

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему:

Проект торгово-офісної будівлі

Виконав(ла): студент(ка) 4 курсу, групи МБ-41
спеціальності 192

Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Капеняк Ю.В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Мещерякова О.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Мещерякова О.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

Рецензент

Качка О.І.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2026

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)

« » 2026 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)

студенту Капеняку Юрію Віталійовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект торгово-офісної будівлі

Керівник роботи Мещерякова Ольга Михайлівна, ст. викладач
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «22» січня 2026 року № 4/9-53

2. Термін подання студентом завершеної роботи 12.06.2026

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва - Тернопільська область, призначення об'єкта - громадська, поверховість будівлі — середньої поверхості; конструктивна схема - змішана

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

Розділ 1. Архітектурно-будівельний, Розділ 2. Основи та фундаменти, Розділ 3. Технологія і організація будівельного виробництва, Розділ 4. Безпека життєдіяльності, основи охорони праці

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

Генплан. Фасади. План першого поверху. План типового поверху. План фундаментів. Вузли Розрізи

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Безпека життєдіяльності, основи охорони праці	Окіпний І.Б., к.т.н., зав. кафедри МТ		

7. Дата видачі завдання 22.01.2026

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	ПЗ: Вступ, Розділ І	20.03.2026	
2	Графічна частина: Аркуш 1	21.03.2026	
3	Графічна частина: Аркуш 2	22.03.2026	
4	Графічна частина: Аркуш 3	23.03.2026	
5	ПЗ: Розділ 2	20.04.2026	
6	ПЗ: Розділ 3	24.05.2026	
7	Графічна частина: Аркуш 4	29.05.2026	
8	Графічна частина: Аркуш 5	30.05.2026	
9	Графічна частина: Аркуш 6	31.05.2026	
10	ПЗ: Розділ 4	06.06.2026	
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			

Студент

(підпис)

Капеняк Ю.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Мещерякова О.М.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ.....	7
1.1 Дані про район і ділянку будівництва.....	7
1.1.1 Кліматичні умови.....	7
1.1.2 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки	8
1.2 Генеральний план.....	8
1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення.....	9
1.2.2 Розрахунок кількості майданчиків та автостоянок для постійного татимчасового зберігання автомобілів.....	9
1.2.3 Розпланування, забудова та організація рельєфу ділянки.....	10
1.2.4 Техніко-економічні показники по генплану	11
1.3 Архітектурно-планувальні рішення	11
1.3.1 Характеристика технологічного чи функціонального процесу	12
1.4 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій.....	12
1.5 Конструктивні рішення	13
1.6 Інженерні мережі і обладнання.....	15
1.7 Доступність для маломобільних груп населення (МГН).....	15
1.8 Висновки за розділом 1	16
РОЗДІЛ 2 ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ	17
2.1 Вихідні дані.....	17
2.1.1 Оцінка інженерно-геологічних умов ділянки будівництва	19
2.1.2 Визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів.....	19
2.2 Визначення навантаження на фундамент від багатоповерхової будівлі.....	22
2.3 Розрахунок фундаменту мілкового закладання.....	26
2.3.1 Попереднє визначення ширини підшви фундаменту.....	27
2.3.2 Прийняття типу фундаментної подушки.....	28
2.3.3 Визначення розрахункового опору ґрунту основи.....	28
2.3.4 Визначення середнього тиску під підшвою фундаменту	29
2.4 Розрахунок деформації основ фундаментів	30

2.4.1	Визначення напружень від власної ваги ґрунту	30
2.4.2	Визначення додаткового тиску на основу	31
2.5	Розрахунок фундаменту глибокого закладання	35
2.5.1	Попереднє визначення несучої здатності палі	36
2.5.2	Визначення необхідної кількості паль	37
2.5.3	Визначення умовної ширини ростверку	37
2.5.4	Визначення розрахункового опору ґрунту	39
2.5.5	Визначення додаткового тиску на основу	40
2.5.6	Розрахунок пальового поля	42
2.6	Економічне порівняння варіантів	43
2.7	Висновки за розділом 2	45
РОЗДІЛ 3 ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО		
ВИРОБНИЦТВА		46
3.1	Розрахунок дахового перекриття	46
3.2	Будівельний процес надземної частини	50
3.3	Визначення потреби у конструкціях і обсягах роботи	51
3.4	Вибір методів виконання робіт	51
3.5	Вибір монтажного крана	52
3.5.1	Визначення потрібних параметрів монтажного крана	52
3.5.2	Вибір вантажопідйомних машин	53
3.6	Технологія виконання робіт	55
3.6.1	Технологія виконання цегляної кладки	55
3.6.2	Технологія мурування з цегли	57
3.7	Технологія виконання залізобетонного перекриття	60
3.7.1	Готовність попередніх робіт	60
3.7.2	Бетонування конструкції	61
3.7.3	Догляд за бетоном	62
3.7.4	Розпалублення	63
3.8	Контроль якості бетонних робіт	63
3.9	Кошторис трудових витрат	65

3.10 Контроль якості будівельно-монтажних робіт	65
3.11 Висновки за розділом 3	66
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	67
4.1 Охорона праці.....	67
4.1.1 Техніка безпеки при роботі із механізмами	67
4.1.2 Пожежна безпека на будівельному майданчику.....	69
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	69
4.2.1 Організація евакуації людей з будівлі	70
4.3 Висновки за розділом 4	71
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	72
БІБЛІОГРАФІЯ.....	73

ВСТУП

У сучасних умовах зростає потреба у проєктуванні громадських будівель, які поєднують кілька функціональних зон, забезпечують зручність експлуатації, енергоефективність, доступність для маломобільних груп населення та належний рівень безпеки. Торгово-офісні будівлі є важливими елементами міської інфраструктури, оскільки забезпечують умови для розміщення підприємницької, адміністративної, виставкової та обслуговуючої діяльності.

Розроблення такого об'єкта потребує комплексного підходу, оскільки будівля має громадське призначення, передбачає перебування значної кількості людей та повинна відповідати вимогам надійності, функціональності, доступності, енергоефективності й безпечної експлуатації.

Метою кваліфікаційної роботи є розроблення проєктних рішень триповерхової торгово-офісної будівлі з урахуванням архітектурно-планувальних, конструктивних, інженерно-геологічних, технологічних та безпекових вимог.

Завдання роботи:

- здійснення архітектурного планування споруди;
- розробка конструктивних рішень;
- проєктування фундаменту для ґрунтових умов
- розглянути технологію та організацію виконання основних будівельно-монтажних робіт;
- передбачити заходи з охорони праці, пожежної безпеки та безпеки в надзвичайних ситуаціях;
- сформулювати загальні висновки щодо прийнятих проєктних рішень.

Ключові слова: торгово-офісна будівля, інженерно-геологічні умови, фундамент, будівельно-монтажні роботи, охорона праці.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Дані про район і ділянку будівництва

Район будівництва - м. Тернопіль, Тернопільська область. Територія будівництва розташована в межах населеного пункту з розвиненою транспортною, інженерною та соціальною інфраструктурою.

Рельєф ділянки будівництва приймається відносно спокійний, придатний для розміщення будівлі, організації під'їздів, пішохідних підходів, благоустрою та прокладання інженерних мереж. Планувальні відмітки території приймаються з урахуванням існуючого рельєфу, забезпечення нормативного водовідведення з території та зручного доступу до будівлі. Ділянка будівництва забезпечена можливістю підключення до зовнішніх інженерних мереж: електропостачання, водопостачання, каналізації, мереж зв'язку та інших інженерних комунікацій відповідно до технічних умов експлуатуючих організацій.

1.1.1 Кліматичні умови

При проєктуванні будівлі враховуються природно-кліматичні умови району будівництва, зокрема снігове та вітрове навантаження, температурний режим, глибина промерзання ґрунту, умови водовідведення з території та вимоги до енергоефективності огорожувальних конструкцій.

Клімат району будівництва, м. Тернопіль- помірно континентальний, з відносно м'якою зимою, теплим літом, достатньою кількістю атмосферних опадів та переважанням західних і північно-західних вітрів. Кліматичні параметри для проєктування прийняті згідно з ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія».

Основні кліматичні характеристики району будівництва для м. Тернопіль:

- середньорічна температура повітря — +6,9 °С;
- середня температура січня — -5,0 °С;
- середня температура липня — +17,8 °С;

- абсолютна мінімальна температура повітря — -26°C ;
- розрахункова температура найхолоднішої п'ятиденки — $-20\dots-22^{\circ}\text{C}$ залежно від прийнятої забезпеченості;
- тривалість періоду із середньодобовою температурою повітря нижче 8°C — 184 доби;
- середня температура опалювального періоду $-0,2^{\circ}\text{C}$.

Нормативні значення кліматичних навантажень прийняті згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проєктування». Для м. Тернопіль приймаються такі характеристичні значення: характеристичне значення снігового навантаження на ґрунт: $S_0 = 1390 \text{ Па} = 1,39 \text{ кПа}$;

характеристичне значення вітрового тиску: $W_0 = 520 \text{ Па} = 0,52 \text{ кПа}$;

характеристична товщина стінки ожеледі: $b = 17 \text{ мм}$;

характеристичне значення вітрового навантаження при ожеледі: $W_{\beta} = 230 \text{ Па} = 0,23 \text{ кПа}$.

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту для району будівництва, м. Тернопіль, приймається $d_p = 0,90 \text{ м}$.

1.1.2 Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки

Згідно з ґрунтовими умовами, ділянка будівництва покрита середньозернистим піском середньої щільності, який накриває пухкі піски пилюваті. Пухкий пилюватий пісок не є надійною основою для будівництва фундаментів через їх фізико-механічні властивості, тому варіативність фундаменту споруди полягає в униканні будівництва підшви фундаменту у цьому шарі, шляхом проєктування стрічкового фундаменту верхньому шарі або палевого фундаменту, які опиратимуться на глину четвертину.

1.2 Генеральний план

Для проєктного триповерхового офісного приміщення було розроблено генеральний план з урахуванням містобудівних умов, функціонального призначення будівлі, існуючої вулично-дорожньої мережі, рельєфу території,

санітарно-гігієнічних, протипожежних та архітектурно-планувальних вимог. Передбачається розміщення будівлі при дорозі міського значення з зручним транспортно-пішохідним сполученням. Монтаж тимчасових та постійних комунікаційних мереж здійснюється лише за згоди відповідних організацій.

Перед початком будівництва проведено процедури геологічної розвідки та підготовки ділянки площею ~ 1735 кв. м., щоб уникнути небажаних пошкоджень комунікацій та зайвих витрат на боротьбу з чагарниками.

Даний об'єкт має складну форму і при використанні простих фігур (прямокутники та трикутники) для визначенні площі, ділянка сягатиме ~ 1300 кв.м. Відмітка нуля - $+0.0000$ метрів, тобто в рівень з землею.

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

Запроектована будівля розміщується на ділянці з урахуванням нормативних відступів від меж земельної ділянки, червоних ліній, існуючих або проєктованих проїздів та інженерних мереж. Головний фасад орієнтовано у бік основного підходу до будівлі. Таке розміщення забезпечує зручний доступ від вулиці, раціональну організацію пішохідних і транспортних зв'язків та можливість під'їзду пожежної і обслуговуючої техніки.

Благоустрій території включає влаштування проїздів, тротуарів, пішохідних доріжок, озеленення, зовнішнього освітлення, майданчика для контейнерів твердих побутових відходів та малих архітектурних форм. Контейнерний майданчик розміщується з урахуванням зручного під'їзду спеціалізованого транспорту та санітарних вимог. Покриття майданчика передбачається твердим, водонепроникним, з ухилом для відведення поверхневих вод.

1.2.2 Розрахунок кількості майданчиків та автостоянок для постійного та тимчасового зберігання автомобілів

Кількість машиномісць для торгової частини приймаємо з розрахунку 2 машиномісця на 100 м^2 торгової площі: $N_{\text{торг}} = 975 \cdot 2 / 100 = 19,5 \approx 20$ машиномісць.

Функціональна площа офісної частини на двох поверхах: $S_{of} = 0,75 \cdot 1300 \cdot 2 = 1950 \text{ м}^2$. Кількість працюючих і відвідувачів офісної частини приймаємо з розрахунку 10 м^2 на 1 особу: $noф = 1950 / 10 = 195$ осіб.

Кількість машиномісць для офісної частини приймаємо з розрахунку 5 машиномісць на 100 працюючих і відвідувачів: $Noф = 195 \cdot 5 / 100 = 9,75 \approx 10$ машиномісць.

Загальна кількість машиномісць: $N_{заг} = N_{торг} + Noф = 20 + 10 = 30$ машиномісць. Із них для маломобільних груп населення передбачається не менше 10 %: $N_{МГН} = 0,10 \cdot 30 = 3$ машиномісця.

Отже, для торгово-офісної будівлі приймається 30 машиномісць, у тому числі 3 машиномісця для осіб з інвалідністю.

Орієнтовна площа автостоянки з урахуванням проїздів і зон маневрування: $F_{ст} = 30 \cdot 25 = 750 \text{ м}^2$.

Основну кількість машиномісць передбачено у підвальному паркінгу. На відкритій автостоянці біля будівлі прийнято 6 машиномісць, у тому числі 3 місця для маломобільних груп населення

1.2.3 Розпланування, забудова та організація рельєфу ділянки

Вертикальне планування території прийняте з урахуванням існуючого рельєфу та необхідності відведення поверхневих вод від будівлі. Відведення дощових і талих вод передбачається по спланованій поверхні території в напрямку понижених ділянок, до водоприймальних лотків або дощової каналізації. Ухили покриттів приймаються такими, щоб не допускати застою води біля фундаментів, входів і пішохідних доріжок.

Відмітка чистої підлоги першого поверху приймається за умовну відмітку $\pm 0,000$. Планувальні відмітки території біля будівлі приймаються з урахуванням безпечного входу, організації водовідведення та зручного сполучення з пішохідними шляхами.

1.2.4 Техніко-економічні показники по генплану

Таблиця 1.1 - Техніко-економічні показники по генеральному плану

№ з/п	Найменування показника	Одиниця виміру	Значення
1	Площа земельної ділянки	м ²	1735
2	Площа забудови	м ²	1300
3	Площа вільної від забудови території	м ²	435
4	Площа твердого покриття, проїздів, тротуарів і відкритої автостоянки	м ²	261
5	Площа озеленення	м ²	174
6	Загальна кількість машиномісць	шт.	30
7	Кількість машиномісць для МГН	шт.	3
8	Кількість відкритих машиномісць	шт.	6
9	Кількість машиномісць у підвальному паркінгу	шт.	24
10	Коефіцієнт забудови ділянки	%	75
11	Коефіцієнт твердого покриття	%	15,0
12	Коефіцієнт озеленення	%	10,0
13	Коефіцієнт використання території	%	90,0

1.3 Архітектурно-планувальні рішення

Архітектурно-планувальні рішення будівлі прийняті з урахуванням її торгово-офісного призначення, зручності експлуатації, безпечної евакуації, природного освітлення та доступності для маломобільних груп населення.

Запроектована будівля — триповерхова, з підвальним поверхом, складної форми в плані. Габаритні розміри будівлі становлять 45,5 × 27,55 м.

Функціонально будівля поділяється на три основні зони: торгово-виставкову частину першого поверху, офісні приміщення другого і третього поверхів та підвальний поверх із паркінгом, технічними приміщеннями, складами й укриттям.

Перший поверх має громадське призначення. На ньому розміщені вхідна група, вестибюль, торгово-виставкові приміщення, санітарні вузли, допоміжні та технічні приміщення. Вхід до будівлі організовано з боку головного фасаду та передбачено з урахуванням безбар'єрного доступу.

Другий і третій поверхи призначені для офісних приміщень. На них розміщені робочі кабінети, коридори, санітарні вузли та допоміжні приміщення.

Вертикальний зв'язок між поверхами забезпечується сходовими клітками типу СК2, С1 та двома ліфтами. Коридори, проходи і сходові клітки запроєктовані з урахуванням зручного руху людей та вимог безпечної евакуації.

Прийняті архітектурно-планувальні рішення забезпечують раціональне функціональне зонування, зручну експлуатацію, доступність для МГН, безпечну евакуацію та комфортні умови перебування людей у будівлі.

1.3.1 Характеристика технологічного чи функціонального процесу

Проектування будівель та споруд різного або цільового призначення вимагає дотримання норм проектування, встановлених Мінрегіонбуд України. Дотримання державних будівельних норм (ДБН) дає змогу безпечно та ефективно проектувати проекти будівництва. Використання державних стандартів території України (ДСТУ) дає змогу підвищити ефективність проектування, стандартизуючи будівельні вироби та методику їх монтажу.

1.4 Теплотехнічний розрахунок огорожувючих конструкцій

Розрахунковий опір теплопередачі визначається за формулою:

$$R_{\Sigma} = R_v + \Sigma(\delta_i / \lambda_i) + R_z, \quad (1.1)$$

Де R_{Σ} — загальний опір теплопередачі конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$; R_v — опір тепловіддачі внутрішньої поверхні, $\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$; R_z — опір тепловіддачі зовнішньої поверхні, $\text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$; δ_i — товщина шару, м; λ_i — коефіцієнт теплопровідності матеріалу, $\text{Вт} / (\text{м} \cdot \text{К})$.

м.Тернопіль належить до I температурної зони України. Теплотехнічний розрахунок виконано для основних огорожувальних конструкцій будівлі та представлено в таблиці 1.1.

Таблиця 1.2 - Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

№ з/п	Огороджувальна конструкція	Шари конструкції	δ , м	λ , Вт/(м·К)	$R = \delta/\lambda$, м²·К/Вт	Нормативний опір R_q min, м²·К/Вт
1	2	3	4	5	6	7
1	Зовнішня стіна	Внутрішня штукатурка	0,020	0,81	0,025	
		Цегляна кладка	0,380	0,81	0,469	
		Мінераловатний утеплювач	0,150	0,040	3,750	
		Декоративна штукатурка	0,020	0,87	0,023	
		Опір тепловіддачі $R_v + R_z$	—	—	0,170	
		Загальний опір R_Σ	—	—	4,437	4,00
2	Суміщене покриття	Залізобетонна плита	0,220	2,04	0,108	
		Пароізоляція	—	—	—	
		Мінераловатний утеплювач	0,280	0,040	7,000	
		Цементно-піщана стяжка	0,040	1,20	0,033	
		Покрівельний гідроізоляційний шар	—	—	—	
		Опір тепловіддачі $R_v + R_z$	—	—	0,140	
		Загальний опір R_Σ	—	—	7,281	7,00
3	Перекрыття над неопалюваним підвалом	Залізобетонна плита	0,220	2,04	0,108	
		Утеплювач XPS	0,180	0,035	5,143	
		Цементно-піщана стяжка	0,050	1,20	0,042	
		Покриття підлоги	0,010	0,23	0,043	
		Опір тепловіддачі $R_v + R_z$	—	—	0,170	
		Загальний опір R_Σ	—	—	5,506	5,00
4	Віконні блоки	Металопластикові вікна з енергоефективним склопакетом	—	—	0,90	0,90
5	Зовнішні двері	Утеплені зовнішні двері	—	—	0,70	0,70

1.5 Конструктивні рішення

Конструктивна схема будівлі прийнята змішаною: каркасна структура з додатковими несучими елементами у вигляді стін. Конструкція підвалу, а саме зона для паркінгу, володіє підвищеною жорсткістю. Просторова жорсткість будівлі забезпечується сумісною роботою фундаментів, несучих стін, колон, перекриттів і

сходових кліток. Вертикальні навантаження від перекриттів, покриття, стін, перегородок, експлуатаційних і кліматичних навантажень передаються на несучі стіни, колони та далі через фундаменти - на основу.

Сходи запроєктовані залізобетонні, розміщені біля зовнішніх стін та вікон з міркувань пожежної безпеки.

Зовнішні стіни будівлі прийняті цегляні з утепленням мінераловатними плитами. Фасади оздоблюються декоративною штукатуркою. Вікна передбачені металопластикові з енергоефективними склопакетами. Вхідні двері — скляні, з гартованим склом, зносостійкі, пристосовані до інтенсивної експлуатації громадської будівлі.

Фундаменти запроєктовані у двох варіантах: стрічковий фундамент та пальове поле. Остаточний тип фундаменту приймається за результатами розрахунку з урахуванням інженерно-геологічних умов ділянки, навантажень від будівлі та допустимих деформацій основи.

Перегородки прийняті цегляні, товщиною 120 мм, з цегли марки М100 на розчині М25. Перегородки виконують функцію поділу внутрішнього простору на окремі приміщення і не є несучими конструкціями.

Перекриття між поверхами прийняті залізобетонне монолітне.

Перемички над віконними та дверними прорізами виконуються з цегли марки М100 на розчині М25 або збірні залізобетонні залежно від ширини прорізу та величини навантаження.

Покрівля прийнята скатна. Водовідведення з покрівлі організовується через систему водостоку. Конструкція покрівлі забезпечує захист будівлі від атмосферних опадів і відповідає вимогам енергоефективності.

Вікна прийняті металопластикові з подвійним енергоефективним склінням. Двері - скляні, ПВХ та металеві залежно від призначення приміщень. Вхідні двері приймаються утепленими та пристосованими до інтенсивної експлуатації громадської будівлі.

1.6 Інженерні мережі і обладнання

Будівля обладнується системами водопостачання, каналізації, опалення, вентиляції, електропостачання, освітлення, зв'язку та пожежної сигналізації.

Водопостачання передбачається господарсько-питне, з підключенням до зовнішньої водопровідної мережі. Каналізація - господарсько-побутова, з відведенням стічних вод у зовнішню каналізаційну мережу.

Опалення будівлі приймається водяне. Вентиляція передбачається природна та механічна: природна - через віконні прорізи й вентиляційні канали, механічна - для санітарних вузлів, технічних приміщень, підвалу та укриття.

Електропостачання здійснюється від зовнішньої мережі напругою 220/380 В. Освітлення передбачається природне та штучне, з використанням енергоефективних світильників. У коридорах, сходових клітках, підвалі та укритті передбачається аварійне освітлення.

Для вертикального зв'язку між поверхами передбачено сходову клітку та ліфт. Також у будівлі передбачаються системи пожежної сигналізації, оповіщення, інтернету, зв'язку та відеоспостереження. Для резервного електроживлення може бути передбачено генератор.

1.7 Доступність для маломобільних груп населення (МГН)

Проектом передбачено забезпечення доступності будівлі для маломобільних груп населення відповідно до вимог ДБН В.2.2-40:2018 «Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення».

Доступність будівлі забезпечується безбар'єрним підходом до головного входу, входом у рівень із тротуаром, нормативною шириною дверних прорізів, доступними горизонтальними комунікаціями, ліфтом, санітарним вузлом для МГН, а також контрастним маркуванням, тактильними елементами та інформаційними показниками.

Головний вхід запроектовано без порогів. Ширина дверного прорізу у просвіті приймається не менше 0,90 м. Перед входом передбачається

горизонтальна площадка з твердим, рівним і неслизьким покриттям та ухилом 1–2 % для відведення атмосферних вод.

Шляхи руху всередині будівлі забезпечують можливість пересування осіб на кріслах колісних. Ширина коридорів приймається не менше 1,50 м при русі в одному напрямку та 1,80 м при зустрічному русі. У місцях розвороту передбачаються вільні зони діаметром не менше 1,50 м.

Вертикальний зв'язок між поверхами забезпечується сходами та ліфтом. Сходові марші приймаються шириною не менше 1,35 м, обладнуються поручнями з обох боків і контрастним маркуванням країв сходинок. Кабіна ліфта приймається розміром не менше 1,10 × 1,40 м, ширина дверей ліфта — не менше 0,90 м. У будівлі передбачається санітарний вузол, доступний для МГН. У приміщенні забезпечується зона розвороту крісла колісного діаметром не менше 1,50 м, двері приймаються шириною не менше 0,90 м, біля унітаза встановлюються поручні.

Прийняті рішення забезпечують безперешкодний доступ до будівлі, можливість самостійного пересування основними шляхами руху, користування ліфтом, санітарним вузлом та безпечну евакуацію людей.

1.8 Висновки за розділом 1

У розділі 1 розглянуто архітектурно-будівельні рішення триповерхової торгово-офісної будівлі з підвальним поверхом у м. Тернопіль. Наведено дані про район будівництва, кліматичні та інженерно-геологічні умови ділянки. Розроблено рішення генерального плану, виконано розрахунок автостоянок і техніко-економічних показників території. Прийнято функціональне зонування будівлі: перший поверх — торгово-виставкові приміщення, другий і третій поверхи — офісні приміщення, підвал — паркінг, технічні приміщення та укриття. Виконано теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій. Прийняті зовнішні стіни, покриття, перекриття над підвалом, вікна та двері відповідають нормативним вимогам. Також описано конструктивні рішення, інженерні мережі та заходи доступності для маломобільних груп населення. Прийняті рішення забезпечують функціональність, енергоефективність, безпеку та зручну експлуатацію будівлі.

РОЗДІЛ 2

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

2.1 Вихідні дані

Розрахунок основ і фундаментів виконано для триповерхової торгово-офісної будівлі з підвальним поверхом. Конструктивна схема будівлі передбачає передачу навантажень від несучих стін, колон, перекриттів і покриття на фундаменти.

За інженерно-геологічними даними в межах майданчика залягають: пісок середньозернистий середньої щільності, пісок пилюватий пухкий, глина четвертинна напівтверда та глинистий сланець. Рівень ґрунтових вод прийнято на глибині 7 м.

Таблиця 2.1 - Фізичні характеристики ґрунтів основи

№ інженерно-геологічного елементу	Назва елемента	Потужність шару ґрунту, м	Питома вага ґрунту, γ_n кН/м ³	Питома вага частинок, γ_s кН/м ³	кН/м ³ Питома вага сухого ґрунту, γ_d кН/м ²	Природна вологість, w
1	2	3	4	5	6	7
ІГЕ-1	Пісок середньозернистий	4,5	18,2	26,7	16,25	0,12
ІГЕ-2	Пісок пилюватий	7	16,9	26,3	14,44	0,17
ІГЕ-3	Глина четвертинна	13	19,6	27,3	15,55	0,26
ІГЕ-4	Глинистий сланець	Необмежений	-	-	-	-

Таблиця 2.2 - Показники пластичності, пористості та водонасичення ґрунтів

№ інженерно-геологічного елементу	Вологість на границі пластичності, w_p	Вологість на границі текучості, w_l	Число пластичності, I_p	Показник текучості, I_L	Коефіцієнт пористості, e	Ступінь вологості, S_r	Питома вага ґрунту насиченого водою, γ_{sub}
1	8	9	10	11	12	13	14
ІГЕ-1	-	-	-	-	0.64	0,51	10.3
ІГЕ-2	-	-	-	-	0.82	0,55	9.07
ІГЕ-3	0.2	0.45	0.25	0.24	0.755	-	9.97
ІГЕ-4	-	-	-	-	-	-	-

Таблиця 2.3 - Механічні характеристики ґрунтів основи

№ інженерно-геологічного елемента	Назва елемента	Кут внутрішнього тертя, ф	Питоме зчеплення C_n , кПа	Модуль деформації в природному стані E , МПа	Умовний розрахунковий опір R_o , кПа	Щільність
1	2	15	16	17	18	19
ПЕ-1	Пісок середньозернистий	32,4	1,1	31	-	Середня
ПЕ-2	Пісок пилюватий	26	2	11	-	Пухкий
ПЕ-3	Глина четвертинна	18,95	53,65	21,15	315,6	напівтверда
ПЕ-4	Глинистий сланець	-	-	-	-	-

Таблиця 2.4 - Компресійні характеристики ґрунтів

№ інженерно-геологічного елемента	Назва елемента	P , кПа на $A=0.5^2$ м	S , м на $A=0.5^2$ м
1	2	20	21
ПЕ-1	Пісок середньозернистий	100	0,004
ПЕ-2	Пісок пилюватий	200	0,008
ПЕ-3	Глина четвертинна	400	0,02
ПЕ-4	Глинистий сланець	-	-

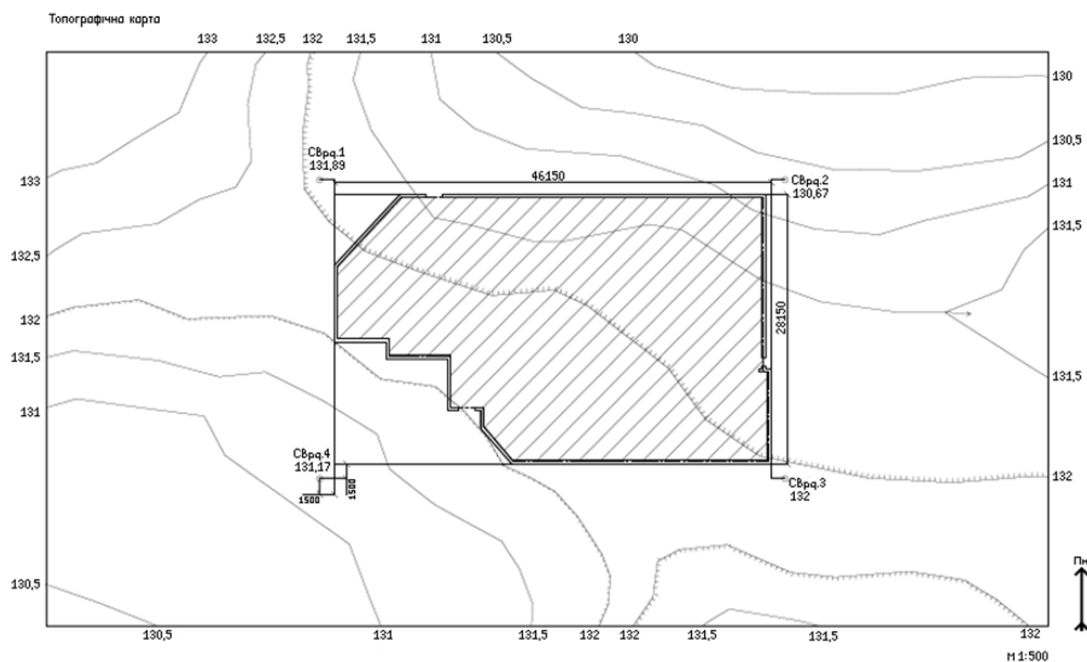


Рисунок 2.1 - Топографічний план будівельного майданчика

Рівень ґрунтових вод – 7 м

Найвища точка: 133 м

Мінімум ліній 4

Крок 0,5 м

2.1.1 Оцінка інженерно-геологічних умов ділянки будівництва

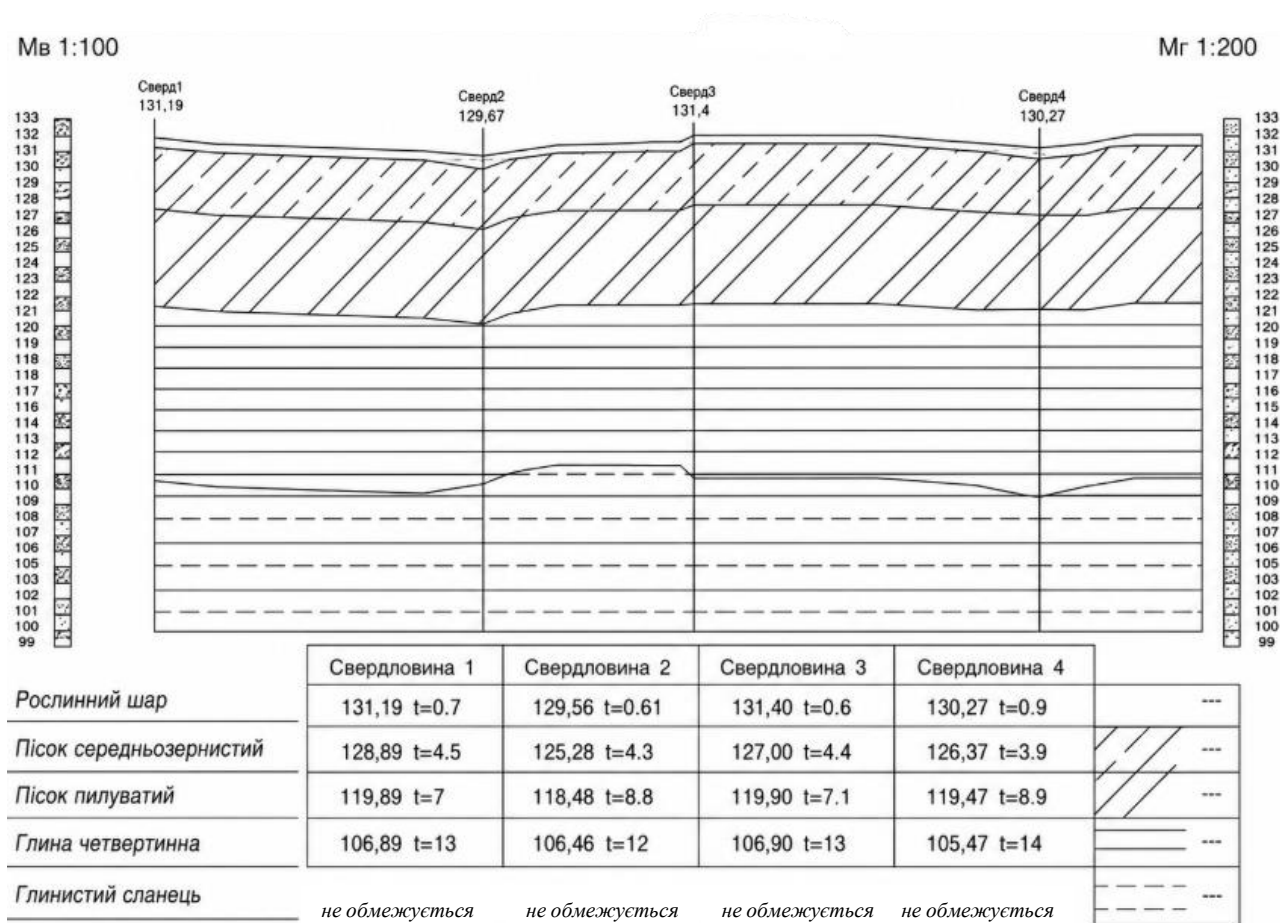


Рисунок 2.2 – Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва

2.1.2 Визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів

а) Пісок середньозернистий

Питома вага сухого ґрунту

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1+W} = \frac{18.2}{1.12} = 16.25 \quad (2.1)$$

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{p_s(1+W)}{p} = 0.64 \quad (2.2)$$

Ступінь вологості

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0.12 \cdot 26.7}{0.64 \cdot 10} = 0.51 \quad (2.3)$$

Пористість

$$n = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) \cdot 100\% = \left(1 - \frac{16.25}{26.7}\right) \cdot 100\% = 39\% \quad (2.4)$$

Питома вага вологого ґрунту

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - 10}{1 + e} = \frac{16.7}{1.64} = 10.18 \quad (2.5)$$

Величини за інтерполяцією $\Phi=32.4$; $E=31$; $C_n=1.1$

б) Пісок пилюватий

Питома вага сухого ґрунту

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1+W} = \frac{16.9}{1.17} = 14.44 \quad (2.6)$$

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{p_s(1+W)}{p} = 0.82 \quad (2.7)$$

Ступінь вологості

$$S_r = \frac{w \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0.17 \cdot 26.3}{0.82 \cdot 10} = 0.55 \quad (2.8)$$

Пористість

$$n = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) * 100\% = \left(1 - \frac{14.44}{26.3}\right) * 100\% = 45\% \quad (2.9)$$

Питома вага вологого ґрунту

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - 10}{1 + e} = \frac{16.3}{1.82} = 8.96 \quad (2.10)$$

Величини за інтерполяцією $\Phi=26$, $E=11$, $C_n=2$,

в) Глина четвертинна

Питома вага сухого ґрунту

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1 + W} = \frac{19.6}{1.26} = 15.55 \quad (2.11)$$

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{p_s(1+W)}{p} = 0.755 \quad (2.12)$$

Ступінь вологості

$$S_r = \frac{w * \gamma_s}{e * \gamma_w} = \frac{0.26 * 27.3}{0.755 * 10} = 0.94 \quad (2.13)$$

Пористість

$$n = \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}\right) * 100\% = \left(1 - \frac{15.55}{27.3}\right) * 100\% = 43\% \quad (2.14)$$

Питома вага вологого ґрунту

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - 10}{1 + e} = \frac{17.3}{1.755} = 9.86$$

Величини за інтерполяцією: $\Phi=18.95$, $E=21.15$, $C_n=53.65$, $R=315.6$

Загальний модуль деформації

$$E_0 = w * d * (1 - v^2) \frac{\Delta p}{\Delta S} = 0.8 * 0.277 * (1 - 0.42^2) \frac{400 - 200}{0.02 - 0.008} =$$

$$= 3041.8293 \text{ МПа}$$

Число пластичності

$$I_p = w_1 - w_p = 0.45 - 0.2 = 0.25$$

Число текучості

$$I_l = \frac{w - w_p}{w_1 - w_p} = \frac{0.26 - 0.2}{0.45 - 0.2} = 0.24$$

2.2 Визначення навантаження на фундамент від багатоповерхової будівлі

Для розрахунку основи та фундаментів необхідно визначити навантаження, яке передається від надземної частини будівлі на фундамент. Розрахунок виконується для ділянки фундаменту довжиною 3,53 м.

Об'єктом розрахунку є триповерхова торгово-офісна будівля. Район будівництва — Тернопільська область. Конструктивна схема будівлі — змішана. Міжповерхові перекриття запроектовані монолітними залізобетонними.

Основні вихідні дані для визначення навантаження:

- кількість поверхів — 3;
- висота поверху — 2,5 м;
- матеріал стін — цегляна кладка;
- товщина зовнішніх стін — 380 мм;
- товщина внутрішніх стін — 250 мм;
- тип міжповерхового перекриття — монолітне залізобетонне;
- розрахункова довжина ділянки фундаменту — 3,53 м;
- район будівництва — Тернопільська область.

Навантаження на фундамент формується від власної ваги несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, зокрема зовнішніх і внутрішніх цегляних стін, міжповерхових перекриттів, покриття, конструкцій підлоги, а також від тимчасових експлуатаційних навантажень.

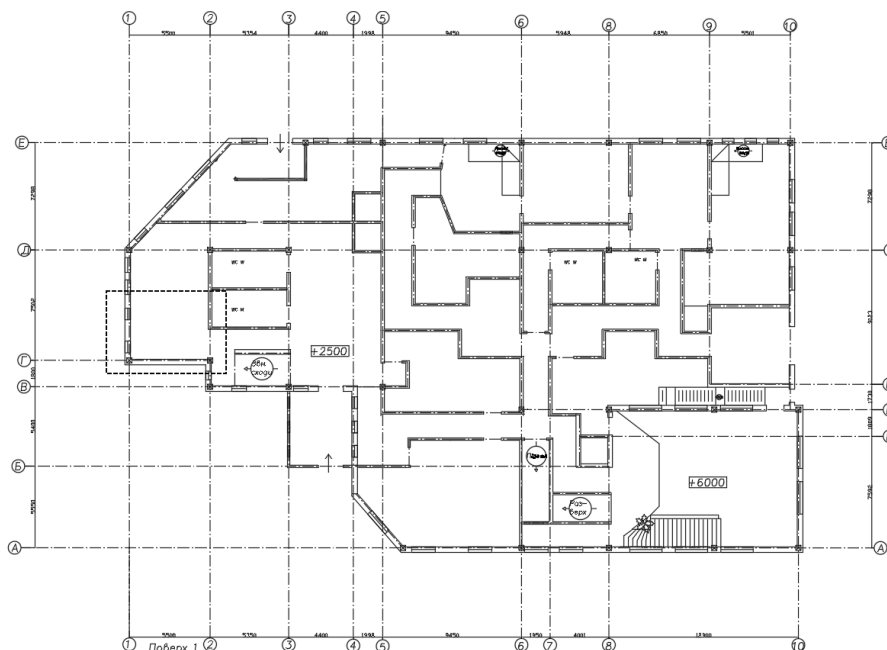


Рисунок 2.3 – Зона 1

Вантажна площа, з якої навантаження передається на розглянуту ділянку фундаменту, становить:

$$A = 3,53 \cdot (1,44 + 0,08) = 5,3656 \text{ м}^2.$$

Навантаження від дахового покриття:

$$G_{\text{дах}} = 5,3656 \cdot 3,8 = 20,39 \text{ кН}.$$

Навантаження від перекриттів:

$$G_{\text{пер}} = 5,3656 \cdot 3,6 \cdot 4 = 77,26 \text{ кН}.$$

Навантаження від цегляної зовнішньої стіни товщиною 380 мм:

$$G_{\text{ст}} = 0,38 \cdot (3 \cdot 3,53 - 0,8 \cdot 0,38) \cdot 3 \cdot 18 = 214,15 \text{ кН}.$$

Загальне нормативне навантаження на ділянку фундаменту довжиною 3,53 м становить:

$$N = 20,39 + 77,26 + 214,15 = 311,80 \text{ кН}.$$

Отже, на розрахункову ділянку фундаменту довжиною 3,53 м передається нормативне навантаження 311,80 кН.

Навантаження на 1 погонний метр фундаменту:

$$q = 311,80 / 3,53 = 88,33 \text{ кН/м.}$$

Для подальшого розрахунку фундаменту приймаємо нормативне навантаження на 1 погонний метр:

$$q = 88,33 \text{ кН/м.}$$

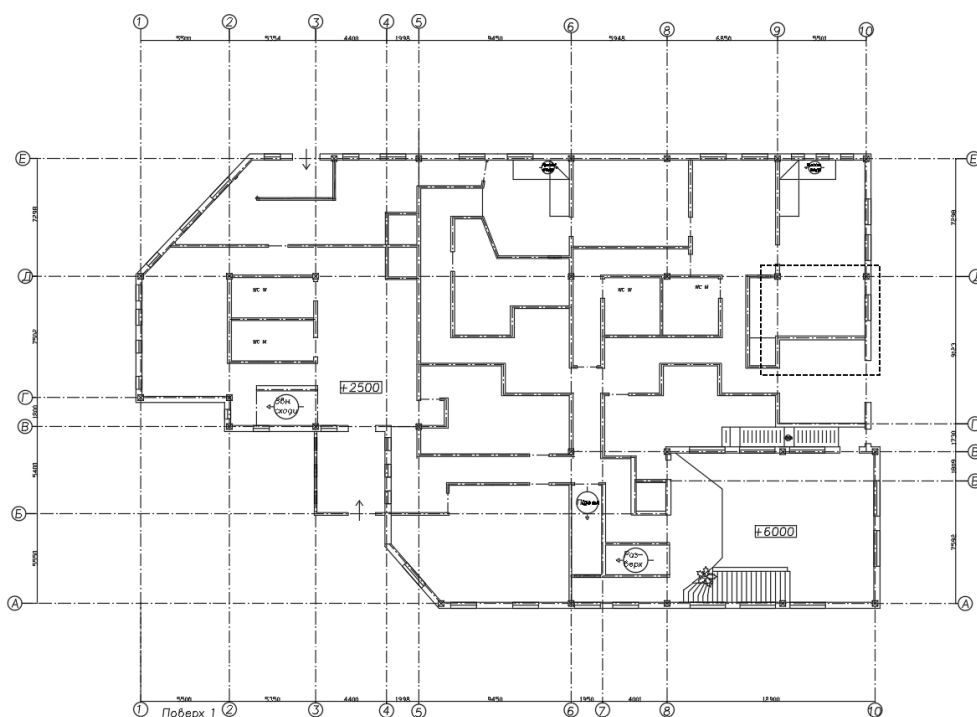


Рисунок 2.4 – Зона 2

Вантажна площа ділянки становить:

$$A = 3,53 \cdot (1,503 + 1,6) = 10,96 \text{ м}^2.$$

Навантаження від дахового покриття:

$$G_{\text{дах}} = 10,96 \cdot 3,8 = 41,66 \text{ кН.}$$

Навантаження від перекриттів трьох поверхів:

$$G_{\text{пер}} = 10,96 \cdot 3,6 \cdot 3 = 118,41 \text{ кН.}$$

Навантаження від цегляної стіни товщиною 380 мм:

$$G_{\text{ст}} = 0,38 \cdot (3 \cdot 3,53 - 1,6 \cdot 0,38) \cdot 3 \cdot 18 = 194,12 \text{ кН.}$$

Навантаження від колон трьох поверхів:

$$G_{\text{кол}} = 4,01731 / 2 \cdot 4,56 \cdot 19 \cdot 3 = 522,09 \text{ кН.}$$

Загальне нормативне навантаження на розрахункову ділянку фундаменту становить:

$$N = 41,66 + 118,41 + 194,12 + 522,09 = 876,28 \text{ кН.}$$

Отже, на ділянку фундаменту довжиною 3,53 м передається нормативне навантаження:

$$N = 876,28 \text{ кН.}$$

Навантаження на 1 погонний метр фундаменту:

$$q = 876,28 / 3,53 = 248,24 \text{ кН/м.}$$

Для подальшого розрахунку фундаменту приймаємо нормативне навантаження на 1 погонний метр:

$$q = 248,24 \text{ кН/м.}$$

Розрахунок виконується для ділянки фундаменту довжиною 3,53 м, на яку передаються навантаження від відповідної вантажної площі будівлі. Отримане значення нормативного навантаження використовується для подальшого визначення розрахункового навантаження, підбору розмірів підшови фундаменту та перевірки несучої здатності ґрунтової основи.

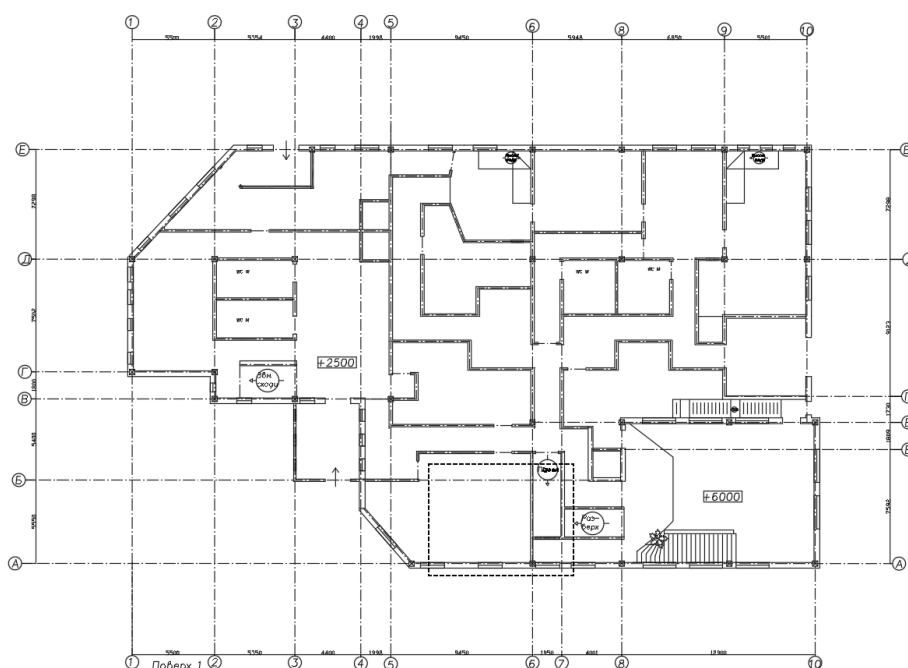


Рисунок 2.5 – Зона 3

Вантажна площа ділянки $A = 3,53 \cdot (1,469 + 1,6) = 10,83357 \text{ м}^2$

Дахове покриття $A \cdot 3,8 = 41,167566 = 41,17 \text{ кН}$

3 поверхи $A \cdot 3,6 \cdot 3 = 117,002556 = 117 \text{ кН}$

Технічний поверх $A \cdot 3,8 = 41,17 \text{ кН}$

Стіна 1-3 поверхи $0,38 \cdot (3 \cdot 3,53 - 1,6 \cdot 0,38) \cdot 3 \cdot 18 = 204,83064 = 204,83 \text{ кН}$

Загалом на погонний метр $694,81/1 \cdot 1 = 694,81 \text{ кН}$

Середнє значення $N = 627.63 \text{ кН}$

2.3 Розрахунок фундаменту мілкового закладання

Будівля запроєктована з підвалом та технічним поверхом. Для визначення глибини закладання фундаменту враховуємо кліматичні, геологічні та конструктивні умови.

Приймаємо:

$K_h = 0,5$ — коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі;

$t = 40 \text{ см}$ — товщина фундаментної стіни.

Визначення нормативної глибини промерзання ґрунту

Нормативна глибина промерзання ґрунту визначається за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t}, \quad (2.15)$$

де $d_0 = 0,28$ — коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту;

M_t — безрозмірний коефіцієнт, який визначається за сумою абсолютних значень середньомісячних від'ємних температур.

$$M_t = 3,1 + 5,6 + 4,8 = 13,5.$$

Тоді:

$$d_{fn} = 0,28 \cdot \sqrt{13,5} = 1,02 \text{ м.}$$

Визначення розрахункової глибини промерзання

Розрахункова глибина промерзання ґрунту з урахуванням теплового режиму будівлі становить:

$$d_{fl} = d_{fn} \cdot K_h = 1,02 \cdot 0,5 = 0,51 \text{ м.}$$

Визначення глибини закладання фундаменту за геологічними умовами

З урахуванням інженерно-геологічних умов ділянки приймаємо:

$$d_{f2} = d_{f1} + 2,0 = 0,51 + 2,0 = 2,51 \text{ м.}$$

Визначення глибини закладання фундаменту за конструктивними міркуваннями.

Глибина закладання фундаменту за конструктивними умовами визначається з урахуванням наявності підвалу:

$$d_{f3} = 0,3 + 0,6 \cdot 6 - 0,3 = 3,6 \text{ м.}$$

Остаточну глибину закладання фундаменту приймаємо за найбільшим із отриманих значень:

$$d_f = \max (0,51; 2,51; 3,6) = 3,6 \text{ м.}$$

Отже, приймаємо глибину закладання фундаменту:

$$d_f = 3,6 \text{ м.}$$

2.3.1 Попереднє визначення ширини підшви фундаменту

Ширину підшви фундаменту визначаємо за формулою:

$$b = N / (R_0 - \gamma \cdot d), \quad (2.16)$$

де $N = 697,81 \text{ кН}$ — розрахункове навантаження на фундамент;

$R_0 = 220 \text{ кПа}$ — умовний розрахунковий опір ґрунту основи;

$\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ — питома вага ґрунту;

$d = 3,6 \text{ м}$ — глибина закладання фундаменту.

Тоді:

$$b = 697,81 / (220 - 20 \cdot 3,6) = 4,71 \text{ м.}$$

За результатами попереднього розрахунку необхідно виконати уточнення розмірів фундаменту з урахуванням прийнятих типових залізобетонних елементів та фактичного розрахункового опору ґрунту основи.

2.3.2 Прийняття типу фундаментної подушки

Для влаштування стрічкового фундаменту приймаємо залізобетонну фундаментну плиту ФЛ 32.12-3.

Основні характеристики плити ФЛ 32.12-3:

ширина $b = 3,2$ м;

довжина $l = 1,18$ м;

висота $h = 0,5$ м;

витрата сталі — 35,81 кг;

маса плити $W = 2,05$ т.

Уточнена глибина закладання фундаменту з урахуванням підготовчого шару становить:

$$d' = 3,6 + 0,2 = 3,8 \text{ м.}$$

Уточнена ширина підосви за попередньою формулою:

$$b' = N / (R_0 - \gamma \cdot d') = 4,85 \text{ м.}$$

2.3.3 Визначення розрахункового опору ґрунту основи

Розрахунковий опір ґрунту основи визначаємо за формулою:

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

Приймаємо такі вихідні дані:

$$\gamma_{c1} = 1,2; \gamma_{c2} = 1,0; k = 1,1; M_y = 0,47; M_g = 2,89; M_c = 5,48; k_z = 1,0; b = 3,2 \text{ м};$$

$$d_1 = 0; d_b = 3,3 \text{ м}; \gamma_{II} = 18,2 \text{ кН/м}^3; \gamma'_{II} = 17,41 \text{ кН/м}^3; c_{II} = 13 \text{ кПа.}$$

Середньозважене значення питомої ваги ґрунту:

$$\gamma'_{II} = (18,2 \cdot 4,5 + 16,9 \cdot 7) / (4,5 + 7) = 17,41 \text{ кН/м}^3.$$

Підставляємо значення у формулу:

$$R = 1,2 \cdot 1,0 / 1,1 \cdot [0,47 \cdot 1 \cdot 3,2 \cdot 18,2 + 2,89 \cdot 0 \cdot 17,41 + (2,89 - 1) \cdot 3,3 \cdot 17,41 + 5,48 \cdot 13].$$

$$R = 226,04 \text{ кПа.}$$

Отже, розрахунковий опір ґрунту основи становить:

$$R = 226,04 \text{ кПа.}$$

2.3.4 Визначення середнього тиску під подошвою фундаменту

Середній тиск під подошвою фундаменту визначаємо за формулою:

$$p_{\text{ср}} = (N + G_{\text{ф}} + G_{\text{гр}}) / (b \cdot l) \quad (2.17)$$

Варіант 1 — фундамент для паркінгу.

Для фундаменту з блоками ФБС 24.6.6-Т: $G_{\text{ф.парк}} = 112,90 \text{ кН/м}^2$.

Об'єм фундаментних конструкцій на 1 погонний метр:

$$V_{\text{ф.парк}} = (3,2 \cdot 1,18 \cdot 0,5) / 1,2 + (2,38 \cdot 0,6 \cdot 0,58) / 1,2 \cdot 6 = 5,71 \text{ м}^3/\text{пог. м.}$$

Середній тиск під подошвою фундаменту становить:

$$p_{\text{ср.парк}} = 219,52 \text{ кН/м}^2.$$

Перевіряємо виконання умови: $p_{\text{ср}} \leq R$.

$$219,52 \text{ кН/м}^2 < 226,04 \text{ кН/м}^2. \text{ Умова виконується.}$$

Відносна різниця між розрахунковим опором ґрунту та середнім тиском:

$$(R - p_{\text{ср}}) / R = (226,04 - 219,52) / 226,04 = 0,03 < 0,10.$$

Отже, прийнята ширина фундаментної подушки для варіанта паркінгу є допустимою.

Варіант 2 — фундамент для укриття.

Для фундаменту з блоками ФБС 24.4.6-Т:

$$G_{\text{ф.укр}} = 80,52 \text{ кН/м}^2.$$

Об'єм фундаментних конструкцій на 1 погонний метр:

$$V_{\text{ф.укр}} = (3,2 \cdot 1,18 \cdot 0,5) / 1,2 + (2,38 \cdot 0,4 \cdot 0,58) / 1,2 \cdot 6 = 4,33 \text{ м}^3/\text{пог. м.}$$

Середній тиск під подошвою фундаменту становить:

$$p_{\text{ср.укр}} = 210,65 \text{ кН/м}^2.$$

Перевіряємо виконання умови:

$$p_{\text{ср}} \leq R.$$

$$210,65 \text{ кН/м}^2 < 226,04 \text{ кН/м}^2.$$

Умова виконується.

Відносна різниця між розрахунковим опором ґрунту та середнім тиском:

$$(R - p_{\text{ср}}) / R = (226,04 - 210,65) / 226,04 = 0,07 < 0,10.$$

Отже, прийнята ширина фундаментної подушки для варіанта укриття є допустимою.

За результатами розрахунку прийнято глибину закладання фундаменту 3,6 м. Для влаштування стрічкового фундаменту прийнято залізобетонні фундаментні плити ФЛ 32.12-3 шириною 3,2 м.

Перевірка середнього тиску під подошвою фундаменту показала, що для обох розглянутих варіантів виконується умова $p_{\text{ср}} \leq R$. Середній тиск під подошвою фундаменту становить 219,52 кН/м² для варіанта паркінгу та 210,65 кН/м² для варіанта укриття, що не перевищує розрахунковий опір ґрунту основи $R = 226,04$ кН/м².

Отже, прийняте конструктивне рішення фундаменту є допустимим за несучою здатністю ґрунтової основи.

2.4 Розрахунок деформації основ фундаментів

Розрахунок деформацій основи фундаментів виконуємо методом пошарового підсумовування. Для цього ґрунтова товща під подошвою фундаменту поділяється на елементарні шари.

Товщина елементарного шару ґрунту визначається за формулою: $h_0 = 0,4 \cdot b$, де $b = 3,2$ м — ширина подошви фундаменту.

$$h_0 = 0,4 \cdot 3,2 = 1,28 \text{ м.}$$

Отже, товщина елементарного шару ґрунту становить: $h_0 = 1,28$ м.

2.4.1 Визначення напружень від власної ваги ґрунту

Напруження від власної ваги ґрунту визначаємо послідовно за глибиною залягання інженерно-геологічних елементів.

На подошві першого шару

$$\sigma_{zg} = t_1 \cdot \gamma_1 = 0,7 \cdot 16 = 11,2 \text{ кПа.}$$

На рівні подошви фундаменту

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg} + t_2 \cdot \gamma_2,$$

$$\sigma_{zg0} = 11,2 + 3,6 \cdot 18,2 = 76,72 \text{ кПа.}$$

На підшві другого шару

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + t_2'' \cdot \gamma_2,$$

$$\sigma_{zg1} = 76,72 + 0,9 \cdot 18,2 = 93,10 \text{ кПа.}$$

На рівні ґрунтових вод

$$\sigma_{zg\Gamma B} = \sigma_{zg1} + t_3' \cdot \gamma_3,$$

$$\sigma_{zg\Gamma B} = 93,10 + 1,8 \cdot 16,9 = 123,52 \text{ кПа.}$$

На підшві третього шару

Для водонасиченого ґрунту враховуємо питому вагу ґрунту з урахуванням виштовхувальної дії води:

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg\Gamma B} + t_3'' \cdot \gamma_{3, sb},$$

$$\sigma_{zg2} = 123,52 + 5,2 \cdot ((16,9 - 9,8) / (1 - 0,755)) = 274,21 \text{ кПа.}$$

На підшві водонасиченого шару

$$\sigma_{zg\Gamma B'} = \sigma_{zg2} + t_3'' \cdot \gamma_w,$$

$$\sigma_{zg\Gamma B'} = 274,21 + 5,2 \cdot 9,8 = 325,17 \text{ кПа.}$$

На підшві четвертого шару

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg\Gamma B'} + t_4 \cdot \gamma_4,$$

$$\sigma_{zg3} = 325,17 + 13 \cdot 19,6 = 579,97 \text{ кПа.}$$

2.4.2 Визначення додаткового тиску на основу

Додатковий тиск на основу визначаємо як різницю між середнім тиском під підшвою фундаменту та напруженням від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту:

$$p_0 = p_{\text{сеп}} - \sigma_{zg0},$$

де $p_{\text{сеп}} = 697,81 \text{ кПа}$ — середній тиск під підшвою фундаменту;

$\sigma_{zg0} = 76,72 \text{ кПа}$ — напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту.

$$p_0 = 697,81 - 76,72 = 621,09 \text{ кПа.}$$

Отже, додатковий тиск на основу становить:

$$p_0 = 621,09 \text{ кПа.}$$

Таблиця 2.5 - Визначення напружень від власної ваги ґрунту та додаткового тиску від фундаменту

№	z, м	$\zeta = 2z / b$	Коефіцієнт α	σ_{zg} , кПа	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0$, кПа
0	0	0	1	76,72	621,09
1	0,9	0,5652	0,937	—	581,96
2	1,28	0,8	0,881	93,1	547,18
3	2,56	1,6	0,642	—	398,73
4	2,70	1,6875	0,621	123,52	385,69
5	3,84	2,4	0,477	—	296,25
6	5,12	3,2	0,374	—	232,28
7	6,4	4	0,306	—	190,05
8	7,68	4,8	0,258	—	160,24
9	7,9	4,9375	0,251	—	155,89
10	8,96	5,2	0,239	274,21	158,44
11	10,24	5,6	0,223	—	138,5
12	11,52	6,4	0,196	—	121,73
13	12,8	7,2	0,175	—	108,69
14	14,08	8	0,159	—	98,73
15	15,36	8,8	0,143	—	88,81
16	16,64	9,6	0,132	—	81,98
17	17,92	10,4	0,122	—	75,77

Таблиця 2.6 - Розрахунок осідання основи фундаменту методом пошарового підсумовування

№	σ_{zp} , верх, кПа	σ_{zp} , низ, кПа	σ_{zp} , сер, кПа	E, кПа	h_i , см	S_i , см
0	0	621,09	621,09	—	0	0
1	621,09	581,96	601,525	32000	90	1,35
2	581,96	547,18	564,57	—	38	0,54
3	547,18	398,73	472,955	—	128	1,51
4	398,73	385,69	392,21	—	14	0,14
5	385,69	296,25	340,97	—	114	0,87
6	296,25	232,28	264,265	—	128	0,85
7	232,28	190,05	211,39	—	—	0,67
8	190,05	160,24	175,145	—	—	0,56
9	160,24	155,89	158,065	—	22	0,09
10	155,89	158,44	157,165	9220	106	1,45
11	158,44	138,5	148,47	—	128	1,65
12	138,5	121,73	130,115	—	—	1,45
13	121,73	108,69	115,21	—	—	1,28
14	108,69	98,13	103,41	—	—	1,15
15	98,13	88,81	93,47	—	—	1,04
16	88,81	81,98	85,395	—	—	0,95
17	81,98	75,77	78,875	—	—	0,88
18	75,77	65,84	70,805	—	—	0,79
Разом						17,22

На рисунку 2.6 наведено розрахункову схему ґрунтової основи під стрічковим фундаментом із відображенням інженерно-геологічної будови ділянки, положення підшови фундаменту, рівня ґрунтових вод та епюри розподілу додаткових вертикальних напружень у ґрунті.

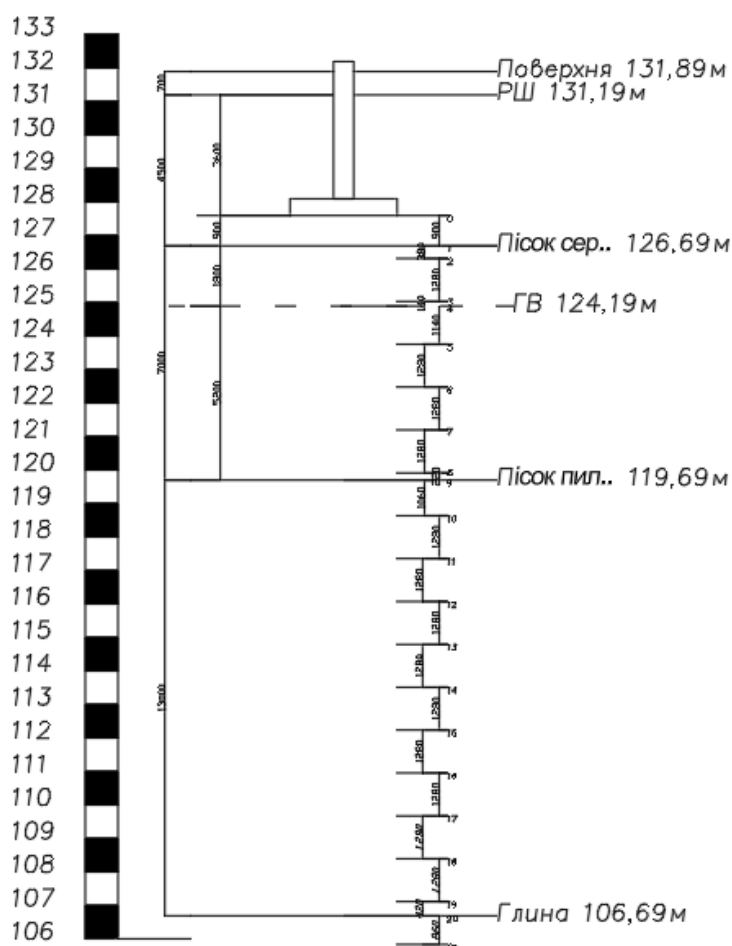


Рисунок 2.6 - Епюра фундаменту

Абсолютна відмітка поверхні землі становить 131,89 м, рівень підшови фундаменту — 131,19 м. У межах розрахункової глибини основи виділено такі інженерно-геологічні елементи: пісок середньої крупності, пісок пилуватий та глина. Рівень ґрунтових вод розташований на відмітці 124,19 м.

Розрахункова товща ґрунту під підшовою фундаменту поділена на елементарні шари. Для кожного шару визначено додаткові вертикальні напруження від навантаження фундаменту та напруження від власної ваги ґрунту. Епюра

показує зменшення додаткових напружень із глибиною, що враховується при розрахунку осідання основи методом пошарового підсумовування.

Нижня межа стисливої товщі прийнята на глибині, де додаткові напруження від фундаменту стають незначними порівняно з напруженнями від власної ваги ґрунту. За результатами побудови епюри та подальших розрахунків визначається сумарне осідання фундаменту.

На рисунку 2.7 наведено розрахункову схему ґрунтової основи під стрічковим фундаментом із побудованими епюрами вертикальних напружень. Схема відображає положення фундаменту, рівень поверхні землі, рівень підшови фундаменту, рівень ґрунтових вод, межі інженерно-геологічних елементів та розподіл напружень за глибиною.

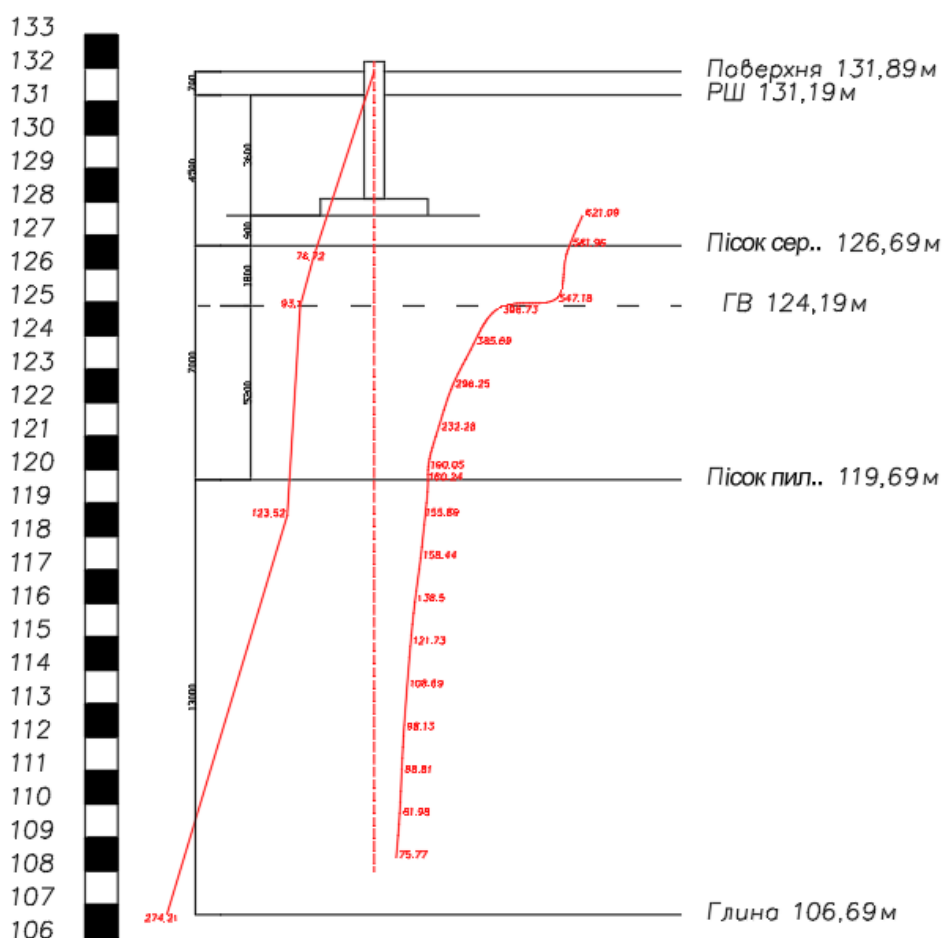


Рисунок 2.7 - Епюра стиску ґрунтів під фундаментом

На схемі побудовано епюру напружень від власної ваги ґрунту та епюру додаткових вертикальних напружень від навантаження, що передається фундаментом. Напруження від власної ваги ґрунту зростають із глибиною, тоді як додаткові напруження від фундаменту поступово зменшуються в міру віддалення від підшови фундаменту.

Розрахункова товща основи поділена на елементарні шари, для яких визначено значення вертикальних напружень на верхній та нижній межах шару, середні значення напружень, модуль деформації ґрунту та величину осідання окремого шару. На основі цих даних виконується розрахунок сумарного осідання фундаменту методом пошарового підсумовування.

Побудовані епюри дозволяють визначити межу стисливої товщі ґрунтової основи та оцінити характер зміни напружено-деформованого стану ґрунту під фундаментом.

2.5 Розрахунок фундаменту глибокого закладання

Для проєктованої будівлі розглядається варіант фундаменту глибокого закладання на забивних залізобетонних палях. Приймаємо палі, які передають навантаження на шар глини четвертинного віку. Розрахунок виконується з урахуванням опору ґрунту під нижнім кінцем палі та опору ґрунту по її боковій поверхні.

Приймаємо палю типу П100-30-8.

Площа поперечного перерізу палі становить: $A = 0,09 \text{ м}^2$.

Периметр поперечного перерізу палі: $u = 1,2 \text{ м}$.

Коефіцієнти умов роботи приймаємо: $\gamma_c = \gamma_{cr} = \gamma_{cf} = 1,0$.

Глибина закладання ростверку за конструктивними міркуваннями становить:

$$d_p = 4,3 \text{ м}.$$

Глибина замонолічення палі в ростверк: $l_{\text{зам}} = 0,35 \text{ м}$.

Глибина занурення палі в шар глини: $l_{\text{занур}} = 2,025 \text{ м}$.

2.5.1 Попереднє визначення несучої здатності палі

Несуча здатність однієї палі за опором ґрунту під нижнім кінцем визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (2.18)$$

де

$\gamma_c = 1,0$ — коефіцієнт умов роботи;

$R = 20000$ кПа — розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

$A = 0,09$ м² — площа поперечного перерізу палі.

Тоді:

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

Розрахункове навантаження, яке допускається на одну палю, визначаємо за формулою:

$$P = F_d / \gamma_k, \quad (2.19)$$

де $\gamma_k = 1,2$ — коефіцієнт надійності.

$$P = 1800 / 1,2 = 1500 \text{ кН.}$$

Отже, попередньо несуча здатність однієї палі становить:

$$P = 1500 \text{ кН.}$$

Проведемо уточнення несучої здатності палі з урахуванням бокового опору ґрунту.

Несучу здатність палі з урахуванням опору ґрунту під нижнім кінцем палі та сил тертя по боковій поверхні визначаємо за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \cdot \gamma_{cf} \cdot \sum f_i \cdot h_i), \quad (2.20)$$

де

$\gamma_c = 1,0$ — коефіцієнт умов роботи палі;

$\gamma_{cr} = 1,0$ — коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі;

$\gamma_{cf} = 1,0$ — коефіцієнт умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі;

$R = 20000$ кПа — розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

$A = 0,09$ м² — площа поперечного перерізу палі;

$u = 1,2$ м — периметр палі;

f_i — розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні палі;

h_i — товщина відповідного шару ґрунту.

Підставляємо числові значення:

$$F_d = 1 \cdot [1 \cdot 20000 \cdot 0,09 + 0,3 \cdot 4 \cdot 1 \cdot (3,35 \cdot 0,9 + 30,67 \cdot 1,8 + 53,89 \cdot 2 + 61,78 \cdot 2 + 66,53 \cdot 1,2 + 991,28 + 0,925 \cdot 1195,97)].$$

$$F_d = 4760,34 \text{ кН.}$$

Розрахункове навантаження на палю з урахуванням коефіцієнта надійності становить:

$$N = F_d / 1,4 = 4760,34 / 1,4 = 3400,24 \text{ кН.}$$

Допустиме навантаження на одну палю:

$$P = F_d / \gamma_k = 4760,34 / 1,2 = 3966,95 \text{ кН.}$$

2.5.2 Визначення необхідної кількості палей

Кількість палей у ростверку визначаємо за формулою:

$$n = N / P \quad (2.21)$$

$$n = 3400,24 / 3966,95 = 0,85.$$

Оскільки отримане значення менше одиниці, приймаємо:

$$n = 1 \text{ паля.}$$

Отже, у ростверку достатньо передбачити одну палю.

2.5.3 Визначення умовної ширини ростверку

Умовну ширину ростверку визначаємо за формулою:

$$b_{\text{ум}} = (n - 1) \cdot l_d + d + 2 \cdot h \cdot \text{tg}(\varphi_{\text{сер}} / 4), \quad (2.22)$$

де

$n = 1$ — кількість паль у ростверку;

l_d — відстань між палями;

$d = 4,3$ м — розрахунковий розмір;

$h = 0,5$ м — висота ростверку; $\varphi_{\text{сер}}$ — середнє значення кута внутрішнього тертя ґрунту.

Середнє значення кута внутрішнього тертя ґрунту:

$$\varphi_{\text{сер}} = \Sigma \varphi_i / n_i = 24,9^\circ.$$

$$\text{tg}(\varphi_{\text{сер}} / 4) = 0,109076.$$

$$\text{Тоді: } b_{\text{ум}} = (1 - 1) \cdot l_d + 4,3 + 2 \cdot 0,5 \cdot 0,109076 = 4,41 \text{ м.}$$

Отже, умовна ширина ростверку становить:

$$b_{\text{ум}} = 4,41 \text{ м.}$$

Визначимо середній тиск на основу.

Середній тиск на основу визначаємо за формулою:

$$P_{\text{сер}} = (N_G + N_{\text{II}} + N_f + N_{\text{ад,пос}}) / b_{\text{ум}}. \quad (2.23)$$

Визначаємо навантаження від власної ваги ґрунту:

$$N_G = \Sigma \sigma_{zgi} \cdot b_{\text{ум}}. \quad (2.24)$$

$$N_G = (14,4 + 47,16 + 55,25 + 63,34 + 68,2 + 87,8 + 105,93 + 76,72) \cdot 4,41 = 2287,91 \text{ кПа.}$$

Навантаження від фундаментних конструкцій:

$$N_f = 22,8 + (b_{\text{ум}} \cdot h - 0,175 \cdot 0,3^2) \cdot 24.$$

$$N_f = 22,8 + (4,41 \cdot 0,5 - 0,175 \cdot 0,3^2) \cdot 24 = 75,342 \text{ кПа.}$$

Додаткове навантаження від ростверку:

$$N_{\text{ад,пос}} = (1,25 - 0,6) \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 24 = 4,68 \text{ кПа.}$$

Тоді середній тиск на основу становить:

$$P_{\text{сер}} = (2287,91 + 697,81 + 75,342 + 4,68) / 4,41 = 695,18 \text{ кПа.}$$

2.5.4 Визначення розрахункового опору ґрунту

Розрахунковий опір ґрунту визначаємо за формулою:

$$R = (\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} / K) \cdot [M_y \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_1 + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma' + M_c \cdot c_n]. \quad (2.25)$$

Приймаємо:

$$\gamma_{c1} = 1,2; \gamma_{c2} = 1,0; K = 1,1; K_z = 1,0; M_y = 1,38; M_q = 6,52; M_c = 8,682; d_b = 3,3 \text{ м}; \\ b = 4,71 \text{ м}; d_1 = 0; c_n = 1,1.$$

Питома вага ґрунту вище рівня підшви фундаменту:

$$\gamma_1 = \gamma_2 \cdot h_2' = 18,2 \cdot 3,6 = 65,52 \text{ кН/м}^2.$$

Усереднене значення питомої ваги ґрунту: $\gamma' = 11,71 \text{ кН/м}^3$.

Перевірка умови несучої здатності основи

Перевіряємо умову:

$$P_{\text{сер}} \leq R \quad (2.26)$$

За результатами розрахунку: $P_{\text{сер}} = 695,18 \text{ кПа}$; $R = 341,76 \text{ кПа}$.

Оскільки: $695,18 \text{ кПа} > 341,76 \text{ кПа}$, умова несучої здатності основи не виконується.

Отже, прийняте рішення потребує уточнення. Необхідно збільшити розміри умовного фундаменту, переглянути конструктивне рішення ростверку або прийняти іншу схему розміщення паль.

Визначення напружень від власної ваги ґрунту

Напруження від власної ваги ґрунту визначаємо пошарово.

$$\text{На підшві першого шару: } \sigma_{zg1} = t_1 \cdot \gamma_1 = 0,9 \cdot 16 = 14,4 \text{ кПа.}$$

$$\text{На підшві другого шару: } \sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + t_2' \cdot \gamma_2 = 14,4 + 1,8 \cdot 18,2 = 47,16 \text{ кПа.}$$

$$\text{З урахуванням водонасиченого ґрунту: } \sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + t_2'' \cdot \gamma_{2\text{sub}}.$$

$$\sigma_{zg3} = 47,16 + 2 \cdot ((16,9 - 9,8) / (1 - 0,755)) = 55,25 \text{ кПа.}$$

На наступній межі шару: $\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + t_2'' \cdot \gamma_{2sub}$.

$$\sigma_{zg4} = 55,25 + 2 \cdot ((16,9 - 9,8) / (1 - 0,755)) = 63,34 \text{ кПа.}$$

На підшві наступного шару: $\sigma_{zg5} = \sigma_{zg4} + t_3'' \cdot \gamma_{3sub}$.

$$\sigma_{zg5} = 63,34 + 1,2 \cdot ((16,9 - 9,8) / (1 - 0,755)) = 68,20 \text{ кПа.}$$

На підшві шару глини: $\sigma_{zg6} = \sigma_{zg5} + t_3'' \cdot \gamma_4$.

$$\sigma_{zg6} = 68,20 + 1 \cdot 19,6 = 87,80 \text{ кПа.}$$

На підшві наступного шару: $\sigma_{zg7} = \sigma_{zg6} + t_4 \cdot \gamma_4$.

$$\sigma_{zg7} = 87,80 + 0,925 \cdot 19,6 = 105,93 \text{ кПа.}$$

2.5.5 Визначення додаткового тиску на основу

Додатковий тиск на основу визначаємо як різницю між середнім тиском під підшвою фундаменту та напруженням від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту:

$$P_0 = N_{сер} - \sigma_{zg0} \quad (2.27)$$

$$P_0 = 697,81 - 76,72 = 621,09 \text{ кПа.}$$

Отже, додатковий тиск на основу становить:

$$P_0 = 621,09 \text{ кПа.}$$

За результатами розрахунку для фундаменту глибокого закладання прийнято палю типу П100-30-8, яка занурюється в шар глини. Уточнена несуча здатність палі становить 4760,34 кН, а допустиме навантаження на одну палю — 3966,95 кН. Необхідна кількість паль у ростверку становить $n = 0,85$, тому конструктивно приймається одна паля.

Умовна ширина ростверку становить 4,41 м. Середній тиск на основу дорівнює 695,18 кПа, а розрахунковий опір ґрунту — 341,76 кПа. Оскільки $R_{сер} > R$, умова несучої здатності основи не виконується. Прийняте конструктивне рішення потребує коригування.

Таблиця 2.7 - Розрахункові параметри ґрунтів

№	σ_{zg} , кПа	h_i , м	ϕ_i , град	c , кПа	v_i	f_i , кПа
1	14,4	0,9	32,4	1,1	0,25	3,35
2	47,16	1,8	26	2	0,4	30,67
3	55,25	2	—	—	0,5	53,89
4	63,34	2	—	—	—	61,78
5	68,2	1,2	—	—	—	66,53
6	87,8	1	18,95	53,65	0,38	991,28
7	105,93	0,925	—	—	—	1195,97

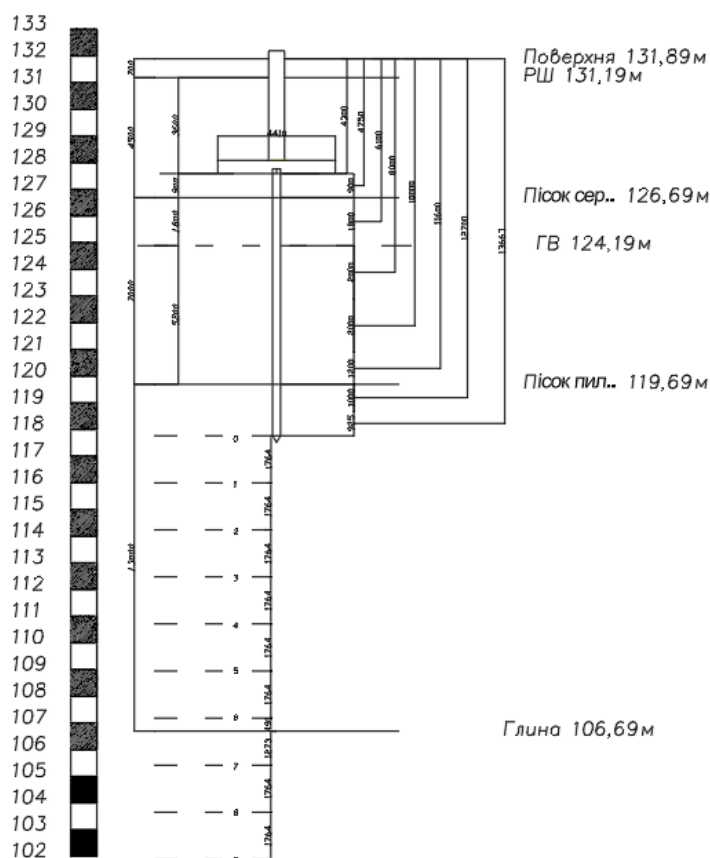


Рисунок 2.8 - Епюра фундаменту

Таблиця 2.8- Визначення додаткових вертикальних напружень у ґрунтовій основі

№	z , м	$\zeta = 2z / b$	Коефіцієнт α	σ_{zg} , кПа	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0$, кПа
0	0	0	1	217,07	478,11
1	1,764	0,8	0,8	—	382,488
2	3,528	1,6	0,449	—	214,671
3	5,292	2,4	0,257	—	122,874
4	7,056	3,2	0,16	—	76,498
5	8,82	4	0,108	—	51,636

Продовження таблиці 2.8

№	z, м	$\zeta = 2z / b$	Коефіцієнт α	σ_{zg} , кПа	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0$, кПа
6	10,584	4,8	0,077	—	36,814
7	11,075	4,91	0,076	—	36,336
8	12,348	5,6	0,046	n/a	21,993
9	14,112	6,4	0,036	—	17,212
10	15,876	7,2	0,028	—	13,387

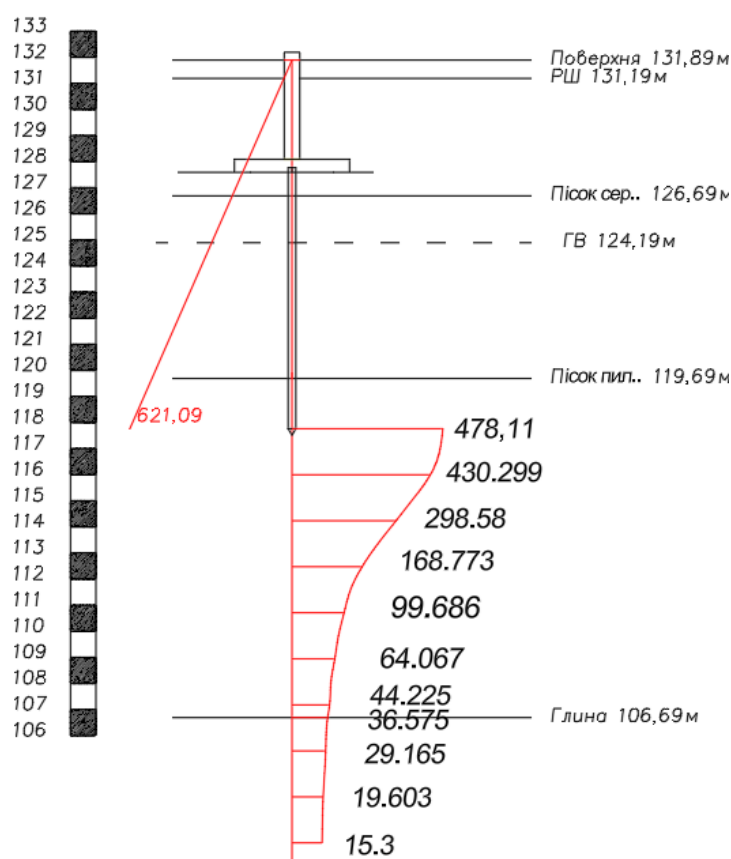


Рисунок 2.9 - Епюра фундаменту

2.5.6 Розрахунок пальового поля

Несуча здатність однієї палі становить:

$$F_d = \gamma_c \cdot (R \cdot A + u \cdot \sum f_i \cdot h_i) = 476,034 \text{ кН.}$$

Сумарне навантаження від будівлі визначаємо методом типізації навантажень: $N_{\text{summ}} = N_I \cdot A'_I + N_{II} \cdot A'_{II} + N_{II} \cdot A''_{II}$.

$$N_{\text{summ}} = 311,8 \cdot (9,75 \cdot 11,2 + 5,5 \cdot 8 + 4,5 \cdot 2 + 4 / 2) + 876,28 \cdot (20,4 \cdot 16 + 3,8 \cdot 12,2 + (3,8 \cdot 3,2) / 2) + 627,63 \cdot (1,35 \cdot 18,5 + 3,4 + 15,5 + 8,2 \cdot 5,4 + (5,4 \cdot 6,8) / 2) = 62218,39 \text{ кН.}$$

Враховуємо похибку методу типізації навантажень: $N = N_{\text{summ}} \cdot (1 + 0,35 + 0,20) = 62218,39 \cdot 1,55 = 96476,5 \text{ кН.}$

Кількість паль визначаємо за формулою:

$$n = (N \cdot \gamma_k) / F_d, \quad (2.28)$$

де $N = 96476,5 \text{ кН}$ — розрахункове навантаження на пальове поле;

$\gamma_k = 1,2$ — коефіцієнт надійності; $F_d = 4760,34 \text{ кН}$ — несуча здатність однієї палі. $n = (96476,5 \cdot 1,2) / 476,034 = 243,1$.

Приймаємо кількість паль: $n = 244 \text{ шт.}$

2.6 Економічне порівняння варіантів

Для вибору раціонального конструктивного рішення виконано порівняння вартості розглянутих варіантів фундаментів.

Таблиця 2.9 - Фундамент мілкового закладання (ФМЗ)

Земляні роботи				
№	Є/м³	Об'єм м³		Сума Є
1	698	(1535+10%)м2 · 3,3м=5572,05		3889290,9
Фундаментні блоки				
№	Марка блоку	К-сть штук	Є/од	Сума Є
1	ФБС24,6,6-т	25	1731	43275
2	ФБС12,6,6-т	83	1598,4	132667,2
3	ФБС24,4,6-т	7	1602	11214
4	ФБС12,4,6-т	11	1170	12870
		Загалом	на шар	200026,2
№	Марка подушки	К-сть штук	Ціна/од	Сума
1	ФЛ32,12-3	81	8005	648405
		Вартість Є	загалом	4737722,1

Таблиця 2.10 - Фундамент глибокого закладання (ФМГ)

Земляні роботи				
№	€/м ³	Об'єм м ³		Сума €
1	698	(1535+ 10%)м ² · 3,3м=5572,05		3889290,9
№	Марка палі	Ксть штук	€/од	Сума €
1	C100-30-8	314	9392	2949088
Заливка ростверку				
№	К-сть ростверків	Об'єм м ³	€/м ³	Сума €
1	157	343,71225	1350	464011,54
		Загальна €	вартість	7302390,44

Таблиця 2.11 - Пальове поле

Земляні роботи				
№	€/м ³	Об'єм м ³		Сума €
1	698	(1735+10%)м ² · 3,3м=6298,05		4396038,9
№	Марка палі	К-сть штук	€/од	Сума
1	C100-30-8	244	9392	2291648
Заливка ростверку				
№	К-сть ростверків	Об'єм м ³	€/м ³	Сума €
1	1	690,59	1350	932296,5
		Загальна	Сума €	7619983,4

Співвідношення вартості варіантів фундаментів становить:

$$\text{ФМЗ} : \text{ФМГ} : \text{ПП} = 1 : 1,54 : 1,56.$$

Отже, порівняно з фундаментом мілкового закладання, вартість фундаменту глибокого закладання є більшою у 1,54 раза, а вартість пальового поля — у 1,56 раза.

За результатами порівняння найбільш економічно доцільним є варіант фундаменту мілкового закладання, оскільки він має найменшу вартість серед розглянутих конструктивних рішень. Остаточний вибір типу фундаменту необхідно виконувати з урахуванням інженерно-геологічних умов майданчика, несучої здатності ґрунтової основи, конструктивної схеми будівлі та техніко-економічних показників.

2.7 Висновки за розділом 2

У розділі 2 проаналізовано інженерно-геологічні умови ділянки будівництва та визначено основні фізико-механічні характеристики ґрунтів. Встановлено, що ґрунтова основа має неоднорідну будову, а наявність пухкого пилюватого піску ускладнює використання фундаментів мілкового закладання без додаткового уточнення.

Виконано збір навантажень від будівлі на фундаменти, визначено глибину закладання та попередні розміри фундаментів. Розглянуто варіанти фундаменту мілкового закладання та пальового фундаменту, виконано їх техніко-економічне порівняння.

За результатами розрахунків встановлено, що прийняте фундаментне рішення повинно забезпечувати передачу навантажень на надійніші шари ґрунту, відповідати вимогам несучої здатності, стійкості та допустимих деформацій основи. Остаточний вибір типу фундаменту приймається з урахуванням інженерно-геологічних умов, конструктивної схеми будівлі та економічної доцільності.

РОЗДІЛ 3

ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

Організація будівельного виробництва є важливою складовою підготовки та виконання будівельно-монтажних робіт. Рациональне планування будівельних процесів забезпечує своєчасне виконання робіт, ефективне використання трудових і матеріально-технічних ресурсів, дотримання технологічної послідовності та підвищення якості будівельної продукції.

Важливе значення має також правильна організація будівельного майданчика. Вона передбачає розміщення тимчасових будівель і споруд, складів матеріалів, під'їзних шляхів, зон роботи будівельної техніки, місць зберігання конструкцій, а також забезпечення безпечних умов виконання робіт.

3.1 Розрахунок дахового перекриття

Для розроблення технології влаштування покрівлі необхідно виконати технологічні розрахунки, які включають визначення площі покриття, потреби в покрівельних матеріалах, додаткових елементах, а також трудомісткості виконання робіт.

Точне визначення площі покрівлі має важливе значення, оскільки покрівельні матеріали мають значну вартість, а помилки в розрахунках можуть призвести до перевитрати матеріалів або їх нестачі під час виконання робіт.

Площа покрівлі визначається за геометричними розмірами окремих скатів з урахуванням їх конфігурації, ухилу, карнизних звисів і конструктивних особливостей даху. Для дахів складної форми площу доцільно визначати шляхом поділу покрівлі на прості геометричні фігури: прямокутники, трикутники або трапеції.

При визначенні потреби в покрівельному матеріалі необхідно враховувати: нахлест окремих листів або рулонів матеріалу; відходи при підрізанні матеріалу в місцях примикань, кутів і переломів покрівлі; конфігурацію даху та кількість скатів; геометричні розміри одиниці покрівельного матеріалу; потребу в добірних

елементах: кониках, єндовах, карнизних і торцевих планках, елементах примикання, водостічній системі.

Для більшості листових покрівельних матеріалів додатково приймається запас на нахлести та підрізання. Орієнтовно для дахів простої форми запас становить 10–12 %, для складних дахів — до 15 % залежно від кількості переломів, єндов, примикань і нестандартних ділянок.

Перед початком розрахунку необхідно визначити: довжину кожного ската з урахуванням карнизних звисів; висоту ската від нижньої до верхньої позначки; довжину коника, єндов, карнизів і фронтонних звисів; габаритні розміри будівлі; тип покрівельного матеріалу та його робочі розміри.

Обміри покрівлі доцільно виконувати після влаштування кроквяної системи, оскільки фактичні розміри можуть відрізнятися від проектних. Це дозволяє точніше визначити потребу в покрівельному матеріалі та зменшити кількість відходів.

У даному проєкті для покрівельного покриття передбачається застосування металочерепиці. Металочерепиця є листовим покрівельним матеріалом, який монтується з поздовжнім і поперечним нахлестом. При розрахунку її кількості враховують повну та корисну ширину листа, довжину ската, напрямок укладання, величину нахлестів і запас на підрізання.

Розрахунок потреби в металочерепиці виконується за фактичними розмірами скатів покрівлі. Кількість листів визначається окремо для кожного ската з подальшим підсумовуванням загальної потреби в матеріалі.

Дах вхідного проходу з тамбуром: односкатний дах

Розрахунок даного даху: довжина скату $L=3.33$ м; ширина даху $X=5.3$ м.

Необхідна довжина листа 3,5 метри.

Визначимо кількість листів. Повна ширина одного аркуша 1,195, корисна ширина аркуша становить 1,12. $X/1.12=4.73 \rightarrow 5$ листів завдовжки 3,5 метри.

Корисна та повна площа даху $S_k=5 \cdot 3,33 \cdot 1,12=18,648 \text{ м}^2$

$S=5 \cdot 3,5 \cdot 1,195=20,9125 \text{ м}^2$

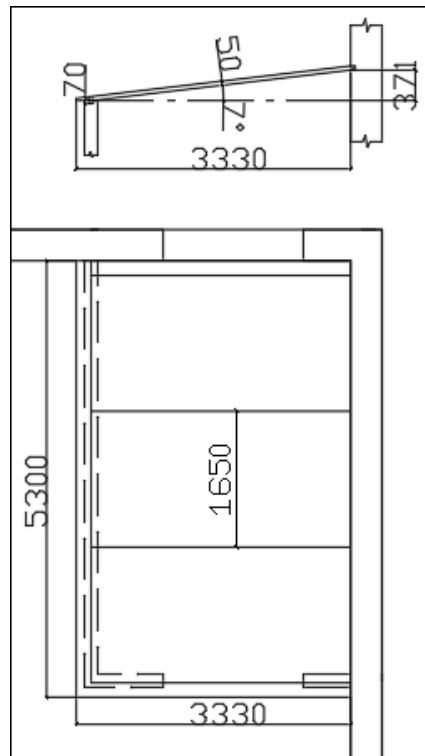


Рисунок 3.1 - Схема покрівлі над тамбуром

Розрахунок даного даху:

Довжина скату $L_1=10,4$ м; $L_2=10,02$ м; $L_3=2,1$ м; Ширина даху
 $X_{\text{загальна}}=28,937$ м; $X_1=0,65$ м; $X_2=12,41$ м; $X_3=15,877$ м.

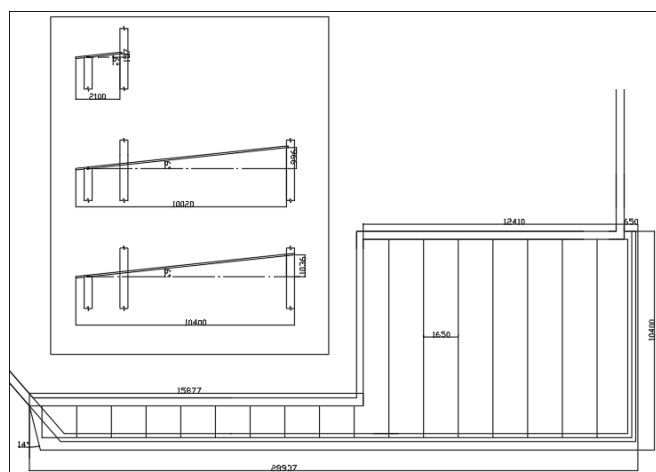


Рисунок 3.2- Дах зали

Необхідна довжина листа 3,8 метри. Визначимо кількість листів. Повна ширина одного аркуша 1,195, корисна ширина аркуша становить 1,12:

$X1/1.12 + X2/1.12 + X3/1.12 = 0,58 + 11,08 + 14,18 = 25,84 \rightarrow 26$ листів завдовжки 3,8 метри, або 2/3 листа для скату L1, 11 листів для скату L2, 14 листів для скату L3. Корисна та повна площа даху

$$S_k = 0,6 \cdot 10,4 \cdot 1,12 + 11 \cdot 10,02 \cdot 1,12 + 14 \cdot 2,1 \cdot 1,12 = 163,363 \text{ м}^2$$

$$S = (0,6 \cdot 10,4 + 11 \cdot 10,02 + 14 \cdot 2,1) \cdot 1,195 = 174,303 \text{ м}^2$$

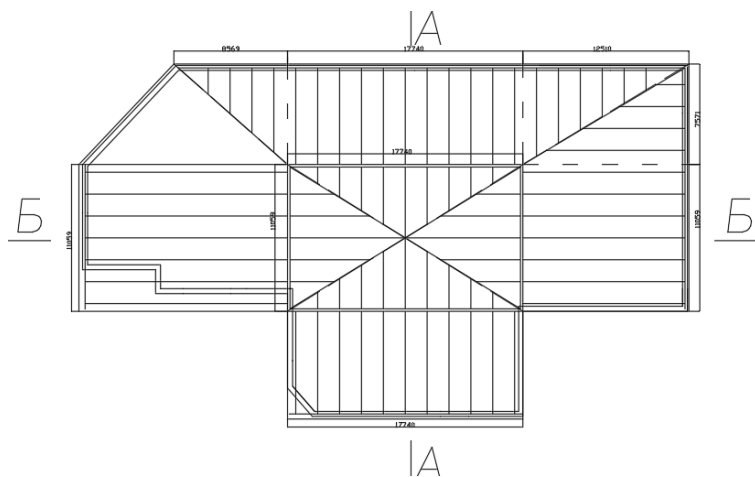


Рисунок 3.3-Дах основної частини

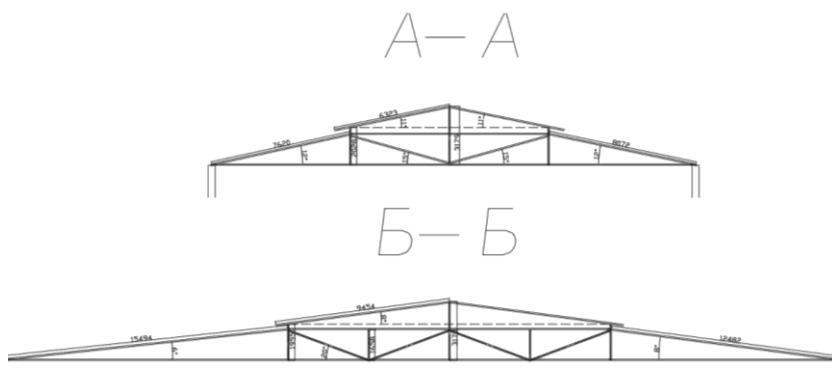


Рисунок 3.4- Розріз по даху

Для розрахунку даного багато скатного даху його площу виразимо як суму площ простих фігур, таких як трикутники та прямокутники.

Довжина скату $L_1=7,62$ м; $L_2=6,323$ м; $L_3=8,072$ м; $L_4=15,494$ м; $L_5=9,454$ м; $L_6=12,482$ м; Ширина даху; $X_1=11,059$ м; $X_2=8,569$ м; $X_3=17,74$ м; $X_4=12,51$ м; $X_5=11,059$ м; $X_6=7,571$ м.

Довжина 4 метри.

Визначимо кількість листів. Повна ширина одного аркуша 1,195, корисна ширина аркуша становить 1,12:

$4X_1/1.12 + X_2/1.12 + 4X_3/1.12 + X_4/1.12 + X_5/1.12 = 131,55 \rightarrow 132$ листів завширки 4 метри.

$S_{\text{кут}} = \frac{h}{2} a = 60.149 \text{ м}^2$, де параметри h (висоти трикутника) і a (ширини трикутника) були визначені за подібністю трикутників

$$S_{\text{к}} = \frac{L1 * X2}{2} + L1 * X3 + \frac{L1 * X4}{2} + \frac{L6 * X6}{2} + L6 * X1 + L3 * X3 + L4 * X5 + \\ + 2\left(\frac{L2}{2} * X4\right) + 2\left(\frac{L5}{2} * X5\right) + S_{\text{кут}} = 898.977 + 60.149 = 959.126 \text{ м}^2$$

Наведена площа є розрахунковою площею поверхонь даху.

Для розрахунку витрати металочерепиці потрібно: визначити загальну площу даху, шляхом вимірювання всіх наявних скатів; дізнатися ширину листа моделі металочерепиці, яку плануєте використовувати; визначити довжину профілю; підрахувати кількість рядів; вирахувати кількість листів, які використовуються в кожному ряду.

У кожного виробника металочерепиці є свої стандарти і розміри, тому профіль однієї моделі може відрізнятися, залежно від різних виробників, може не підійти один до одного. Також слід враховувати довжину профілю. Чим довше буде лист, тим менше в результаті виробничих відходів. Однак довгі листи досить складно перевозити і монтувати. У процесі транспортування вони можуть піддатися серйозним деформаціям, тому фахівці рекомендують використовувати листи довжиною близько чотирьох метрів.

3.2 Будівельний процес надземної частини

Несуча конструкція складається з спільно працюючих несучих елементів, а саме стін, колон та перекриттів. В якості перекриття між поверхами використовується монолітні плити.

Просторова жорсткість забезпечується сумісною роботою фундаментів, цегляних стін, колон та перекриття споруди.

Стіни прийнято виконувати з цегли марки М100 на цементному розчині М25, товщина зовнішніх стін прийнята 380 мм, внутрішніх 240 мм. Перегородки

прийняті з тієї ж марки цегли та розчину товщиною 120 мм. Перемички над вікнами і дверима виконуються клиноподібними з цегли марки М100 на розчині М25.

Вікна прийнято метало-пластикові з подвійним склінням. Двері прийнято дерев'яні. Фасад будинку покривається декоративною штукатуркою. Виконання будівельно-монтажних робіт надземної частини здійснюється по ділянках-захватках.

3.3 Визначення потреби у конструкціях і обсягах роботи

Таблиця 3.1 - Визначення потреби у конструкціях і обсягах роботи

Ділянка	Номер ланки	Ланка	Склад ланки	Кількість цегли, шт	Об'єм розчину, м ³	Норма часу, л/год	Час виконання, год
1	1	2 Четвірка 2 Трійки	6 Муляри - 4р 4 Муляр- 3р 4 Муляр- 2р	114544	297,6	7,52	117,79
2	2	Четвірка Трійки	3 Муляри - 4р 2 Муляр- 3р 2 Муляр- 2р	83256	192,53	7,52	76,2
3	3	Четвірка Трійки	3 Муляри - 4р 2 Муляр- 3р 2 Муляр- 2р	82568	192,13	7,52	76,04

3.4 Вибір методів виконання робіт

Для організації будівельних робіт потоково-захватним методом будівля поділяється на 3 ділянки, що відповідають трьом поверхам будівлі відповідно.

Монтаж конструкцій організованим поточковим методом у одну зміну включає бригаду, чисельністю N=14 осіб, яка виконує весь комплекс робіт на період виконання робіт на ярусі-захватці. Вона складається з спеціалізованих ланок мулярів відповідної кваліфікації, монтажників та зварників.

По закінченні робіт на першій ярус-захватці бригада переходить на іншу а на другій зміні проводять перестановку помостів і заготовку цегли. Монтаж залізобетонних конструкцій здійснюється паралельно з муруванням стін.

Бригада оснащена нормо-комплектom інструменту, обладнанням і пристроями для виконання робіт.

3.5 Вибір монтажного крана

Вибір монтажного крана виконується з урахуванням габаритів будівлі, маси монтажних елементів, висоти їх встановлення, радіуса подачі та умов роботи на будівельному майданчику.

Підбір монтажного крана здійснюється у два етапи. На першому етапі визначаються основні розрахункові монтажні характеристики крана: монтажна маса елемента Q_m ; необхідний виліт стріли L_m ; монтажна висота підймання гака H_m .

Монтажні характеристики визначаються для найбільш важких, габаритних або віддалених елементів, які є характерними для відповідної групи конструкцій. До таких елементів можуть належати плити перекриття, елементи покриття, сходові марші, майданчики, конструкції покрівлі або інші збірні елементи, що потребують механізованого монтажу.

На другому етапі за отриманими розрахунковими параметрами підбирають не менше двох можливих варіантів монтажних кранів. Обрані крани повинні мати вантажопідймальність, виліт стріли та висоту підймання гака не менші за розрахункові значення. Перевагу надають крану, технічні характеристики якого найбільш раціонально відповідають умовам будівельного майданчика та забезпечують безпечне виконання робіт.

Такий порядок вибору крана дозволяє забезпечити ефективну організацію монтажного процесу, раціональне використання машинного часу, дотримання технологічної послідовності робіт і вимог безпеки під час експлуатації вантажопідймального обладнання.

3.5.1 Визначення потрібних параметрів монтажного крана

Для визначення необхідних параметрів монтажного крана необхідно мати такі вихідні дані:

- конфігурацію, розміри та конструктивне рішення будівлі;
- габарити, масу, проектні відмітки встановлення і розташування в плані конструкцій, що підлягають монтажу;
- тип, масу монтажної оснастки, пристосування та монтажну висоту монтажних пристосувань;
- методи, способи та схеми монтажу конструкцій.

Монтажна маса $Q_m = Q + S_q$, де Q – маса елемента, т.

S_q – маса монтажних пристосувань, які встановлюються на елементи перед його підйомом, т.

Монтажна висота $H_m = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$, де h_1 – висота від рівня стоянки крана до опори, на яку встановлюються елемент конструкції, м;

$h_2 = (0,5-1)m$ – перевищення нижньої частини конструктивного елемента над опорною поверхнею, м;

h_3 – висота (товщина) конструктивного елемента, який встановлюється, м;

h_4 – розрахункова висота, м.

Вибір крана

$$Q_k = 6,44 + 0,04 = 6,48 \text{ т}$$

$$H_m = 3,6 + 1 + 10 + 8,45 = 23,05 \text{ м}$$

Необхідні параметри крана визначаємо графічним методом.

3.5.2 Вибір вантажопідйомних машин

Виходячи з мінімальних необхідних параметрів крана було прийнято автокран Liebherr LTM 1070 який задовольняє всі вимоги і має наступні параметри:

- Вантажність - 70 т;
- Довжину стріли – 40 м.

3.6 Технологія виконання робіт

3.6.1 Технологія виконання цегляної кладки

До початку зведення надземної частини будівлі повинні бути виконані внутрішньомайданчикові підготовчі роботи: розчищення території, планування будівельного майданчика, влаштування огороження, геодезична розбивка осей будівлі, організація тимчасових під'їздів, складів, побутових приміщень і місць розміщення будівельної техніки.

До початку мурування стін мають бути завершені роботи нульового циклу: підготовка основи, улаштування фундаментів, прокладання підземних інженерних комунікацій, виконання гідроізоляції фундаментів, зворотне засипання пазух із пошаровим ущільненням ґрунту. Виконані роботи підземної частини передаються за актом.

Складування будівельних матеріалів. Складування матеріалів і конструкцій виконується на спеціально відведених майданчиках у зоні дії монтажного крана. Складські майданчики повинні мати сплановану поверхню з ухилом для відведення води, тверде покриття або підкладки, освітлення, позначені зони в'їзду, виїзду, розвороту транспорту та безпечного руху працівників.

Матеріали розміщують так, щоб забезпечити вільний доступ для огляду, стропування та подавання до робочих місць. Цеглу складують за марками і сортами на піддонах у штабелі висотою до 1,25 м. Подавання цегли до робочої зони виконується краном за допомогою спеціального захвату.

Технологія мурування цегляних стін. Комплексний процес мурування цегляних стін включає такі операції: установлення порядовок і шнура-причалки, подавання та розкладання цегли і розчину, укладання верстових рядів і забутки, рубання та підтісування цегли, розшивання швів за потреби, а також контроль якості кладки.

Порядовки встановлюють на кутах, у місцях примикання та перетину стін, а також на прямих ділянках через 10–12 м. На порядовки виносять позначки низу

віконних прорізів, перемичок, перекриттів, сходових площадок та інших елементів, пов'язаних із кладкою.

Шнур-причалку натягують між порядковками або причальними скобами та переміщують у процесі зведення кладки. Для зовнішніх верстових рядів причалку встановлюють на кожний ряд, для внутрішніх — через 2–3 ряди. Щоб уникнути провисання, через 4–5 м під причалку встановлюють маякові цеглини.

Мурування починають із викладання маяків на кутах і межах захватки. Далі виконують розкладання цегли, нанесення розчину, мурування зовнішньої версти, внутрішньої версти та забутки. Наступний ряд укладають після завершення кладки попереднього ряду.

Стіни будівлі виконують за однорядною, або ланцюговою, системою перев'язування швів. При цьому тичкові та ложкові ряди чергуються між собою, поперечні вертикальні шви перев'язуються на $1/4$ цеглини, а поздовжні — на $1/2$ цеглини. Перший і останній ряди кладки, а також ряди на рівні обрізів стін, перемичок, поясів і карнизів виконують тичковими.

Стовпи та вузькі простінки шириною до 1 м мурують за трирядною системою перев'язування швів. При муруванні простінків особливу увагу приділяють заповненню горизонтальних і вертикальних швів розчином, дотриманню вертикальності граней та горизонтальності рядів.

Половинки цегли допускається застосовувати лише для забутки та малонавантажених ділянок кладки. Несучі елементи, кути, простінки та місця спирання конструкцій виконують із цілої цегли з ретельним заповненням швів розчином.

Організація робочих місць. Мурування стін виконують по ярусах і захватках. Для роботи на висоті застосовують інвентарні помости, а в обмежених місцях — переносні робочі столики. Після завершення робіт на ярусі бригада переставляє помости, готує необхідний запас цегли та розчину і переходить до виконання наступного ярусу кладки.

Контроль якості мурування здійснюється протягом усього процесу робіт. Перевіряють правильність перев'язування швів, горизонтальність рядів,

вертикальність поверхонь і кутів, товщину швів, заповнення швів розчином та відповідність кладки проєктним розмірам.

3.6.2 Технологія мурування з цегли

Таблиця 3.2 – Обсяги мурування першого поверху

Тип і товщина кладка, м	Площа А, м ²	Прорізи: Адвр, м ²	Прорізи: Авкн, м ²	Площа без прорізів А', м ²	Об'єм V, м ³
Зовнішня 0,38	53,339	2,622	17,936	32,781	99,406
Внутрішня 0.24	27,196	3,782	-	23,414	60,426
Внутрішня 0.16	21,313	1,776	0,512	19,025	48,911
Інші внутрішні	8,124	0,84	2,508	4,776	14,617
Загалом	109,972	9,02	20,956	79,996	223,36

Висота стін прийнято 2,5 метрів, висота дверей 2 метри, висота вікон 1,6 метрів.

Площа стін:

Зовнішні стіни

$$A = 0,38 \cdot 38,375 + 0,38 \cdot 17,77 + 0,38 \cdot 0,55 + 0,38 \cdot 9,62 + 0,38 \cdot 26,801 + \\ + 2 \cdot (0,38 \cdot 0,173)/2 + 0,38 \cdot 4,776 + 2 \cdot (0,38 \cdot 0,142)/2 + 0,38 \cdot 7,363 + 0,38 \cdot 9,819 + \\ + 0,38 \cdot 1,8 + 0,38 \cdot 5,5 + 0,38 \cdot 7,398 + 2 \cdot (0,38 \cdot 0,151)/2 + 0,38 \cdot 9,965 + \\ + 2 \cdot (0,38 \cdot 0,164)/2 = 53,339$$

$$A_{\text{вкн}} = 0,38 \cdot (1 \cdot 5 + 0,6 + 0,8 \cdot 8 + 1,6 \cdot 14 + 1,8 + 2,2 \cdot 5) = 17,936$$

$$A_{\text{двр}} = 0,38 \cdot (1,7 \cdot 2 + 0,9 + 2,6) = 2,622$$

$$V = A' \cdot 2,5 + A_{\text{вкн}} \cdot 0,9 + A_{\text{двр}} \cdot 0,5 = 99,406$$

Внутрішні стіни (0,24)

$$A = 0,24 \cdot (5,155 \cdot 2 + 16,77 + 7,51 + 1,86 + 5,86 + 18,36 + 2,01 \cdot \\ 4 + 11,368 + 5,84 + 3,868 + 5,64 + 5,3 \cdot 2 + 7,292) = 27,196$$

$$A_{\text{двр}} = 0,24 \cdot (1,2 \cdot 8 + 1,54 \cdot 4) = 3,782$$

$$V = A' \cdot 2,5 + A_{\text{вкн}} \cdot 0,9 + A_{\text{двр}} \cdot 0,5 = 60,426$$

Внутрішні стіни (0,16)

$$A=0,16 \cdot (5,11 \cdot 3+13,198+3,898+1,5+2,64+1,675+4,485+3,41 \cdot 2+ \\ +3,46+5,01+3,96+1,46 \cdot 2+3,6+1,85+7,44+9,21+1,865+3,97 \cdot 2+ \\ +1,64+3,36 \cdot 2+1,61 \cdot 2+7,06 \cdot 2+3,548+7,16)=21,313$$

$$A_{\text{вкн}}=0,16 \cdot (2 \cdot 0,8+1,6)=0,512$$

$$A_{\text{двр}}=0,16 \cdot (1,2 \cdot 8+1,5)=1,776$$

$$V=A' \cdot 2,5+A_{\text{вкн}} \cdot 0,9+A_{\text{двр}} \cdot 0,5=61,066$$

Інші внутрішні

$$A=0,32 \cdot (3,79+1,45+2,02)+0,38 \cdot 12,03=8,124$$

$$A_{\text{вкн}}=0,38 \cdot 2,2 \cdot 3=2,508$$

$$A_{\text{двр}}=0,32 \cdot 1,2+0,38 \cdot 1,2=0,84$$

$$V=A' \cdot 2,5+A_{\text{вкн}} \cdot 0,9+A_{\text{двр}} \cdot 0,5=17,525$$

$$\text{Необхідно цегли } V/V_{\text{цегл}}=223,36/(0,25 \cdot 0,12 \cdot 0,065)=114544$$

Таблиця 3.3 - Обсяги мурування першого поверху

Тип і товщина кладка, м	Площа А, м ²	Прорізи: А _{двр} , м ²	Прорізи: А _{вкн} , м ²	Площа без прорізів А', м ²	Об'єм V, м ³
Зовнішня стіна	51,696	-	18,848	32,848	99,083
Внутрішня 0.24	12,798	1,056	0,864	10,878	28,501
Внутріш.	13,499	1,008	-	12,491	31,732
Інші внутрішні	1,213	-	-	1,213	3,033
Загалом	79,206	2,064	19,712	57,43	162,349

Висота стін прийнято 2,5 метрів, висота дверей 2 метри, висота вікон 1,6 метрів.

Площа стін:

Зовнішні стіни

$$A=2 \cdot (0,38 \cdot 0,173)/2+0,38 \cdot 9,965+2 \cdot (0,38 \cdot 0,142)/2+0,38 \cdot 7,398+0,38 \cdot 5,88+ \\ +0,38 \cdot 9,95+0,38 \cdot 1,42+0,38 \cdot 7,35+2 \cdot (0,38 \cdot 0,151)/2+0,38 \cdot 2,521+ \\ +2 \cdot (0,38 \cdot 0,164)/2+0,38 \cdot 38,375+0,38 \cdot 18,150+0,38 \cdot 12,03+0,32 \cdot 8,3+$$

$$+0,38 \cdot 15,384=51,696$$

$$A_{\text{вкн}}=0,38 \cdot (1 \cdot 5+0,6+0,8 \cdot 5+1,6 \cdot 25)=18,848$$

$$V=A' \cdot 2,5+A_{\text{вкн}} \cdot 0,9+A_{\text{двр}} \cdot 0,5=99,083$$

Внутрішні стіни (0,24)

$$A=0,24 \cdot (7,635+3,24+7,25+3,68+2,1+8,34+1,86+6,88+8,99+3,35)=12,798$$

$$A_{\text{вкн}}=0,24 \cdot (2+1,6)=0,864$$

$$A_{\text{двр}}=0,24 \cdot (2+1,2 \cdot 2)=1,056$$

$$V=A' \cdot 2,5+A_{\text{вкн}} \cdot 0,9+A_{\text{двр}} \cdot 0,5=29,658$$

Внутрішні стіни (0,16)

$$A=0,16 \cdot (1,305+5,26+10,825+17,04+0,751+3,867+3,65+3,863+3,865+10,21+5,63+18,1)=13,499$$

$$A_{\text{двр}}=0,16 \cdot (1,5+1,2 \cdot 4)=1,008$$

$$V=A' \cdot 2,5+A_{\text{вкн}} \cdot 0,9+A_{\text{двр}} \cdot 0,5=36,897$$

Інші внутрішні

$$A=0,32 \cdot 3,79=1,213$$

$$V=A' \cdot 2,5+A_{\text{вкн}} \cdot 0,9+A_{\text{двр}} \cdot 0,5=3,033$$

$$\text{Необхідно цегли } V/V_{\text{цегл}}=162,349/(0,25 \cdot 0,12 \cdot 0,065)=83256$$

Таблиця 3.4 – Обсяги мурування третього поверху

Тип і товщина кладка, м	Площа А, м ²	Прорізи: А _{двр} , м ²	Прорізи: А _{вкн} , м ²	Площа без прорізів А', м ²	Об'єм V, м ³
Зовнішня стіна	51,696	-	18,848	32,848	99,083
Внутріш-ня 0.24	13,24	1,056	0,864	11,32	29,606
Внутріш-ня 0.16	12,915	1,008	-	11,413	29,284
Інші внутріш-ні	1,213	-	-	1,213	3,033
Загалом	19,064	2,064	19,712	56,794	161,006

Висота стін 2,5 метрів, висота дверей 2 метри, висота вікон 1,6 метрів.

Площа стін:

Зовнішні стіни

$$A=2 \cdot (0,38 \cdot 0,173)/2+0,38 \cdot 9,965+2 \cdot (0,38 \cdot 0,142)/2+0,38 \cdot 7,398+0,38 \cdot 5,88+0,38 \cdot 9,95+0,38 \cdot 1,42+0,38 \cdot 7,35+2 \cdot (0,38 \cdot 0,151)/2+0,38 \cdot 2,521+$$

$$+2 \cdot (0,38 \cdot 0,164)/2 + 0,38 \cdot 38,375 + 0,38 \cdot 18,150 + 0,38 \cdot 12,03 + 0,32 \cdot 8,3 + 0,38 \cdot 15,384 = 51,696$$

$$A_{\text{вкн}} = 0,38 \cdot (1 \cdot 5 + 0,6 + 0,8 \cdot 5 + 1,6 \cdot 25) = 18,848$$

$$V = A' \cdot 2,5 + A_{\text{вкн}} \cdot 0,9 + A_{\text{двр}} \cdot 0,5 = 99,083$$

Внутрішні стіни (0,24)

$$A = 0,24 \cdot (7,635 + 3,24 + 7,25 + 3,68 + 2,1 + 8,34 + 3,7 + 6,88 + 8,99 + 3,35) = 13,24$$

$$A_{\text{вкн}} = 0,24 \cdot (2 + 1,6) = 0,864$$

$$A_{\text{двр}} = 0,24 \cdot (2 + 1,2 \cdot 2) = 1,056$$

$$V = A' \cdot 2,5 + A_{\text{вкн}} \cdot 0,9 + A_{\text{двр}} \cdot 0,5 = 29,658$$

Внутрішні стіни (0,16)

$$A = 0,16$$

$$(1,305 + 5,26 + 10,825 + 17,04 + 0,751 + 3,867 + 3,863 + 3,865 + 10,21 + 5,63 + 18,1) = 12,915$$

$$A_{\text{двр}} = 0,16 \cdot (1,5 + 1,2 \cdot 4) = 1,008$$

$$V = A' \cdot 2,5 + A_{\text{вкн}} \cdot 0,9 + A_{\text{двр}} \cdot 0,5 = 36,897$$

$$\text{Інші внутрішні } A = 0,32 \cdot 3,79 = 1,213$$

$$V = A' \cdot 2,5 + A_{\text{вкн}} \cdot 0,9 + A_{\text{двр}} \cdot 0,5 = 3,033$$

$$\text{Необхідно цегли } V/V_{\text{цегл}} = 161,006 / (0,25 \cdot 0,12 \cdot 0,065) = 82568$$

3.7 Технологія виконання залізобетонного перекриття

В якості матеріалу для перекриття використовується залізобетон. Метод влаштування перекриття – монолітна заливка бетоном С20/25 та арматури відповідного класу згідно з результатами розрахунку.

3.7.1 Готовність попередніх робіт

Перед улаштуванням монолітного залізобетонного перекриття необхідно перевірити готовність опорних конструкцій, на які передається навантаження від опалубки, арматури та бетонної суміші. Опорні конструкції повинні мати достатню міцність і стійкість для сприйняття монтажних навантажень.

Опалубка перекриття встановлюється в проєктне положення на інвентарних телескопічних стійках. Стійки повинні забезпечувати надійне підтримання

опалубки під час армування, бетонування та тверднення бетону. Перед бетонуванням перевіряють правильність встановлення опалубки, її горизонтальність, жорсткість, герметичність стиків і надійність кріплення.

Поверхню опалубки перед укладанням арматури очищають від сміття, бруду, залишків розчину та інших забруднень. У разі застосування незнімної армоцементної опалубки її встановлюють відповідно до проєкту з урахуванням подальшого сумісного сприйняття навантажень або виконання функції нижнього оздоблювального шару перекриття.

Арматурні стержні перед монтажем очищають від бруду, мастила, льоду та відшарованої іржі. Арматуру встановлюють у проєктне положення з дотриманням заданого діаметра, кроку, нахлесту, анкеровки та захисного шару бетону. Для забезпечення захисного шару застосовують пластикові або бетонні фіксатори. Товщина захисного шару приймається згідно з проєктом, але не менше нормативного значення для плит перекриття.

Після встановлення арматури виконують контроль правильності її розташування, надійності в'язання, положення закладних деталей і отворів. Бетонування дозволяється виконувати після приймання опалубки та арматурного каркаса з оформленням відповідного акта на приховані роботи.

3.7.2 Бетонування конструкції

Бетонування монолітного перекриття виконується на всю ширину та висоту конструкції. Бетонна суміш подається в опалубку за допомогою бетононасоса та укладається рівномірними шарами. Ущільнення бетонної суміші здійснюється поверхневими або глибинними вібраторами залежно від товщини плити та конструктивного рішення.

За необхідності влаштування робочих швів їх розміщують у місцях найменших згинальних моментів, орієнтовно на відстані $1/3$ прольоту плити. Робочий шов виконують перпендикулярно до площини перекриття з установленням тимчасового дерев'яного або інвентарного щита.

Перед поновленням бетонування поверхню робочого шва очищають від цементного молока, пилу та забруднень, за потреби виконують насічку, промивають водою та зволожують. Після підготовки шва бетонування продовжують із забезпеченням щільного зчеплення нового бетону з раніше укладеним.

Для прискорення тверднення бетону можуть застосовуватися хімічні добавки відповідно до проєкту виконання робіт та рекомендацій виробника бетонної суміші. Кількість і тип добавок приймаються з урахуванням температурних умов, класу бетону та вимог до міцності.

Після бетонування забезпечують догляд за бетоном: підтримують необхідний температурно-вологісний режим, захищають поверхню від пересихання, прямих сонячних променів, атмосферних опадів, ударів і вібрацій. У теплий період свіжоукладений бетон періодично зволожують або накривають вологоутримувальними матеріалами.

3.7.3 Догляд за бетоном

Догляд за бетоном після укладання передбачає підтримання необхідного вологісного режиму та захист конструкції від передчасного висихання, механічних впливів і температурних перепадів.

У теплий період бетон зволожують розпиленою водою, не допускаючи вимивання цементного тіста. Поливання починають після початкового тужавіння бетону, орієнтовно через 5–10 годин після укладання.

Свіжоукладений бетон не допускається піддавати ударам, вібраціям і різким навантаженням. Рух людей по забетонованій конструкції та встановлення на ній інвентарю дозволяється після досягнення бетоном міцності не менше 1,5 МПа. Рух транспорту допускається лише після досягнення бетоном проєктної міцності.

У холодний період року бетонування виконують із застосуванням заходів зимового бетонування: підігріву бетонної суміші, утеплення конструкцій або використання протиморозних добавок відповідно до проєкту виконання робіт.

Заходи з догляду за бетоном, їх тривалість і періодичність фіксують у журналі бетонних робіт.

3.7.4 Розпалублення

Розпалублення монолітних залізобетонних конструкцій виконують після досягнення бетоном необхідної міцності. Роботи проводять обережно, щоб не пошкодити бетонну поверхню та забезпечити можливість повторного використання елементів опалубки.

Демонтаж опалубки виконують у технологічній послідовності, без різких ударів і перевантаження конструкції. Опорні стійки, що підтримують опалубку перекриття, знімають лише після досягнення бетоном міцності, достатньої для сприйняття власної ваги та монтажних навантажень.

Для перекриттів із прольотом 4 м і більше розпалублення виконують поступово. Частину опорних стійок залишають як стійки безпеки з кроком не більше 3 м до повного набору бетоном необхідної міцності.

3.8 Контроль якості бетонних робіт

Якість бетонних і залізобетонних конструкцій забезпечується контролем матеріалів, правильністю монтажу опалубки та арматури, дотриманням технології бетонування і догляду за бетоном.

Вхідний контроль включає перевірку відповідності цементу, заповнювачів, арматурної сталі, опалубних матеріалів та бетонної суміші вимогам проєкту, ДБН і ДСТУ. Матеріали повинні мати супровідні документи, сертифікати якості та зберігатися відповідно до встановлених вимог.

Під час армування контролюють клас і діаметр арматури, правильність її розташування, крок стержнів, довжину нахлестів, якість з'єднань, наявність фіксаторів і дотримання захисного шару бетону. Після встановлення арматури виконують приймання прихованих робіт.

При монтажі опалубки перевіряють її геометричні розміри, положення відносно осей, горизонтальність, жорсткість, надійність кріплення та щільність

стиків. Поверхня опалубки перед бетонуванням повинна бути очищена від сміття, пилу та сторонніх предметів. Під час укладання бетонної суміші контролюють її рівномірне розподілення, висоту подавання, тривалість і якість ущільнення. Вібрування виконують до припинення осідання суміші, виходу бульбашок повітря та появи цементного молока на поверхні. Не допускається розшарування суміші, утворення раковин, пустот і незаповнених ділянок.

Після бетонування забезпечують догляд за бетоном: підтримання необхідного температурно-вологісного режиму, захист від пересихання, ударів, вібрацій та різких температурних змін. Результати контролю та заходи з догляду за бетоном фіксують у журналі бетонних робіт.

Порядок монтажу перекриття підвалу наведено на технологічній схемі.

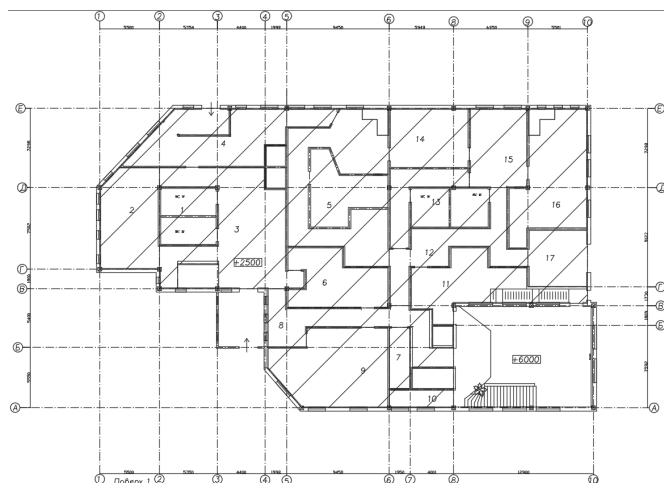


Рисунок 3.7 - Схема першого поверху

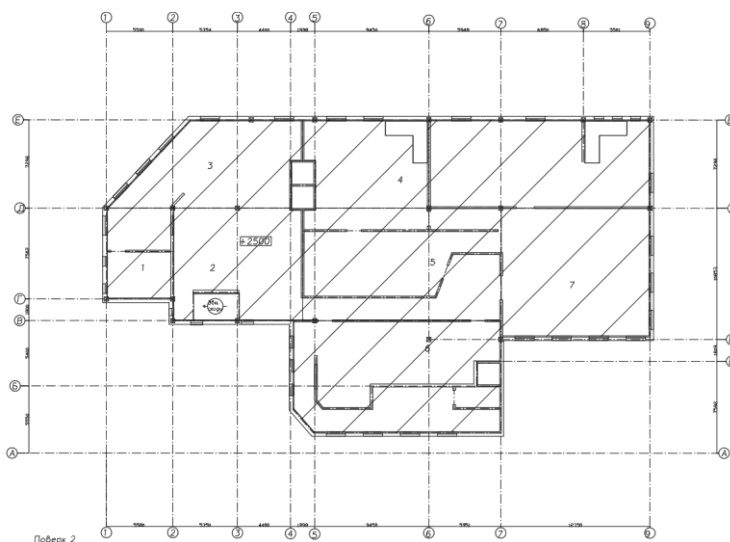


Рисунок 3.8 - Схема другого та третього поверху

3.9 Кошторис трудових витрат

Таблиця 3.5 - Кошторис трудових витрат

Обгр	Робота	Од. вим	Обсяг робіт	Нч. на од. вим л · год	Витрати праці на весь обсяг робіт, л/дн	Розц ін-ка на од. вим, грн	Вартість праці на весь обсяг робіт, грн.	Професія, розряд	Кількість
	Цегляна кладка	м ³	546,72	6,92	7,2	1474	Комплексна бригада будівельників	7	
	Встановлення дверей	м ²	13,15	0,37	181,9	2364,5	Комплексна бригада будівельників	7	
	Встановлення вікон	м ²	60,38	0,15	747,6	806,18	Комплексна бригада будівельників	7	
	Влаштування з/б перекриття	м ³	5199,85	21,46	307240,5	1484,94	Комплексна бригада будівельників	7	
	Встановлення сходів	м ²	78,39	7,74	75,8	190,4	Комплексна бригада будівельників	7	

3.10 Контроль якості будівельно-монтажних робіт

Під час зведення кам'яних конструкцій здійснюється виробничий контроль якості, який включає вхідний, операційний та приймальний контроль.

Вхідний контроль передбачає перевірку робочої документації, цегли, розчину, арматури, анкерів, закладних деталей та інших матеріалів. Перевіряють наявність паспортів, сертифікатів якості, відповідність матеріалів проекту, ДБН, ДСТУ та вимогам робочої документації.

Операційний контроль виконують у процесі мурування. Контролюють правильність перев'язування швів, горизонтальність рядів, вертикальність поверхонь, кутів і прорізів, геометричні розміри стін, простінків і прорізів, товщину та заповнення швів розчином, а також наявність передбаченого проектом армування.

Вертикальність поверхонь, кутів і прорізів перевіряють виском. Горизонтальність рядів кладки контролюють рівнем, правилом і нівеліром. Товщину швів визначають шляхом вимірювання висоти декількох рядів кладки з подальшим визначенням середнього значення.

Приймальний контроль виконують після завершення окремих ділянок кам'яних робіт до початку опорядження. Перевіряють відповідність кладки проєкту, правильність перев'язування швів, геометричні розміри конструкцій, положення прорізів, простінків і стовпів відносно розбивних осей, а також якість заповнення швів.

Окремому прийманню з оформленням актів на приховані роботи підлягають: основи і фундаменти, гідроізоляція кладки, армування, анкери, закладні деталі, місця опирання перемичок і перекриттів, деформаційні та антисейсмічні шви, а також інші елементи, які після завершення робіт будуть недоступні для огляду.

Результати контролю якості фіксують у виконавчій документації із зазначенням відповідності виконаних робіт проєкту та чинним нормативним вимогам.

3.11 Висновки за розділом 3

У розділі розглянуто основні питання технології та організації будівельного виробництва для зведення будівлі. Виконано розрахунок потреби в покрівельному матеріалі, визначено обсяги мурування та потребу в основних будівельних матеріалах. Будівельно-монтажні роботи надземної частини передбачено виконувати потоково-захватним методом із поділом будівлі на окремі ділянки.

Обґрунтовано вибір монтажного крана за вантажопідймальністю, висотою підймання та вильотом стріли. Розглянуто технологію виконання цегляної кладки, влаштування монолітного перекриття, бетонування, догляд за бетоном і розпалублення конструкцій. Також наведено основні вимоги до контролю якості кам'яних, бетонних і залізобетонних робіт. Прийняті технологічні рішення забезпечують раціональну організацію будівельного процесу, якісне виконання робіт і безпечні умови праці на будівельному майданчику.

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Охорона праці

Дотримання вимог охорони праці є пріоритетним завданням на території будівельного майданчику. Метою даного розділу є створення безпечних умов праці для запобігання виробничому травматизму та професійним захворюванням згідно з основними нормативними документами ДБН А.3.2-2, ДБН В.1.2-8 та ДБН В.1.2-9.

Особливу увагу необхідно приділяти безпеці під час виконання земляних робіт, мурування цегляних стін, влаштування монолітних залізобетонних перекриттів, роботи з монтажним краном, бетононасосом, електроінструментом та під час робіт на висоті.

До виконання робіт допускаються працівники, які пройшли вступний, первинний та цільовий інструктажі з охорони праці, ознайомлені з технологією виконання робіт, правилами безпечної експлуатації механізмів та мають відповідний запис у журналі інструктажів. Працівники повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту: касками, спецодягом, захисним взуттям, рукавицями, сигнальними жилетами, захисними окулярами, а під час робіт на висоті — запобіжними поясами або страхувальними системами.

Будівельний майданчик повинен бути огорожений, забезпечений попереджувальними знаками, освітленням, безпечними проходами, під'їздами, місцями складування матеріалів та зонами роботи будівельної техніки. Небезпечні зони біля монтажного крана, місць підймання вантажів, країв перекриттів, прорізів та котлованів повинні бути позначені та огорожені.

4.1.1 Техніка безпеки при роботі із механізмами

Під час роботи з будівельними механізмами необхідно дотримуватись вимог безпечної експлуатації обладнання. До роботи з механізмами допускаються лише

працівники, які мають відповідну кваліфікацію, пройшли інструктаж і знають правила безпечного виконання робіт.

Технологічне обладнання, монтажний кран, бетононасос, електроінструмент, вібратори та інші механізми повинні бути справними, перевіреними та використовуватись тільки за призначенням. Експлуатація несправного обладнання не допускається. У разі виявлення несправностей роботу необхідно припинити та повідомити відповідальну особу.

Під час роботи монтажного крана забороняється перебування людей під піднятим вантажем і в зоні його переміщення. Стропування конструкцій повинно виконуватись справними вантажозахоплювальними пристроями. Подача матеріалів на робочі місця здійснюється за сигналами відповідальної особи.

При бетонуванні перекриттів із застосуванням бетононасоса необхідно контролювати справність трубопроводів, надійність їх кріплення та рівномірність подавання бетонної суміші. Під час роботи з вібраторами працівники повинні користуватись засобами індивідуального захисту та не допускати контакту електрообладнання з вологою поверхнею без відповідного захисту.

Під час мурування стін роботи на висоті виконуються з інвентарних помостів або риштувань. Настили повинні бути міцними, стійкими, мати огороження та бортові дошки. Забороняється перевантажувати помости цеглою, розчином та інструментом понад допустиме навантаження. Допуск до роботи працівників надається лише після проходження обов'язкового вступного інструктажу з техніки безпеки та наявністю підпису працівника у журналі обліку ознайомленості з технікою безпеки, для підтвердження проходження та ознайомленості з правилами техніки безпеки на території будівельного майданчику.

Технологічне обладнання при нормальних режимах роботи повинно бути пожежобезпечним та у робочому стані. В разі виявлення несправностей — мати захисні заходи або інструкції запобіжних заходів, працівники повинні повідомити про виявлення несправності. Несправне технологічне обладнання та механізми не допускається до експлуатації.

4.1.2 Пожежна безпека на будівельному майданчику

На будівельному майданчику повинні бути передбачені первинні засоби пожежогасіння: вогнегасники, ящики з піском, пожежний інвентар та вільні під'їзди для пожежної техніки. Місця зберігання горючих матеріалів, паливно-мастильних матеріалів, деревини та опалубки повинні бути відокремлені від зон виконання вогневих робіт.

Паління дозволяється лише у спеціально відведених місцях. Виконання зварювальних та інших вогневих робіт допускається тільки за наявності відповідного дозволу та засобів пожежогасіння.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

У разі виникнення надзвичайних ситуацій, які загрожують життю або здоров'ю, негайно повідомляти керівництво. Учасники виробничого процесу повинні зберігати спокій, припинити виконання робіт та покинути будівельний майданчик до моменту усунення причин надзвичайної ситуації. Особам, які постраждали під час надзвичайних ситуацій надається перша до медична допомога. Під час повітряної тривоги, увесь персонал повинен перейти в укриття.

У разі виникнення контрольованої надзвичайної ситуації, пов'язаних з технологічними процесами які можуть становити загрозу життю і здоров'ю, працівники повинні повідомити керівництво, припинити технологічний процес та вжити запобіжні заходи, які усувають причину її виникнення або мінімізують збитки. Якщо ситуація загострюється, усі учасники виробничого процесу повинні припинити виконання робіт і покинути будівельний майданчик, зберігаючи спокій. Особам, які постраждали під час надзвичайних ситуацій надається перша до медична допомога.

У разі виникнення пожежі, усі працівники повинні припинити технологічні процеси, перекрити постачання тимчасових газових мереж, викликати пожежну службу за номером 101 та за можливості усунути причину загоряння власними силами, за допомогою вогнегасників, піску, цупких тканин або інших підручних

негорючих матеріалів. У випадку швидкого загострення, усі працівники повинні покинути будівельний майданчик. Відновлення виробничих робіт допускається лише після вияву та усунення причини займання.

У разі витоку газу, усі працівники повинні припинити технологічні процеси, вимкнути електроживлення та перекрити газове постачання, покинути будівельний майданчик, зберігаючи спокій, та повідомити газову службу за номером 104.

4.2.1 Організація евакуації людей з будівлі

Для забезпечення безпечної евакуації людей у разі виникнення пожежі, повітряної тривоги або іншої надзвичайної ситуації в будівлі передбачено план-схеми евакуації. Вони розміщуються у доступних і добре видимих місцях на шляхах руху людей, поблизу входів, сходових кліток, коридорів та інших зон загального користування.



Рисунок 4.1 - План-схема евакуації людей із приміщень будівлі

На план-схемі евакуації позначаються основні приміщення, напрямки руху до евакуаційних виходів, сходи, санітарні вузли, місце розташування людини на плані, а також місце встановлення самої план-схеми. Напрямки евакуації показані стрілками та ведуть до найближчих безпечних виходів або сходових кліток.

План-схема дає змогу працівникам і відвідувачам швидко зорієнтуватися у будівлі, визначити найближчий шлях виходу та уникнути скупчення людей у коридорах під час евакуації. Розміщення таких схем є важливим елементом

системи безпеки будівлі, особливо для громадських приміщень із перебуванням відвідувачів.

У разі виникнення надзвичайної ситуації евакуація людей здійснюється відповідно до вказаних на схемі напрямків руху. Працівники повинні припинити роботу, за можливості вимкнути обладнання, організовано залишити приміщення та пройти до безпечної зони або укриття.

4.3 Висновки за розділом 4

У розділі розглянуто основні заходи з охорони праці та безпеки життєдіяльності під час виконання будівельно-монтажних робіт.

Визначено вимоги до безпечної роботи з будівельними механізмами, монтажним краном, бетононасосом, електроінструментом, а також під час мурування, бетонування та робіт на висоті.

Передбачено заходи пожежної безпеки, порядок дій працівників у разі виникнення надзвичайних ситуацій, пожежі, витoku газу та під час повітряної тривоги.

Розроблено рішення щодо організації евакуації людей із будівлі з використанням план-схем евакуації. Прийняті заходи забезпечують безпечні умови праці, зменшують ризик травматизму та підвищують рівень безпеки на будівельному майданчику.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено проєкт триповерхової торгово-офісної будівлі з підвальним поверхом у м. Тернопіль. Будівля передбачає розміщення торгово-виставкових приміщень, офісних зон, паркінгу, технічних приміщень.

В архітектурно-будівельному розділі обґрунтовано розміщення будівлі на ділянці, розроблено рішення генерального плану, функціональне зонування, конструктивні рішення, інженерне забезпечення та заходи доступності для маломобільних груп населення. Виконано теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій.

У розділі основ і фундаментів проаналізовано інженерно-геологічні умови майданчика, визначено характеристики ґрунтів, навантаження на фундаменти та розглянуто декілька варіантів фундаментів. За результатами розрахунків і техніко-економічного порівняння обґрунтовано раціональне конструктивне рішення фундаментів.

У технологічному розділі розглянуто організацію будівельного виробництва, визначено потребу в матеріалах і обсяги робіт, підібрано монтажний кран, описано технологію мурування, влаштування монолітного перекриття, бетонування, догляд за бетоном та контроль якості будівельно-монтажних робіт.

У розділі з безпеки життєдіяльності та охорони праці передбачено заходи безпечного виконання робіт, правила роботи з механізмами, пожежну безпеку, порядок дій у надзвичайних ситуаціях і організацію евакуації людей.

Прийняті проєктні рішення забезпечують функціональність, надійність, енергоефективність, безпечну експлуатацію та відповідність будівлі сучасним вимогам до торгово-офісних об'єктів.

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. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проєктування. Київ: Мінбуд України, 2006.
4. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Київ: Мінрегіон України, 2018.
5. ДБН В.2.2-9:2018. Громадські будинки та споруди. Основні положення. Київ: Мінрегіон України, 2019.
6. ДБН В.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. Київ: Мінрегіон України, 2019.
7. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. Київ: Мінрегіон України, 2018.
8. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. Київ: Мінрегіон України, 2022.
9. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011.
10. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проєктування. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011.
11. ДБН В.2.6-162:2010. Кам’яні та армокам’яні конструкції. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011.
12. ДБН В.2.6-220:2017. Покриття будівель і споруд. Київ: Мінрегіон України, 2017.
13. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Київ: Мінрегіон України, 2018.

14. ДСТУ Б В.2.6-108:2010. Конструкції будинків і споруд. Блоки бетонні для стін підвалів. Технічні умови. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011.
15. ДСТУ Б В.2.6-109:2010. Конструкції будинків і споруд. Плити залізобетонні стрічкових фундаментів. Технічні умови. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011.
16. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Технічні умови. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009.
17. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Київ: Мінрегіон України, 2016.
18. ДБН А.3.2-2:2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012.
19. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Київ: Мінрегіон України, 2017.
20. ДСН 3.3.6.039-99. Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації. Київ: Міністерство охорони здоров'я України, 1999.
21. Підгурський М. І., Підгурський І. М. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. Методичні вказівки для виконання курсового проєкту для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія». Тернопіль: ТНТУ ім. І. Пулюя, 2023. 140 с.
22. Каспрук В.Б. Методичні вказівки до написання розділу з охорони праці в будівництві для спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія". – Тернопіль : ТНТУ ім.І.Пулюя, 2024. – 15 с.
23. Техноекоекологія та цивільна безпека. Частина «Цивільна безпека». Навчальний посібник / В.С. Стручок, – Тернопіль: ТНТУ ім. І.Пулюя, 2022. – 150 с.
24. 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.