323	-0,404	1,293	-0,808	-1,616

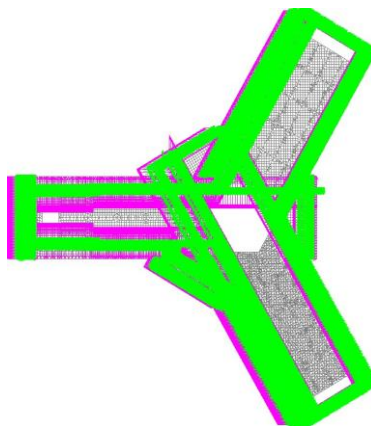


Рисунок 3.9 - Навантаження від статичної складової вітрового навантаження (уздовж осі X)

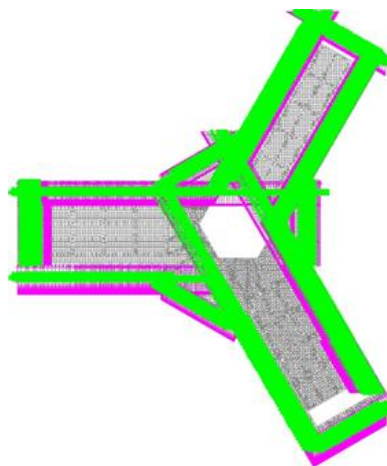


Рисунок 3.10 - Навантаження від статичної складової вітрового навантаження (уздовж осі Y)

Пульсаційну складову вітрового навантаження обчислюємо за допомогою ПК SCAD шляхом створення динамічних завантажень для кожної зі статичних

складових вітрового навантаження, створених раніше.

3.2.3 Результати розрахунку

Згідно з розрахунками, у ПК SCAD максимальне переміщення по У проєктованої будівлі становило 60,036 мм (рисунок 3.11).

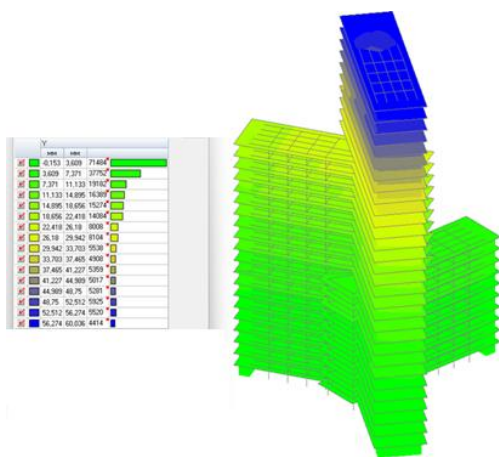


Рисунок 3.11 - Переміщення по осі У (мм)

Максимальне переміщення по Х проєктованої будівлі склало 614,67 мм (рисунок 3.12).

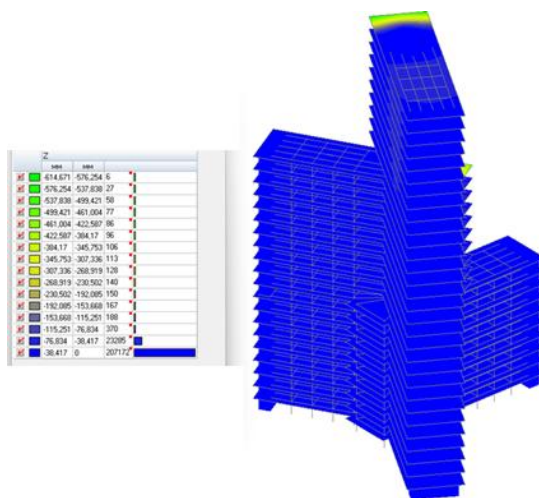


Рисунок 3.12 - Переміщення по осі Z (мм)

Згідно з [2], горизонтальні переміщення верху будівлі не можуть перевищувати $h/500$, де h - висота будівлі.

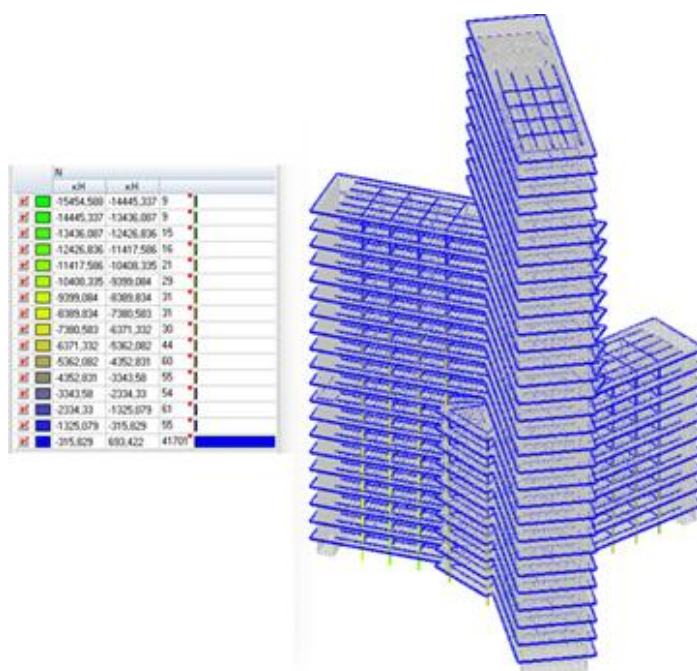


Рисунок 3.13 - Розподіл зусиль N (кН)

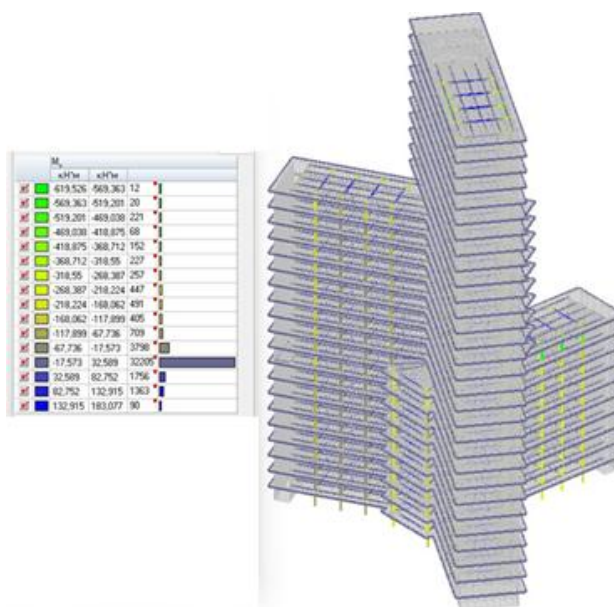


Рисунок 3.14 - Розподіл зусиль M_u (кН·м)

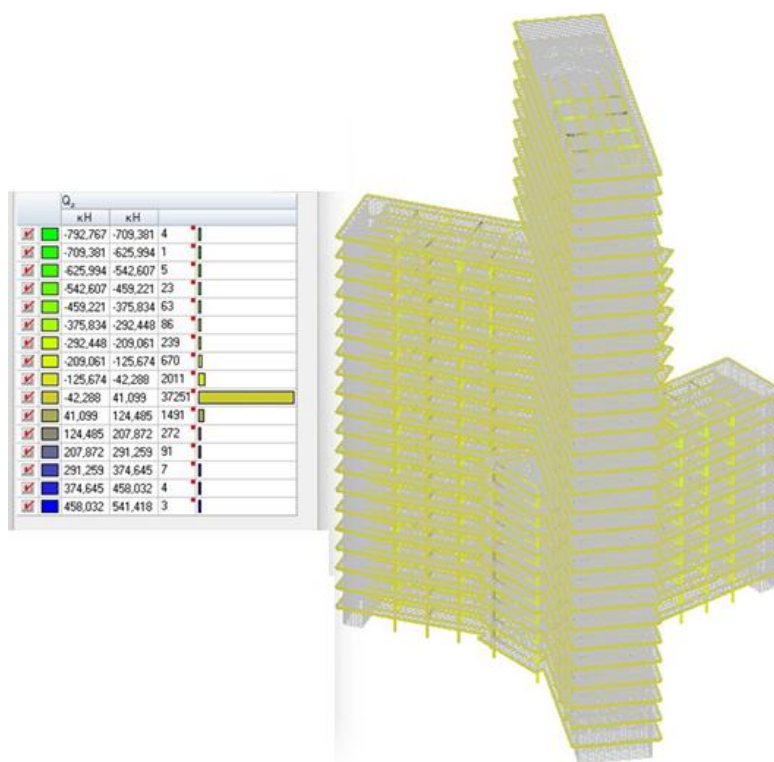


Рисунок 3.15 - Розподіл зусиль $M(y)$ (кН)

3.2.4 Армування колон

Колона першого поверху є наземною позacentрово-стиснутою конструкцією. Перетин колон нижньої третини будівлі 900x900 мм, середньої третини 700x700 мм, верхньої третини 500x500 мм. Сформований звіт із підбору арматури для колон із ПК SCAD представлено на рисунках 3.19 - 3.21.

Для колони прямокутного перерізу мінімальний відсоток армування має бути не менше ніж 0,1%.

0,484 % > 0,1 %. Отже, умова виконується.

Схему армування представлено в графічній частині проєкту.

У результаті коефіцієнт використання не перевищує 1. Результати експертизи колон показано на рисунку 3.19-21.

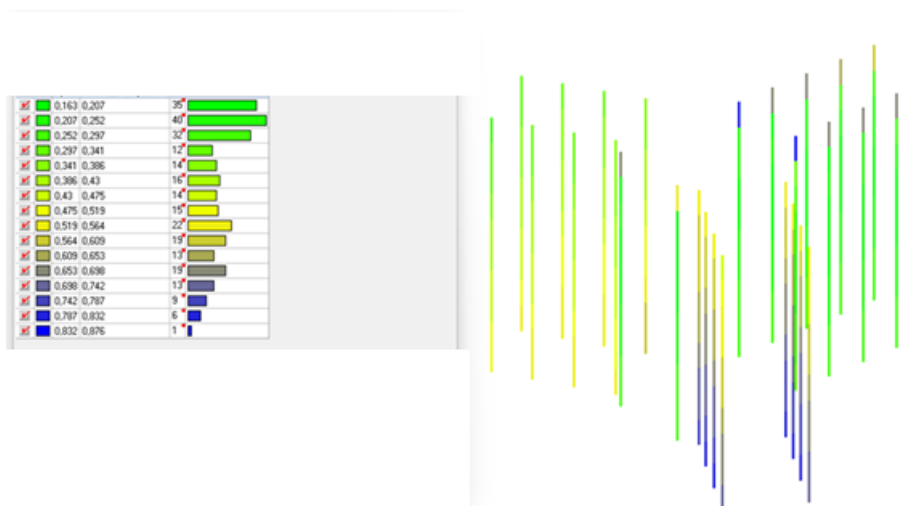


Рисунок 3.19 - Результаты экспертизы колон KM-1 (900x900 мм)

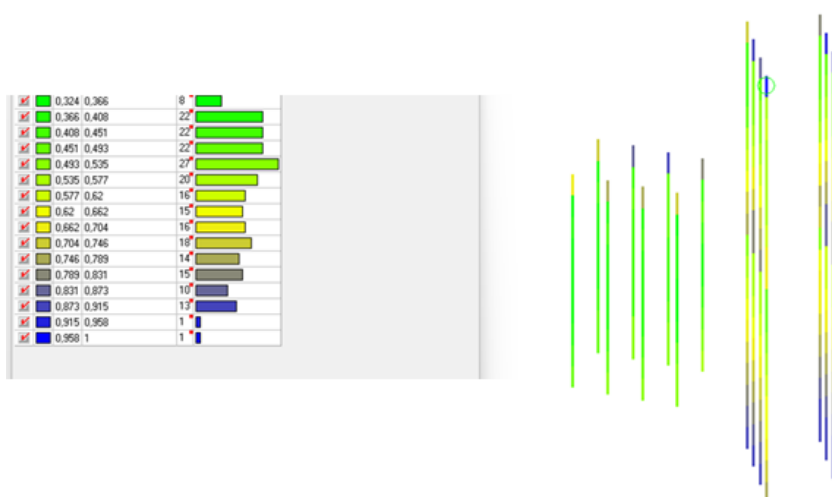


Рисунок 3.20 - Результаты экспертизы колон KM-1 (700x700 мм)

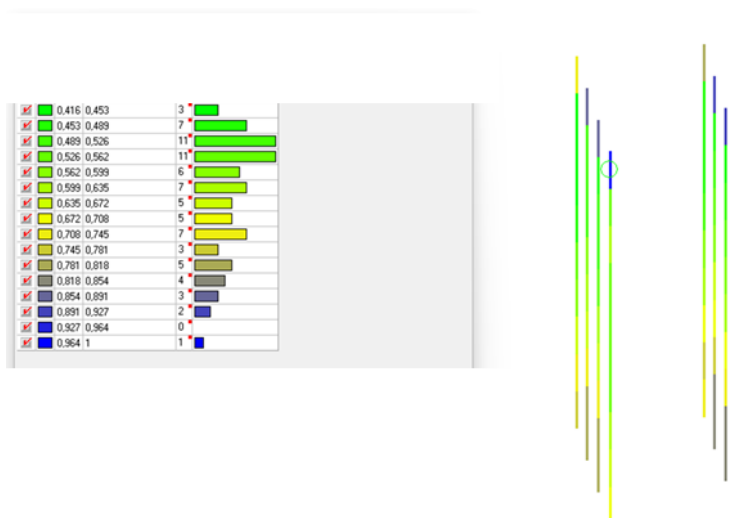


Рисунок 3.21 - Результаты экспертизы колон KM-1 (500x500 мм)

3.2.5 Армування плити перекриття

Прийняте армування представлено в графічній частині проєкту.

Для спрощення розрахунку для експертизи обрано плити нижнього, середнього і верхнього поверхів.

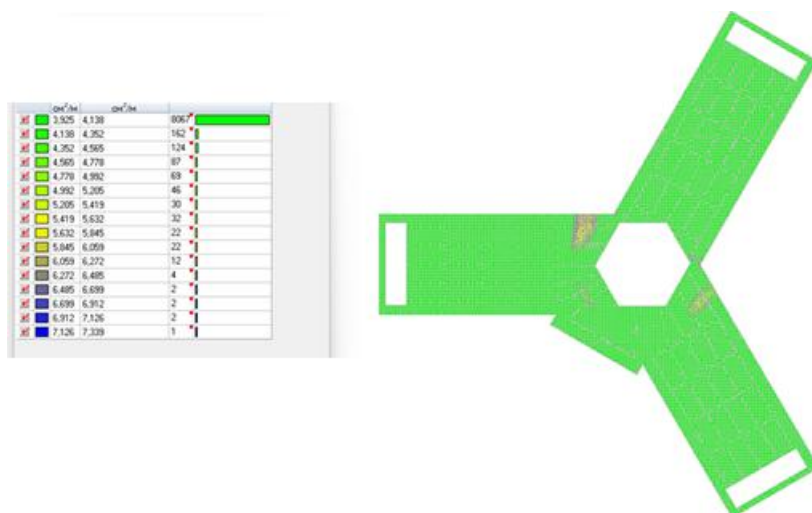


Рисунок 3.22 - Ізополя армування плити інтенсивність S1 (нижня по X)

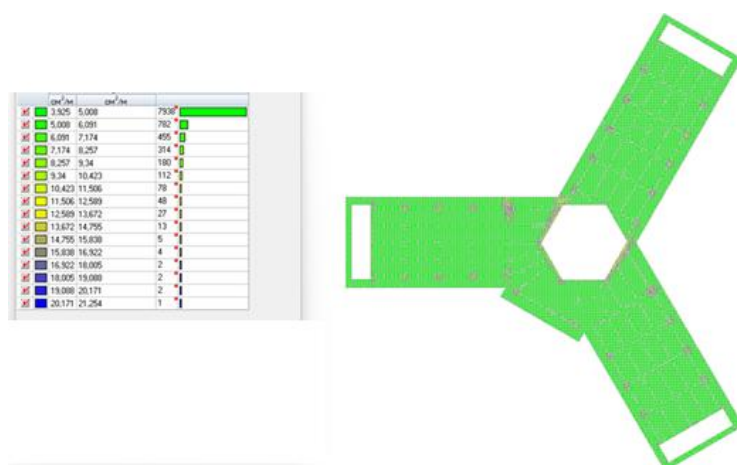


Рисунок 3.23 - Ізополя армування плити інтенсивність S2 (верхня по X)

№	см/см	см/см	№
1	3.925	4.16	8127
2	4.16	4.394	50
3	4.394	4.623	40
4	4.623	4.854	47
5	4.854	5.080	30
6	5.080	5.333	30
7	5.333	5.568	36
8	5.568	5.802	12
9	5.802	6.037	25
10	6.037	6.272	25
11	6.272	6.506	20
12	6.506	6.741	16
13	6.741	6.976	12
14	6.976	7.21	6
15	7.21	7.445	2
16	7.445	7.68	2

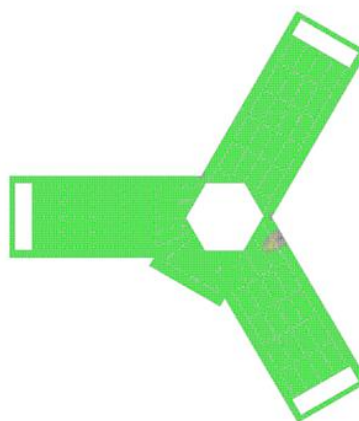


Рисунок 3.24 - Ізополя армування плити інтенсивність S3 (нижня по У)

№	см/см	см/см	№
1	3.925	5.080	7827
2	5.080	6.271	882
3	6.271	7.444	519
4	7.444	8.616	261
5	8.616	9.789	130
6	9.789	10.962	51
7	10.962	12.135	20
8	12.135	13.308	12
9	13.308	14.481	8
10	14.481	15.654	7
11	15.654	16.826	7
12	16.826	17.999	2
13	17.999	19.172	2
14	19.172	20.345	2
15	20.345	21.518	2
16	21.518	22.691	1

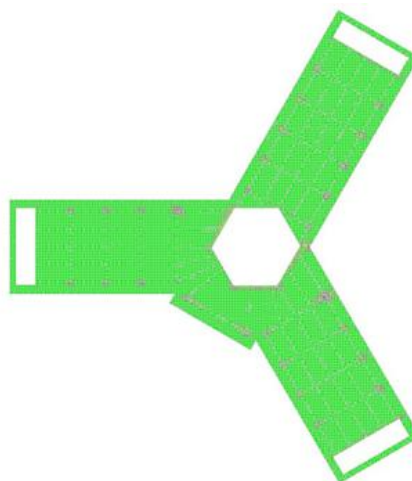


Рисунок 3.25 - Ізополя армування плити інтенсивність S4 (верхня по У)

РОЗДІЛ 4

ФУНДАМЕНТИ

4.1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Об'єкт капітального будівництва - багатофункціональний центр у м. Вінниця.

За позначку 0,000 умовно прийнято позначку чистої підлоги першого поверху будівлі. Будівля з підвалом, відмітка підлоги підвалу -2,500.

Оцінку інженерно-геологічних умов наведено на підставі характеристик ґрунту майданчика будівництва, зведених у таблицю 4.1.

На рисунку 4.1 представлено інженерно-геологічний розріз.

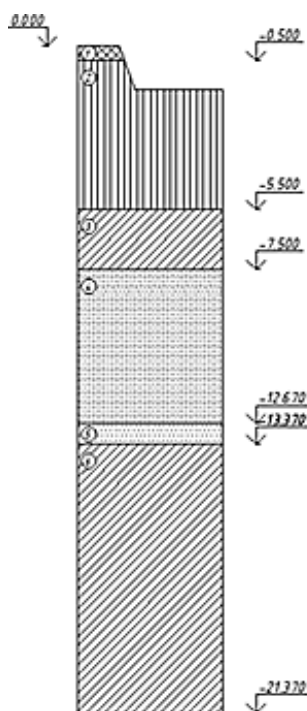


Рисунок 4.1 - Інженерно-геологічний розріз

У рамках дипломного проєкту потрібно розглянути 2 типи паль у пальовому фундаменті з плитним ростверком, зробити техніко-економічне порівняння варіантів, розробити фундамент із найоптимальнішим варіантом паль.

Таблиця 4.1. Фізико-механічні характеристики ґрунту

Повне найменування ґрунту	h , м	W , д.е.	e , д.о.	Щільність, т/м ³			$\gamma(\gamma_{sb})$, кН/м ³	I_L , д.е.	S_r , д.е.	Механічні хар-ки ґрунтів			R_o , кПа
				ρ	ρ_s	ρ_d				E , кПа	φ , град	c , кПа	
Насипний ґрунт	-	-	-	-	-	-	-	< 0	-	-	-	-	-
Суглинок твердий	5	0,19	0,68	1,92	2,71	1,61	10,12	0	0,75	20,5	30	23,7	289
Суглинок тугопластичний	2	0,32	0,78	1,93	2,71	1,51	-	$< I_L$ < 1	-	10,8	18,8	17,4	165,2
Піски ср. крупності та щільності, малого ступеня водонасиченості	5,17	0,25	0,65	1,87	2,66	1,61	16,1	-	1	30	1	35	400
Піски гравелісті малого ступеня водонасичення	0,7	0,16	0,66	1,84	2,66	1,60	16	$0 < I_L < 1$	1	27	1,8	31,6	300
Суглинки тверді	9	0,16	0,68	1,92	2,71	1,61	10,1	< 0	0,75	20,5	30	23,7	289

4.2 Збір навантажень на фундамент

4.2.1 Загальні дані

Як першу розрахункову ділянку приймаємо фрагмент плитного фундаменту під колону в осях 11/Г.

На фрагмент фундаменту під колоною в осях 11/Г передається навантаження:

- навантаження з покриття, що включає власну вагу конструкції покрівлі та снігове навантаження;
- навантаження з перекриття всіх поверхів, що лежать вище, що включають в себе навантаження власної ваги конструкції підлоги, перегородок і плит перекриття, а також короткочасне корисне навантаження;
- навантаження від власної ваги колони залізобетонної.

Тимчасові навантаження включають у себе короткочасні навантаження (корисне навантаження на перекриття від власної ваги людей і обладнання) і тривалі (власна вага перегородок). До постійних навантажень належить власна вага перекриття, а також власна вага конструкції підлоги.

Під час збирання навантаження на покриття і перекриття враховується

основне поєднання навантажень, що включає в розрахунок постійні навантаження з коефіцієнтом 1, короткочасні - 0,9 і тривалі - 0,95.

Збір навантажень на 1 м² наведено в пункті 2.2.

Сумарне максимальне навантаження розрахункове: $N_p = 5869,58$ кН.

Як другу розрахункову ділянку приймаємо фрагмент плитного фундаменту під колону в осях 5/Б.

Сумарне максимальне навантаження розрахункове: $N_p = 11651,3$ кН.

Як третю розрахункову ділянку приймаємо фрагмент плитного фундаменту під колону в осях 16/Д.

Сумарне максимальне навантаження розрахункове: $N_p = 16226,1$ кН.

4.2 Проектування фундаменту на забивних палях

4.2.1 Вихідні дані

Виконаємо розрахунок фундаментної плити на забивних палях для фрагмента плити під колону в осях 11/Г.

Рекомендується ухвалювати товщину фундаментної плити не менше ніж 50 см і не більше ніж 200 см, клас бетону - не менше ніж В20, армування - не менше ніж 0,3%, а марку за водонепроникністю - не менше ніж W6.

Приймаємо висоту фундаментної плити завтовшки 1 м з бетону класу В25, з подвійним армуванням арматурою класу А500С із кроком 200 мм в обох напрямках. Відмітка підлоги підвального приміщення прийнята -2,500 м, відповідно, відмітка підшви фундаменту -3,500. Після зрубівання відмітка голови палі становить -3,200, що на 50 мм вище підшви ростверку. Підшва ростверку на позначці -3,150.

4.2.2 Визначення несучої здатності забивної палі

Як несучий шар приймаємо ґрунт - суглинки тверді. Заглиблення палі в

несучий шар ґрунту має бути не менше 0,5 м.

Згідно з цим принципом, приймаємо довжину палі 14 м. Відповідно до рисунка 4.2 передбачено складові палі перетином 300х300 мм і висотою 14 м.

Відмітка кінця низу палі -10,200 м. Оскільки паля спирається на стисливий ґрунт, вона є висячою палею, що працює за рахунок опору ґрунту під нижнім кінцем і на бічній поверхні.

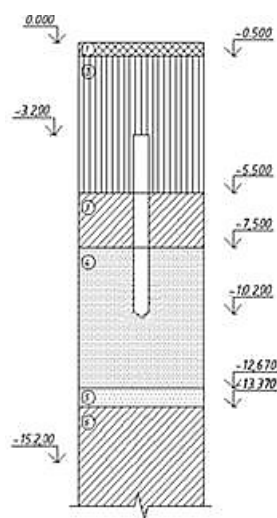


Рисунок 4.2 - Забивна паля

Несуча здатність висячої палі визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{R,f} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (4.1)$$

де γ_c - коефіцієнт, що враховує умови роботи паль у ґрунті;

γ_{cR} , $\gamma_{R,f}$ - коефіцієнт умови роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що приймаються за [25];

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається за [25];

A - площа обпирання палі;

u - зовнішній периметр поперечного перерізу стовбура палі;

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні, що приймається

за [25];

h_i - товщина i -го шару ґрунту;

Прийнято такі значення: $\gamma_c = 1$; $\gamma_{cr} = 1$; $\gamma_{R,f} = 1$; $R = 11772$ кПа;

$A = 0,09$ м²; $u = 1,2$ м; $\sum f_i \cdot h_i = 761,18$ кПа.

$$F_d = 1 \cdot \left(1 \cdot 11772 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot \sum 1 \cdot 761,18 \right) = 1972,89 \text{ кН.}$$

Допустиме навантаження на палю визначається за формулою:

$$\frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (4.2)$$

де $\gamma_k = 1,4$ – коефіцієнт надійності.

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1972,89}{1,4} = 1409,21 \text{ кН}$$

Це більше, ніж приймають у практиці проектування і будівництва, і тому обмежуємо значення допустимого навантаження на палю, приймаючи його 600 кПа.

4.2.3 Визначення числа паль і проектування ростверку

Розрахунок ведемо за I граничним станом, тобто від розрахункових навантажень.

Мінімальну кількість паль у куці визначимо за формулою:

$$n = \frac{N_p}{F_d - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}} \quad (4.3)$$

де N - розрахункове навантаження від сумарних зовнішніх впливів, кН;

d_p - глибина закладення ростверку, м;

$\gamma_{cp} = 20 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ – середня питома вага ростверку і ґрунту на його обрізах, кН/м³

$$n = \frac{N_p}{F_d - 0,9 \cdot d_p \cdot \gamma} = \frac{5869,58}{600 - 0,9 \cdot 3,5 \cdot 20} = 10,93 \text{ паль}$$

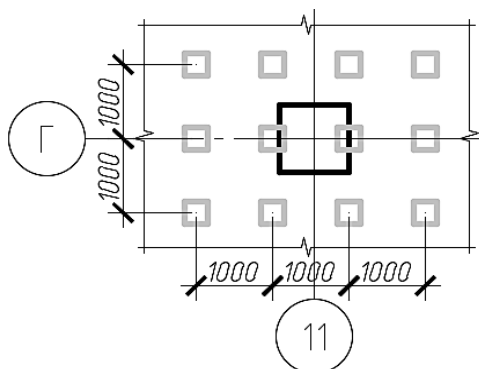


Рисунок 4.3 - Схема розташування паль під фрагмент плитного фундаменту

Відстань між палями приймаємо в межах від 3 до 6d. Висота плитного фундаменту 0,5 м. Приймаємо кількість паль 12 шт із кроком 1000 мм. Площа ростверка 923,06 м². Загальна кількість паль з урахуванням їх розташування 855 шт. Сполучення ростверку з палями - жорстке, закладення голови палі в монолітний ростверк на глибину 300 мм, арматура замонолічується в ростверк на 250 мм.

Клас бетону за міцністю приймаємо B25 (Rbt= 1,05 МПа).

4.2.4 Розрахунок пального фундаменту за несучою здатністю ґрунту основи

Пальовий фундамент розраховується за першою групою граничних станів. Тут має виконуватися умова:

$$N_{пл} \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (4.4)$$

де $N_{пл}$ - розрахункове навантаження на палю від будівлі, кН, яке визначається за формулою:

$$N_{пл} = \frac{5869,58}{12} = 489,13 \text{ кН}$$

Звідси перевірка: $N_{пл} = 489,13 \text{ кН} < 600 \text{ кН}$. Умова виконується.

4.2.5 Розрахунок плитного фундаменту на продавлювання колоною

Перевірка проводиться з умови

$$F \leq \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot h_{op}}{\alpha} \left[\frac{h_0}{c_1} (b_c + c_2) + \frac{h_0}{c_2} (l_c + c_1) \right], \quad (4.5)$$

де F - сила, що продавлює;

$$h_{op} = 1 - 0,05 = 0,95 \text{ м}$$

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot R_{bt} \cdot A_c}{N_k} = 1 - \frac{0,4 \cdot 1050 \cdot 2 \cdot (0,9 + 0,9) \cdot 0,5}{5869,58} = 0,87 \geq 0,85$$

Приймаємо $\alpha = 0,87$. Значення $c_1 = 1, c_2 = 0,4$

$$5869,58 \leq \frac{2 \cdot 1050 \cdot 0,95}{0,87} \left[\frac{0,95}{1} (0,9 + 0,4) + \frac{0,95}{0,4} (0,9 + 1) \right] = 13179,61 \text{ кН}$$

Умова задовольняється.

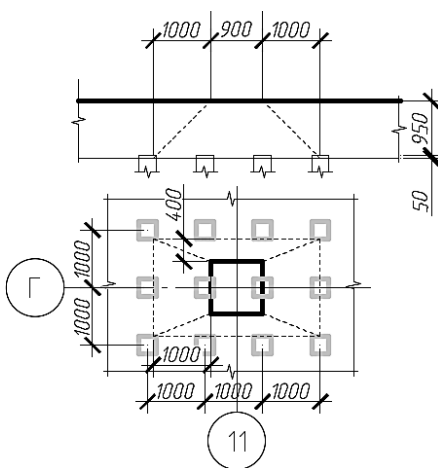


Рисунок 4.4 - Схема роботи ростверку на продавлювання колоною

4.2.6 Підбір палейного обладнання та розрахунок відмов

Вибираємо для забивання паль трубчастий дизель-молот С-996. Відмову

визначаємо за формулою:

$$S_a = \frac{E_d \cdot \eta \cdot A}{F_d(F_d + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + 0,2(m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3} \quad (4.6)$$

$$S_a = \frac{45,4 \cdot 1500 \cdot 0,09}{684,78(684,78 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{3,65 + 0,2(2,28 + 0,2)}{3,65 + 2,28 + 0,2} = 0,0081 \text{ м} \\ = 0,81 \text{ см}$$

де $E_d = 45,4$ кДж - енергія удару трубчастого дизель-молота С-996;

η - коефіцієнт, що приймається для залізобетонних паль рівним $1500 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$;

$F_d = 489,13 \cdot 1,4 = 684,78 \text{ кН}$ – несуча здатність висячої палі;

$A = 0,09 \text{ м}^2$ - площа поперечного перерізу палі;

$m_1 = 3,65 \text{ т}$ - повна маса молота;

$m_2 = 2,28 \text{ т}$ - маса палі;

$m_3 = 0,2 \text{ т}$ - маса наголовника;

Розрахункова відмова палі повинна знаходитися в межах $0,5 \text{ см} \leq S_a < 1 \text{ см}$.

Оскільки $0,5 \text{ см} < 0,81 \text{ см} < 1 \text{ см}$ - умова виконується, отже, молот обрано правильно.

4.2.7 Перевірка плити ростверку на вигин і визначення арматури

Розрахунок плити на вигин і визначення перерізу арматури проводять таким чином, що до плити прикладають зосереджене навантаження в місцях обпирання на палі.

Моменти в перерізах ростверку:

$$M_x = N_{\text{пл}} \cdot x; M_y = N_{\text{пл}} \cdot y;$$

Де $N_{\text{пл}}$ - розрахункове навантаження на одну палю, що дорівнює $366,85 \text{ кН}$;

x і y - відстані від центру кожної палі в межах консолі, що згинається, до перерізу, що розглядається.

Таблиця 4.2 - Перевірка плити ростверку на вигин і визначення арматури

Перетин	M , кН · м	θ	ν	h_{oi}	A_s , см ²
1-1	807,06	0,327	0,794	0,95	30,57
2-2	2152,17	0,631	0,5	0,95	129,45

Тут:

$$M_{1-1} = 4 \cdot 489,13 \cdot 0,55 = 807,06 \text{ кНм};$$

$$M_{2-2} = 4 \cdot 489,13 \cdot 1,1 = 2152,17 \text{ кНм}$$

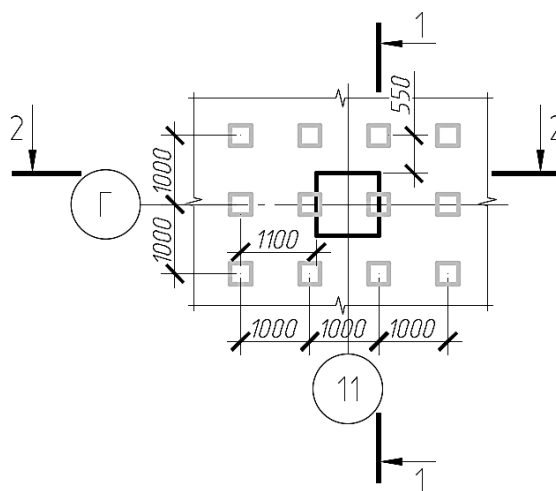


Рисунок 4.5 - Схема до розрахунку плити на вигин

Визначаємо необхідне армування в перерізі:

$$\theta = \frac{M_i}{b_i \cdot h_{oi}^2 \cdot R_b},$$

де b - ширина стиснутої зони перерізу, м;

h_{oi} - робоча висота кожного перерізу, м;

R_b - розрахунковий опір бетону стисненню, кПа.

$$A_{si} = \frac{M_i}{\nu \cdot h_{oi} \cdot R_s}$$

де ν - коефіцієнт, що визначається за величиною θ ;

R_s - розрахунковий опір арматури, кПа (для арматури класу А500С періодичного профілю $d = 10 \div 40$ мм, $R_s = 350000$ кПа).

Армування плити виконуємо окремими стрижнями. Крок арматури в обох напрямках приймаємо 200 мм, тобто на вантажну площу маємо в напрямку 1 – 20

стрижнів, у напрямку b – 15 стрижнів. Діаметр арматури в напрямку l приймаємо за сортаментом -22 мм (для $20\emptyset 32$ A500C – $A_s = 160,2 \text{ см}^2$, що більше за $129,45 \text{ см}^2$); у напрямку b – 18 мм (для $15 \emptyset 18$ A500C – $A_s = 38,1 \text{ см}^2$, що більше за $30,57 \text{ см}^2$).

У середній зоні плити встановлюємо додаткове конструктивне армування $\emptyset 12$ A500C з кроком 200 мм.

Для утримання верхньої арматури в проєктному положенні влаштовуємо в плиті плоскі каркаси з кроком 1000 мм.

РОЗДІЛ 5

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

5.1 Загальні положення

Охорону праці для працівників організацій слід розробляти на основі міжгалузевих і галузевих типових інструкцій з охорони праці з урахуванням вимог безпеки, викладених в експлуатаційній і ремонтній документації організацій - виробників устаткування, а також у проєктах виконання робіт на найхарактерніші умови виконання робіт.

Відповідальні за стан техніки безпеки майстри і виконроби в межах доручених їм ділянок роботи. Керівництво охороною праці, її забезпечення і відповідальність за її стан покладають на головних інженерів і начальників будівництв, а також на спеціально призначених працівників служби техніки безпеки.

Інженерно-технічним працівникам доручено не тільки забезпечувати безпечну організацію виробництва, навчання і постачання робітників спецодягом і засобами індивідуального захисту, а й здійснювати контроль за застосуванням і правильним використанням спецодягу та захисних пристосувань, за дотриманням правил техніки безпеки.

Громадський контроль за охороною праці на будівництвах здійснюють професійні спілки через комісії профспілкових організацій і громадських інспекторів.

5.2 Заходи з охорони праці

Під час виконання робіт на влаштування залізобетонних конструкцій необхідно дотримуватися вимог[32-33].

На межі території будівельного майданчика, щоб уникнути доступу сторонніх осіб, має бути виконана огорожа.

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 автобетононасоса допускаються особи не молодше 21 року, які пройшли спеціальний медичний огляд. Машиніст автобетононасоса зобов'язаний мати водійське посвідчення з правом керування транспортними засобами категорії "С" і машиніста бетононасосних установок не нижче 4 розряду, повинен вивчити конструкцію автобетононасоса 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-виготовлювача цих засобів.

У кабіні машиніста автобетононасоса повинен 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 дріт забороняється.

Забороняється перегинати шланги з бетонною сумішшю, що рухається.

Над бетоноводами, укладеними в місцях постійного руху людей або транспортних засобів, встановлюються 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 автобетононасоса і місця укладання бетонної суміші відповідно освітленості будівельних майдачиків. Технічне обслуговування і ремонт автобетононасоса, монтаж, демонтаж бетонопроводу проводяться тільки після зупинки двигуна і скидання тиску в системі до атмосферного. Роз'єднання бетоноводів виконується робітниками в захисних окулярах. Під час переміщення автобетононасоса своїм ходом мають дотримуватися вимоги правил дорожнього руху. 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.

Зварювальні роботи повинні виконуватися відповідно до вимог [32-33]. Пересувні джерела зварювального струму на час їх пересування необхідно відключати від мережі. Не допускається проводити ремонт зварювальних установок під напругою. Довжина первинного ланцюга між пунктом живлення і пересувною зварювальною установкою не повинна перевищувати 10 м. Ізоляція проводів має бути захищена від механічних ушкоджень (ці вимоги не стосуються живлення установки по тролейній системі). При виконанні електрозварювальних робіт на відкритому повітрі над установками і зварювальними постами повинні бути споруджені навіси з вогнетривких матеріалів. За відсутності навісів електрозварювальні роботи під час дощу або снігопаду повинні бути припинені.

До роботи з електрозварювання допускаються особи, які пройшли відповідне навчання, інструктаж і перевірку знань вимог безпеки з оформленням у спеціальному журналі та мають кваліфікаційне посвідчення.

Під час влаштування на роботу електрозварювальники повинні пройти попередній медичний огляд, а при подальшій роботі в установленому порядку проходити періодичні медичні огляди.

Електрозварникам необхідно мати кваліфікаційну групу з електробезпеки не

нижче II.

Електрозварювальники повинні забезпечуватися засобами індивідуального захисту відповідно до типових галузевих норм видачі спецодягу, спецвзуття та запобіжними пристосуваннями.

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 огорожувати робоче місце, а у 2-х сторонніх верстатів, окрім цього, розділяти верстак посередині металевою сіткою заввишки не менше 1 м. Під час різання стрижнів арматури верстатами на відрізки завдовжки менше ніж 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 робочий майданчик повинен бути огорожений інвентарною огорожею заввишки не менше 1,2 м з відбійною дошкою по низу огорожі заввишки 10 см.

Для проходу людей при бетонуванні конструкції по арматурних каркасах повинні бути укладені дерев'яні настили.

Забороняється працювати з непереверених риштувань, риштувань, а також настилів, покладених на випадкові нестійкі опори.

Пожежну безпеку на будівельному майданчику слід забезпечувати відповідно до вимог[17].

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 згідно з [18]. Характер протипожежного обладнання

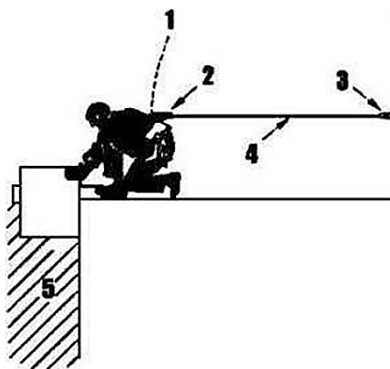
встановлюють за погодженням із місцевими органами державного пожежного нагляду залежно від ступеня пожежної небезпеки об'єкта та його державного значення.

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

5.3 Системи забезпечення безпеки робіт та їх види

Системи забезпечення безпеки робіт на висоті поділяються на такі види:

1) Утримувальна система (рис.5.1).



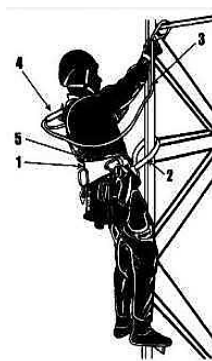
1 - утримувальна прив'язь (пояс запобіжний безлямковий); 2 - пристрій для з'єднання компонентів, що відкривається (працівник - строп-опора) прямо або опосередковано через карабін; 3 - анкерна точка кріплення; 4 - строп регульованої довжини, що перебуває в натягнутому стані, для утримання працівника; 5 - перепад висот понад 1,8 м.

Рисунок 5.1 - Утримувальна система

Позначення на схемі: утримувальна прив'язь (1 - пояс запобіжний безлямковий), що охоплює тулуб людини та складається з окремих деталей, які у поєднанні зі стропами фіксують працівника на певній висоті під час роботи; пристрій для з'єднання компонентів, що відчиняється та дає змогу працівникові

приєднувати строп для того, щоб з'єднати себе прямо або побічно з опорою, далі - сполучний елемент (2 - карабін); анкерна точка кріплення (3), до якої може бути прикріплений засіб індивідуального захисту після монтажу анкера (2 - карабіни); анкерна точка кріплення (2 - анкерні елементи); анкерний елемент (2 - карабіни); анкерна точка кріплення (3), до якої може бути прикріплений засіб індивідуального захисту після монтажу анкера (3 - анкерна точка кріплення). Компоненти та елементи утримувальних систем повинні витримувати статичне навантаження не менше 15 кН, а стропи, виконані із синтетичних матеріалів, не менше 22 кН.

2) Система позиціонування - система, що дає змогу працівникові працювати з підтримкою, за якої падінню запобігають. Позначення на рисунку 4.4: поясний ремінь (1) для підтримки тіла, що охоплює тіло за талію; строп регульованої довжини, що знаходиться в натягнутому стані (2), для робочого позиціонування, що використовується для з'єднання поясного ремня з анкерною точкою або конструкцією, охоплюючи її, як засіб опори; строп з амортизатором (3); страхова прив'язь (4). Поясний ремінь системи позиціонування може входити як компонент до складу страхувальної системи. Працівник під час використання системи позиціонування має бути завжди приєднаний до страхувальної системи. Під'єднання повинно проводитися без будь-якої слабини в анкерних канатах або сполучних стропках.

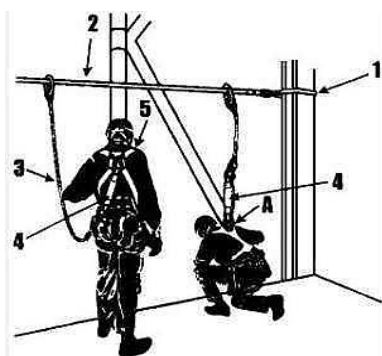


1 - поясний ремінь охоплює тіло за талію; 2 - строп регульованої довжини в натягнутому стані зафіксований з анкерною точкою або конструкцією; 3 - строп з амортизатором; 4 - страхова прив'язь

Рисунок 5.2 - Система позиціонування

3) Страхувальна система - система, що складається зі страхувальної прив'язі та підсистеми, що приєднується для страховки. Позначення на рисунку 5.3:

структурний анкер (1) на кожному кінці анкерної лінії; анкерна лінія з гнучкого каната або троса між структурними анкерами (2); строп (3); амортизатор (4); страхувально-амортизуюча прив'язь (5 - пояс запобіжний лямковий) як компонент страхувальної системи для обхвату тіла людини з метою запобігання падінню з висоти, що може містити з'єднувальні стропи, пряжки та елементи, закріплені відповідним чином, для підтримки всього тіла людини та для утримання тіла під час падіння і після нього. Під'єднання сполучно-амортизуючої підсистеми до працівника здійснюється за елемент прив'язі, що має маркування А. Приєднання до точки, розташованої на спині та позначеної на схемі літерою А, є найкращим, оскільки унеможливорює випадкове її від'єднання (відстібання) самим працівником і не створює перешкод під час виконання робіт.



- 1 - структурний анкер на кожному кінці анкерної лінії; 2 - анкерна лінія з гнучкого каната або троса між структурними анкерами; 3 - строп;
4 - амортизатор; 5 - страхувальна прив'язь (пояс запобіжний лямковий).

Рисунок 5.3 - Страхувальна система

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У ході виконання кваліфікаційної роботи було розглянуто всі основні етапи проектування багатофункціонального багатоповерхового будинку, що включає конструктивні, архітектурні та безпекові аспекти.

У першому розділі виконано варіантне проектування двох типів конструктивної системи: залізобетонного та металевого каркасу. Виявлено, що монолітний залізобетонний каркас є доцільнішим за критеріями вартості, витрати матеріалів і конструктивної жорсткості.

У другому розділі подано об'ємно-планувальні та архітектурні рішення, що відповідають сучасним вимогам функціональності, естетики та нормативам пожежної, санітарної і будівельної безпеки. Планувальні рішення забезпечують раціональне використання площ, ефективну евакуацію, зручний доступ до приміщень різного призначення.

У третьому розділі здійснено розрахунок просторової моделі будівлі. Виконано збір навантажень, ураховано впливи снігу, вітру, власної ваги конструкцій, тимчасових і постійних експлуатаційних навантажень. Проведено підбір перерізів несучих елементів.

У четвертому розділі виконано розрахунок плитного пальового фундаменту. Розглянуто умови роботи палі в різних шарах ґрунту, визначено несучу здатність та кількість паль. Проведено перевірку ростверку на продавлювання, розрахунок армування плити та оцінено надійність прийнятих рішень.

У п'ятому розділі описано заходи з охорони праці та безпеки життєдіяльності.

Будівля відповідає вимогам сучасного будівництва як за функціональністю, так і за технічними рішеннями. Запропоновані варіанти реалізації конструктивної системи, обґрунтованість фундаментних рішень та організація безпечної експлуатації будівлі свідчать про досягнення мети і виконання завдань кваліфікаційної 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 Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 158 с.
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. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Hud, M., Meshcheryakova, O., Kachor, A., & Hud, V. (2023, December). BASES OF DESIGN AND CALCULATION OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES. In SWorld-Ger Conference proceedings (No. gec30-00, pp. 13-19).
9. Hud, M., Koval, I., & Frankiv, M. (4.7). 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. Підгурський М.І. Проектування металевих конструкцій. Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Теоретичні основи проектування з прикладами розрахунку / М.І. Підгурський, І.М. Підгурський. – Тернопіль: ФОП Паляниця В.М, 2021. – 236 с.
12. Клименко, Ф. Є., Барабаш, В. М., & Стороженко, Л. І. (4.8). Металеві

конструкції: підручник. Львів: Світ, 312.

13. Пермяков, В. О., Нілов, О. О., & Шимановський, О. В. та ін. Металеві конструкції: підручник. Київ: Видавництво «Сталь», 2008. 812 с.

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.2.2-41:2019 Висотні будівлі. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2019.

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 EN 81-20:2016 Безпечність конструкції і експлуатації ліфтів. Частина 20. Ліфти пасажирські і вантажопасажирські. – К.: Мінекономрозвитку України, 2016. – 120 с.

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. Технічні умови

28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. — 64 с.

29. Биків, Н. З., & Ясній, В. П. (2022). Застосування сплавів із пам'яттю форми у будівельних конструкціях. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві, (17), 3-14..

30. Гудь, М. І., Бойко, Р. А., & Кравчук, С. В. (2024). Конструктивні рішення перекриття висотних громадських споруд. Збірник тез доповідей XIII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 29-29. ДСТУ Б В.2.8-10-98:1999. Стропи вантажні. Класифікація, параметри та розміри. Технічні вимоги. — Київ: Держбуд України, 1999.

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

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