

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)
Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавра

(назва освітнього ступеня)

На тему: Проект житлового будинку соціального призначення

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

(шифр і назва спеціальності)

Петльований В.Ю.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Биків Н.З.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Мещерякова О.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(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)

«22» Січня 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 Петльований Володимир Юрійович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект житлового будинку соціального призначення

Керівник роботи Биків Назарій Зіновійович доктор філософії
(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 09.06.2026

3. Вихідні дані до роботи Район будівництва – місто Тернопіль Тернопільська область, житло соціального призначення

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

Архітектурний розділ, Розрахунково-конструктивний розділ, Економічний розділ, Охорона праці, Безпека в надзвичайних ситуаціях

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

[illegible]

7. Дата видачі завдання 22.01.2026

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Петльований В.Ю.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Биків Н.З.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	3
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	4
1.1 Дані про район і ділянку будівництва.....	4
1.2 Генеральний план	5
1.2.1 Розпланування, забудова та організація рельєфу ділянки.....	5
1.2.2 Розрахунок кількості майданчиків та автостоянок для постійного та тимчасового зберігання автомобілів	7
1.3 Архітектурно-планувальні рішення	7
1.4 Опорядження будинку	9
1.5 Енергоефективність	9
1.5.1 Заходи щодо підвищення енергоефективності	9
1.5.2 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій.....	10
1.5.3 Енергозбереження та екологічність запроектованого об'єкта.	11
1.6 Конструктивні рішення	11
1.6.1 Фундаменти.....	11
1.6.2 Стіни	12
1.6.3 Перекриття, покриття	12
1.6.4 Дах, покрівля.....	13
1.6.5 Сходи	14
1.6.6 Вікна і двері	14
1.6.7 Підлоги. Експлікація підлог	15
1.6.8 Балконні конструкції.....	15
1.7 Інженерні мережі і обладнання.....	16
1.8. Доступність для маломобільних груп населення.....	17
1.9 Висновки за розділом 1.....	17
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	19
2.1 Основи та фундаменти.....	19
2.1.1 Визначення навантаження на фундамент від п'ятиповерхової будівлі	19

2.1.2 Фундаменти мілкового закладання під зовнішню стіну	22
2.1.3 Фундаменти мілкового закладання під внутрішню стіну	29
2.1.4 Фундаменти глибокого закладання під зовнішню стіну	32
2.1.5 Фундаменти глибокого закладання під внутрішню стіну	39
2.2 Висновки за розділом 2	43
РОЗДІЛ 3 ЕКОНОМІЧНИЙ РОЗДІЛ	44
3.1 Загальні вказівки	44
3.2 Складання локальних кошторисів	45
3.3 Висновки за розділом 3	49
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	50
4.1 Охорона праці	50
4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях	55
4.3 Висновки за розділом 4	55
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	57
БІБЛІОГРАФІЯ	58

ВСТУП

Житлове будівництво є однією з найважливіших галузей у розвитку міської інфраструктури. На сьогоднішній день особливо актуальним є будівництво доступного житла для населення. Зростання вартості будівельних матеріалів та енергоносіїв ускладнює процес забезпечення громадян якісними та зручними квартирами за помірною ціною. Соціальне житло покликане частково вирішити цю проблему.

Для досягнення цієї мети у проєктуванні житлових будинків важливо застосовувати сучасні матеріали та енергоефективні конструкції, а також використовувати раціональні архітектурно-планувальні рішення. При цьому будівництво має відповідати чинним будівельним нормам і забезпечувати безпечні та комфортні умови для проживання.

Основною метою даної роботи є розробка архітектурно-будівельного рішення житлового будинку соціального призначення з вбудованими громадськими приміщеннями, що відповідатиме сучасним вимогам щодо енергоефективності, функціональності та економічності.

У процесі виконання роботи передбачено вирішення таких задач: обґрунтування архітектурно-планувальних рішень будівлі; розробка енергоефективних конструктивних рішень; забезпечення відповідності будівлі вимогам нормативних документів; врахування потреб маломобільних груп населення.

Раціональні планувальні рішення, правильний вибір будівельних і оздоблювальних матеріалів, оптимізація конструкцій та удосконалення методів будівництва дозволяють знизити вартість будівництва та підвищити ефективність використання будівельних ресурсів.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Дані про район і ділянку будівництва

Об'єктом проєктування є житловий будинок соціального призначення, розташований у місті Тернопіль.

Будівельний майданчик знаходиться на рівнинній території з незначним природним ухилом у напрямку північного сходу. Ґрунтові умови представлені переважно мулисті ґрунти, нижче яких, на глибинах 1,5–14 метрів, залягають шари пісків та супісків. Рівень ґрунтових вод коливається в межах 6,5 метрів від поверхні. Територія належить до І кліматичного району України. Клімат помірно континентальний, із середньою температурою найхолоднішого місяця (січня) близько $-6,5\text{ }^{\circ}\text{C}$, а найтеплішого місяця (липня) — приблизно $+19\text{ }^{\circ}\text{C}$. Найчастіше спостерігаються вітри північно-західного та південно-східного напрямків. Додаткові дані вказані в таблиці 1.1

Таблиця 1.1 Додаткові дані ділянки

Будівельно-кліматична зона	I
Швидкісний напір вітру	520
Снігове навантаження	1390
Розрахункова зимова температура	$-23\text{ }^{\circ}\text{C}$
Найбільш холодної п'ятиденки	$-20\text{ }^{\circ}\text{C}$
Найбільш холодної доби забезпеченістю 0,98	$-26\text{ }^{\circ}\text{C}$
Середня температура опалювального періоду	$-0,2\text{ }^{\circ}\text{C}$
Середня швидкість вітру в січні	4,2 м/с

Рельєф ділянки відносно рівнинний з незначним природним ухилом у північно-східному напрямку. Перепад відміток від 251,0 до 249,75 в межах ділянки.

Зелені насадження на ділянці представлені переважно газонним покриттям та поодинокими деревами.

Сейсмічність майданчика будівництва — 6 балів, відповідно до ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» [1], що відповідає нормативним значенням для даного регіону. Територія відноситься до помірно сейсмічної зони, що не потребує застосування спеціальних сейсмостійких заходів, але враховується при розрахунку основних конструктивних елементів будівлі.

1.2 Генеральний план

1.2.1 Розпланування, забудова та організація рельєфу ділянки

Проектована будівля розташована в центральній частині ділянки з дотриманням нормативних відступів від меж. Автостоянка розташована з переднього та лівого боку будівлі. Ззаду будівлі передбачено дитячий майданчик, а при дорозі — майданчик для контейнерів твердих побутових відходів.

Передбачені проїзди для транспорту до будівлі та автостоянки, а також пішохідні підходи до входів. Озеленення виконано у вигляді газонів і поодиноких дерев, розташованих по периметру ділянки та у вільних від забудови зонах. Техніко-економічні показники виділені нижче в таблиці 1.2

Таблиця 1.2 - Техніко-економічні показники по генплану

№ з/п	Назва показника	Од. вим	Кількість
1	Площа ділянки	м ²	2000
2	Площа забудови	м ²	382,8
3	Площа майданчиків	м ²	47

Продовження таблиці 1.2

№ з/п	Назва показника	Од. вим	Кількість
4	Площа асфальтобетонного покриття	м ²	329
5	Площа мощення	м ²	458
6	Відсоток забудови	%	19,14

Планувальне рішення прийняте з урахуванням характеристик ділянки і вимог ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій» [2]. Ділянка має просту форму, розмірами 25,475 x 13,9 м, що дозволяє раціонально розмістити будівлю.

Проектована будівля розташована з дотриманням інсоляційних і протипожежних вимог.

В'їзди, підходи до будівлі та озеленення передбачені згідно з нормативними вимогами.

Площі квартир були визначені згідно чинних нормативних документів, детальна інформація щодо кількості та площ квартир наведена у таблиці 1.3

Таблиця 1.3 Визначення розрахункової кількості мешканців

Квартира, тип	Площа квартир	Кількість квартир на будинок	Загальна площа квартир на будинок	Розселення на квартиру (розрахунковий коефіцієнт на заселення)	Розселення на будинок
1	49,87	4	199,48	1,87	7,48
2	46,32	4	185,28	1,7	6,8
3	48,27	4	193,08	1,8	7,2
4	49,3	4	197,2	1,85	7,4
5	47,79	4	191,16	1,78	7,12
Всього		20	966,2		36

Проектний будинок розташовано із врахуванням оптимальної орієнтації житлових кімнат і квартир та забезпечує нормовану інсоляцію квартир.

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

Розрахунок мінімальної кількості майданчиків наведено в таблиці 1.4

Таблиця 1.4 Розрахунок кількості майданчиків

Майданчики	Питомі розміри майданчиків, кв. м/люд.	Розрахункові розміри майданчиків, м ²
Для ігор дітей дошкільного і молодшого шкільного віку	0,7	25,2
Для збирання побутових відходів	0,07 – наземним способом 0,03 – підземним способом	2,52

Кількість машино-місць для мешканців житлової частини будівлі – 8

Кількість машино-місць для громадської частини будівлі- 9

1.3 Архітектурно-планувальні рішення

Проектом передбачено будівництво п'ятиповерхового будинку соціального житла з висотою поверху 3 м. Зовнішні стіни запроектовані товщиною 670 мм, внутрішні — 380 мм. Площі та додаткова інформація наведені в таблиці 1.5.

Таблиця 1.5 Основні об'ємно-планувальні показники будівлі

№ з/п	Назва показника	Од.вим	Кількість
1	Площа ділянки	м ²	2000
2	Площа забудови	м ²	382,8
3	Поверховість	поверх	5
4	Кількість квартир, у т. ч.	шт	20
5	Загальна площа квартир	м ²	966,2
6	Житлова площа квартир	м ²	388
7	Будівельний об'єм будинку	м ³	6175,275
8	Загальна площа громадських приміщ.	м ²	203,24
9	Ступінь вогнестійкості	ступінь	II

Природне освітлення приміщень забезпечується через вікна, розташовані на зовнішніх стінах.

На першому поверсі передбачено розміщення громадських комерційних приміщень для оренди з окремими входами. Також запроектовано просторе приміщення під'їзду та технічне приміщення будинку.

Житлові приміщення розташовані на 2–5 поверхах. На кожному житловому поверсі передбачено двокімнатні квартири.

Архітектурно-планувальна схема будівлі передбачає наявність однієї сходової клітки та одного пасажирського ліфта, розміщених у центральній частині будівлі. Запроектовані сходи та ліфт забезпечують зручний доступ до всіх поверхів.

Об'ємно-планувальні рішення будівлі розроблені з урахуванням вимог до забезпечення належного рівня природної освітленості та зручності експлуатації.

При проектуванні будівлі соціального житла було прийнято рішення застосувати п'ятиповерхову стінову конструктивну схему, яка забезпечує простоту та економічність будівництва.

Архітектурно-планувальні рішення передбачають розміщення на першому поверсі комерційних приміщень з окремими входами, що дозволяє ефективно використовувати площу будівлі та створює можливість для розміщення об'єктів обслуговування.

Прийняті розміри будівлі та висота поверхів відповідають нормативним вимогам та забезпечують достатній рівень природного освітлення приміщень. Планування житлових поверхів з двокімнатними квартирами уніфікує структуру будівлі та спрощує процес зведення.

1.4 Опорядження будинку

Фасади будівлі передбачено виконати з керамічної облицювальної цегли природного кольору, що забезпечує довговічність та стійкість до атмосферних впливів.

Віконні блоки проектується у вигляді склопакетів у металопластикових рамах згідно з ДСТУ EN 14351-1:2020 «Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері» [3]. Зовнішні двері до під'їзду виконуються з металопластикових профілів із заскленням.

Вхідні двері у квартири — металеві. Внутрішні міжкімнатні двері — дерев'яні.

Дах будівлі — плоский з організованим внутрішнім водовідведенням. Над ліфтовим машинним приміщенням передбачено окреме внутрішнє водовідведення.

1.5 Енергоефективність

1.5.1 Заходи щодо підвищення енергоефективності

Проектом передбачено основні заходи по підвищенню опору теплопередачі огорожуючих конструкцій відповідно до вимог ДБН В.1.2-11:2021, «Основні вимоги до будівель і споруд. Економія енергії» [4], ДСТУ Б А.2.2-8:2010 «Розділ Енергоефективність. у складі проектної документації об'єктів» [5], ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція будівель» [6], ДБН В.2.6-33:2018 «Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування, улаштування» [7], а саме:

-Зовнішні стіни: силікатна цегла (внутрішній шар), мінераловатне утеплення з гідро- та пароізоляцією, облицювальна керамічна цегла (зовнішній шар).

-Вікна та зовнішні двері під'їзду: склопакети у металопластикових рамах.

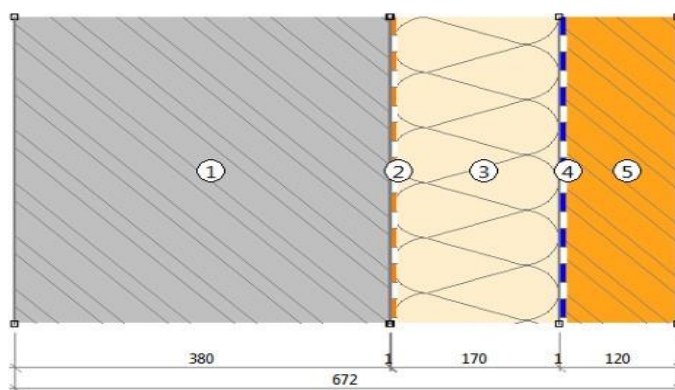
-Покрівля з теплоізоляцією передбачає застосування ЕППС плит під дахом для зменшення тепловтрат через верхні огорожувальні конструкції.

-Теплоізоляція фундаменту виконується по підлозі будівлі за допомогою екструдованого пінополістиролу, що знижує втрати тепла через ґрунт.

-Енергоефективне освітлення у місцях загального користування забезпечується встановленням енергозберігаючих ламп, що дозволяє зменшити споживання електроенергії.

1.5.2 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій

Опис конструкції. Загальна товщина конструкції складає ≈ 0.670 м. Кількість шарів конструкції - 5. Шар №1 Кладка цегляна силікатна на ц/п розчині та товщиною 0.380 м. Шар №2 Пароізоляційна плівка товщиною 0.001 м. Шар №3 Мінеральна вата товщиною 0.170 м. Шар №4 Матеріали бітумні, бітумном полімерні покрівельні та гідроізоляційні товщиною 0.001 м. Шар №5 Цегляна кладка з керамічної порожнистої цегли на ц/п розчині та товщиною 0.120 м. Додатково зображено схему теплотехнічного розрахунку на рисунку 1.1



1-Цегла силікатна, 2- Пароізоляційна плівка, 3- Мінеральна вата, 4-Рулоннобітумний матеріал, 5-Цегла керамічна порожниста.

Рисунок 1.1 Схема теплотехнічного розрахунку

Опір теплопередачі конструкції:

$$R_s = \frac{1}{h_{si}} + \frac{d_1}{\lambda_{p1}} + \frac{d_2}{\lambda_{p2}} + \frac{d_3}{\lambda_{p3}} + \frac{d_4}{\lambda_{p4}} + \frac{d_5}{\lambda_{p5}} + \frac{1}{h_{se}} = \frac{1}{8.7} + \frac{0.38}{0.87} + \frac{0.001}{0.3} + \frac{0.17}{0.05} + \frac{0.001}{0.22} + \frac{0.12}{0.64} +$$

$$\frac{1}{23} = 4.19 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$$

$$R_{\Sigma \text{пр}} = 4.19 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} > R_{q \text{min}} = 4 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$$

1.5.3 Енергозбереження та екологічність запроєктованого об'єкта.

У проєктованій будівлі застосовані конструктивні рішення та матеріали, що відповідають вимогам енергозбереження та екологічної безпеки. Огороджувальні конструкції забезпечують необхідний рівень теплоізоляції, що знижує тепловтрати та витрати енергії на опалення.

Запроєктована система опалення та вентиляції сприяє раціональному використанню енергоресурсів. Будівля обладнана енергозберігаючими віконними блоками зі склопакетами у металопластикових рамах.

При будівництві застосовуються сертифіковані екологічно безпечні матеріали. Вплив об'єкта на навколишнє середовище є мінімальним і обмежується лише етапами будівництва. Експлуатація будівлі не створює шкідливих викидів у навколишнє середовище.

1.6 Конструктивні рішення

1.6.1 Фундаменти

Під будівництво житлового будинку запроєктовано пальовий фундамент, основою якого палі з розташованим на них ростверком.

Ширина ростверку під несучими стінами становить 800 мм. Для підвищення міцності та рівномірного розподілу навантаження ростверк підсилено арматурою.

Вертикальна гідроізоляція здійснюється із застосуванням бітумної мастики «Baugut», що надійно захищає конструкцію від проникнення вологи.

Вимощення навколо будівлі включає ущільнений ґрунт, шар щебеню та асфальтобетонне покриття.

Така конструкція забезпечує надійність, стабільність та тривалий строк експлуатації споруди.

1.6.2 Стіни

Будівля має конструктивну схему з поздовжніми несучими стінами, виконаними з цегли. Зовнішня стіна запроєктована як багатошарова конструкція: облицювальна керамічна цегла товщиною 120 мм, утеплювач ISOVER у два шари загальною товщиною 170 мм та силікатна цегла товщиною 380 мм.

Кладка стін здійснюється за багаторядною системою, з армуванням через кожні п'ять рядів. Загальна товщина зовнішньої стіни складає 670 мм, внутрішньої – 510 мм, а міжквартирних – 380 мм. Зовнішня стіна прив'язана на 480 мм з боку фасаду та на 190 мм з внутрішнього боку.

Для міжквартирної стіни товщиною 380 мм використовується прив'язка 190х190 мм, для стіни товщиною 510 мм – 255х255 мм. Стіна сходової клітки має двобічну прив'язку 190х190 мм. Товщина горизонтальних швів кладки становить 12 мм, вертикальних – 10 мм. Внутрішні шви виконані в пустошовку, а зовнішні у вигляді валика.

Міжкімнатні перегородки зведені з керамічної цегли товщиною 120 мм, кладка виконується на цементному розчині марки М-75 верхні шви заповнені монтажною піною.

Закріплення перегородок до стін і стель здійснюється анкерними елементами.

1.6.3 Перекриття, покриття

Міжповерхові перекриття із збірних залізобетонних панелей із звичайних армуванням з круглими пустотами по серії 1105-ПЕ-0-1 марки :

- 1.ПБ66.12-8-12К7-5ВрII, з розмірами 6580x1200;
- 2.ПБ48.12-8-9К7, з розмірами 4780x1200;
- 3.ПБ24.12-8-9К7, з розмірами 2380x1200;

Плити перекриття встановлюють на стіни із використанням цементного розчину М-50, забезпечуючи опору шириною 190 мм, а шви між плитами ретельно заповнюють цементним розчином М-150 для забезпечення міцності конструкції.

Анкерування плит виконується із застосуванням анкерів А1, А2 та А3. Анкери А1 та А2 з'єднують плити перекриття між собою — вони забезпечують просторову жорсткість і спільну роботу плит. Анкер А3 — “Г”-подібної форми — використовується для кріплення плит до зовнішніх стін: один його кінець фіксується в шві кладки, а інший приварюється до монтажної петлі. Їх встановлюють через шов, після чого монтажні петлі відгинають, а для захисту від корозії анкерні елементи покривають цементним розчином М-100.

1.6.4 Дах, покрівля

Покриття будівлі є плоским і суміщеним, з ухилом 1.5%. Несучу функцію виконує залізобетонна багатопустотна плита товщиною 220 мм. Поверх неї укладається вирівнююча цементно-піщана стяжка М-200 завтовшки 30-130 мм, на яку накладають екструдовані пінополістирольні плити товщиною 200 та 40 мм, після чого наносять шар поліестерного рулонного матеріалу товщиною 10,0 мм

Над ліфтовим машинним приміщенням передбачено окремий односкатний дах з ухилом 2% для організованого відведення дощових та талих вод.

Захист від проникнення води у місцях розташування воронки забезпечується її встановленням у невелике заглиблення стяжки, наплавленням додаткового шару підсилення з поліестеру та промазуванням бітумно-полімерною мастикою. Усі шари покрівельного килима надійно затискаються між притискним кільцем і комірцем воронки. Площа водовідведення на одну воронку складає орієнтовно 100 м².

1.6.5 Сходи

Сходи двомаршові, внутрішнього розташування, залізобетонні, розміщені біля ліфтової шахти. Конструкція сходів передбачена монолітною залізобетонною з улаштуванням маршів, які опираються на монолітні залізобетонні площадки, що зводяться безпосередньо на місці будівництва.

Сходи призначені для щоденної експлуатації та мають вихід на покрівлю. Освітлення забезпечується як природними, так і штучним засобами.

1.6.6 Вікна і двері

Вікна відіграють важливу роль у забезпеченні комфорту та формуванні архітектурного вигляду будівлі. Всі вони відповідають нормативам природного освітлення. Конструкція виконана з металопластику з двокамерним склопакетом «Rehau», встановленим у рамах.

Віконна коробка з металопластикового профілю фіксується анкерними елементами до цегляної кладки з подальшим заповненням монтажних швів монтажною піною. Зовні передбачено водовідвід, виконаний із оцинкованої покрівельної сталі, що забезпечує ефективне відведення води.

У будівлі передбачено встановлення як однопільних, так і двопільних дверей висотою 2,1;2,3 м і шириною 0,8–2 м. Вхідні двері квартир орієнтовані на зовнішнє відкривання та закріплені анкерами.

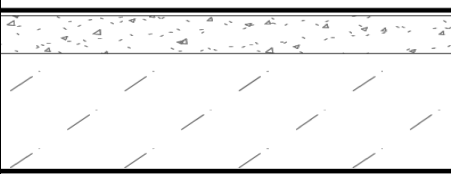
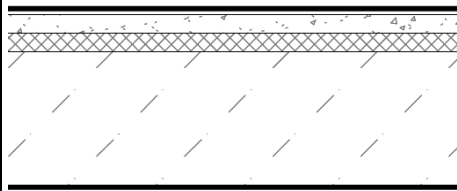
Дверні полотна кріпляться на знімні петлі, що значно спрощує процес ремонту. Усі двері оснащені ручками, замками та пружинними доводчиками для зручності користування. Парадні двері виконані зі скла з пластиковими вставками індивідуального виготовлення.

Дерев'яні дверні коробки внутрішніх дверей обробляються Pinoteks, фіксуються до закладних пробок у кладці, а шви герметизуються монтажною піною. У внутрішніх отворах шви додатково закриті наличниками.

1.6.7 Підлоги. Експлікація підлог

В житлових кімнатах, кухні підлоги з лінолеуму. В санвузлах та комерційних приміщеннях підлоги вкладені керамічною плиткою . Плінтус в житлових кімнатах з пластику, а в сан. вузлах шви заробляються силікатним герметиком. Пирого підлог всіх приміщень в таблиці 1.6

Таблиця 1.6 - Експлікація підлог

Найменування приміщень	Схема підлоги	Елементи підлоги і її товщина
1	2	3
Санвузли		Плитка керамічна -10мм Клей розч,"Ceresit"CM11 Грунтовка «ARTISAN №7» Цементна стяжка М100 60мм Гідроізоляція шар поліестерного полотна-5мм Пароізоляційна плівка-5мм Плита перекриття -220мм
Інші кім-нати		Лінолеум-5мм Клей Thomsit Ceresit CN693 ÷ 5 Стяжка М-100 з добавкою CERESIT CO-85 – 70мм Плита перекриття – 220мм
Комерційні приміщення		Плитка керамічна -10мм Клей розч,"Ceresit"CM11 Грунтовка «ARTISAN №7» Цементна стяжка М100 30мм Утеплювач плитний пінополістиро-лові плити 30 мм Гідроізоляція шар поліестерного полотна-5мм Плита перекриття -220мм

1.6.8 Балконні конструкції

Для організації виходів на балкони та забезпечення комфортної експлуатації житлових приміщень у проекті п'ятиповерхової будівлі передбачено використання

збірних залізобетонних балконних плит типу УКБ 21-5к та УКБ 25-5к. За своєю конструктивною схемою ці плити є консольними — вони надійно заводяться в зовнішню цегляну стіну і жорстко зв'язуються з внутрішньою плитою перекриття. Вузол примикання розроблений з урахуванням сучасних вимог будівельної теплотехніки, щоб повністю усунути втрати тепла через теплопровідні включення та захистити конструкції від промерзання. Для цього в місці стику встановлюється спеціальний термоізоляційна вкладка із мінеральної вати завтовшки 100 мм, який відокремлює холодну балконну плиту від теплового міжповерхового перекриття. Сама плита балкона лягає на шар цементно-піщаного розчину, а зверху на ній влаштовують захисну цементну стяжку марки М150 завтовшки 70 мм. Ця стяжка робиться з невеликим нахилом у бік вулиці, щоб дощова та тала вода вільно стікала з балкона і не руйнувала конструкцію.

1.7 Інженерні мережі і обладнання

Для забезпечення нормальної експлуатації житлового будинку проектом передбачено необхідні інженерні системи та обладнання.

Ліфт — для підйому з 1-го до 5-го поверхів у будинку передбачено пасажирський ліфт з розмірами 1100х1920 і вантажопідйомністю 400кг.

Опалення та гаряче водопостачання житлових квартир запроектовані від зовнішнього джерела. Система опалення водяна, низькотемпературна за графіком 60–40°C від автономного джерела тепlopостачання з використанням конденсаційних котлів.

Вентиляція житлового будинку — змішана. Приплив повітря здійснюється природним шляхом через вікна. Витяжка і додаткова вентиляція здійснюється через вертикальні вентиляційні шахти, виконані з цегли, з виведенням вище рівня покрівлі.

Холодне і гаряче водопостачання передбачено від зовнішньої мережі; розрахунковий напір в основі водопровідних стояків становить 20 мм вод. ст.

Водовідведення — здійснюється у міську каналізаційну мережу.

Електропостачання — від зовнішньої мережі за II категорією надійності, з напругою 220/380 В. Освітлення передбачено лед-лампами.

Газопостачання здійснюється від зовнішньої газової мережі.

Обладнання кухонь і санвузлів включає газові плити, раковини, ванни, умивальники та унітази.

1.8. Доступність для маломобільних груп населення

Для доступності МГН в проектному будинку та на території, згідно ДБН В.2.2-40:2018 «Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення» [8] реалізовано комплекс архітектурно-планувальних, інженерно-технічних, ергономічних, конструктивних і організаційних заходів, які відповідають нормативним вимогам по забезпеченню доступності і безпеки МГН, а саме:

- Вхід до будівлі організовано на рівні землі, без перепадів висот та потреби у пандусах або підйомниках.

- Ширина вхідних дверей до під'їзду забезпечує можливість проїзду інвалідного візка.

- Передбачено пасажирський ліфт.

- Коридори мають достатню ширину для безперешкодного пересування МГН.

- Приміщення загального користування мають достатній простір для маневру.

- На території автостоянки передбачено спеціальні паркувальні місця, пристосовані для зручного та безпечного користування МГН.

1.9 Висновки за розділом 1

У першому розділі розроблено архітектурно будівельне та об'ємно планувальне рішення п'ятиповерхового житлового будинку в місті Тернопіль. Будівлю раціонально розміщено на ділянці з урахуванням рельєфу інсоляції та

протипожежних вимог а відсоток забудови повністю відповідає чинним будівельним нормам.

Функціональне зонування чітко розділяє комерційну частину на першому поверсі та житлову зону на вищих поверхах яка представлена двадцятьма двокімнатними квартирами. Вертикальний зв'язок забезпечується сходовою кліткою та пасажирським ліфтом відповідної вантажопідйомності.

Огороджувальні конструкції розроблені як багат шарові енергоефективні системи із зовнішнім утепленням. Виконаний теплотехнічний розрахунок показав що зовнішня стіна добре тримає тепло і повністю відповідає сучасним нормам енергоефективності для даного регіону.

Прийнято стінову конструктивну схему з поздовжніми несучими цегляними стінами та перекриттям із збірних залізобетонних багатопустотних плит. У проєкті також повністю враховано нормативні вимоги щодо безперешкодного доступу маломобільних груп населення.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Основи та фундаменти

2.1.1 Визначення навантаження на фундамент від п'ятиповерхової будівлі

2.1.1.1 Вихідні дані для визначення навантаження

Стіни будинку цегляні. Товщина зовнішніх стін 670 мм, внутрішніх 380 мм. Висота поверху 3 м. Міжповерхове перекриття виконане з залізобетонних плит, дахове перекриття виконане з залізобетонних плит, по яких виконана цементна стяжка, утеплення та гідроізоляція. Район будівництва – м. Тернопіль.

Інженерно-геологічні умови майданчика представлені такими шарами ґрунту: мулистий ґрунт, супісок, пісок пиловатий та пісок середньої крупності. При розрахунках основ і фундаментів шар мулистого ґрунту не враховується, оскільки через незадовільні фізико-механічні характеристики він підлягає повній виїмці з котловану.

2.1.1.2 Визначення навантаження на зовнішню стіну

1. Постійні вертикальні навантаження (кН/м^2):

- Покрівля: 3,73
- Перекриття технічного поверху: 3,81
- Плити перекриття Т.П.: 3,7
- Перегородки: 1
- Стіна з цегли: 18

2. Тимчасові нормативні навантаження (кН/м^2):

- Снігове: 1,4
- Технічного поверху: 0,7
- Міжповерхове перекриття: 1,5

Визначене навантаження на зовнішню стіну. Вантажна площа між осями вікон:

$$A = 3,322 \cdot 2,910 = 9,7 \text{ м}^2$$

1. Постійні вертикальні навантаження:

- Покрівля: $3,73 \cdot 9,7 = 36,181 \text{ кН}$;
- Технічний поверх: $3,81 \cdot 9,7 = 36,957 \text{ кН}$;
- Міжповерхове перекриття: $3,67 \cdot 9,7 \cdot 5 = 178 \text{ кН}$;
- Перегородки: $1 \cdot 9,7 \cdot 5 = 48,5 \text{ кН}$;
- Цегляна стіна: $18 \cdot 0,67 \cdot 5 \cdot (3 \cdot 2,91 - (1,25 \cdot 1,5)) = 413,35 \text{ кН}$;

Разом 712,988 кН.

2. Тимчасові нормативні навантаження:

- На покрівлю снігове: $1,4 \cdot 9,7 = 13,58 \text{ кН}$;
- На технічний поверх: $0,7 \cdot 9,7 = 6,79 \text{ кН}$;
- На плиту перекриття: $1,5 \cdot 9,7 \cdot 0,668 \cdot 5 = 48,597$
- На п'ять міжповерхових перекриттів з коефіцієнтом n_1 (2.1) :

$$n_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{n}} \quad (2.1)$$

$$n_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{n}}$$

$$n_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{5}} = 0,668$$

де n_1 – знижуючий коефіцієнт, який характеризує неодночасне завантаження 5 поверхів; n – кількість поверхів.

Разом 68,967 кН.

Постійне: $N_{п\text{зовн.}} = 712,988 \div 2,910 \cdot 1 = 245,013 \text{ кН}$

Тимчасове: $N_{т\text{зовн.}} = 48,597 \div 2,910 \cdot 1 = 16,7 \text{ кН}$

Разом $N_{зовн.} = 781,955 \text{ кН}$

2.1.1.3 Визначення навантаження на внутрішню стіну

1. Постійні вертикальні навантаження (кН/м²):

- Покрівля: 3,67
- Перекриття технічного поверху: 3,81
- Плити перекриття: 3,73
- Перегородки: 1
- Стіна з цегли: 18

2. Тимчасові нормативні навантаження (кН/м²):

- Снігове: 1,4
- Технічного поверху: 0,7
- Міжповерхове перекриття: 1,5

Визначене навантаження на внутрішню стіну. Вантажна площа між осями вікон:

$$A = (3,322 + 0,905) \cdot 1 = 4,227 \text{ м}^2$$

1. Постійні вертикальні навантаження:

- Покрівля: $3,73 \cdot 4,227 = 15,76$ кН;
- Технічний поверх: $3,81 \cdot 4,227 = 16,104$ кН;
- Міжповерхове перекриття: $3,67 \cdot 4,227 \cdot 5 = 77,56$ кН;
- Перегородки: $1 \cdot 4,227 \cdot 5 = 21,135$ кН;
- Цегляна стіна: $14,7 \cdot 18 \cdot 0,38 \cdot 0,925 = 93$ кН;

Разом: 223,559 кН.

2. Тимчасові нормативні навантаження:

- На покрівлю снігове: $1,4 \cdot 4,227 = 5,91$ кН;
- На технічний поверх: $0,7 \cdot 4,227 = 2,958$ кН;
- На плиту перекриття: $1,5 \cdot 4,227 \cdot 0,668 \cdot 5 = 21,177$ кН.
- На п'ять міжповерхових перекриттів з коефіцієнтом n_1 (2.1): $n_1 = 0.668$

Разом: 30,045 кН.

Постійне: $N_{п \text{ внутр.}} = 223,559 \div 1 \cdot 1 = 223,559$ кН

Тимчасове: $N_{т \text{ внутр.}} = 30,045 \div 1 \cdot 1 = 30,045$ кН

Разом $N_{\text{внтр}} = 253,604 \text{ кН}$

2.1.2 Фундаменти мілкового закладання під зовнішню стіну

2.1.2.1 Визначення глибини закладання фундаменту під зовнішню стіну

1. За кліматичними умовами.

З врахуванням особливостей району м. Тернопіль:

$$d_{f_n} = 0,28 \cdot 3,43 = 0,96 \text{ м.}$$

Коефіцієнт k_n прийнято 0,5. Температура в даному приміщенні приймається 20 C^0

$$d_f = d_{f_n} \cdot K_n = 0,96 \cdot 0,5 = 0,48 \text{ м.}$$

Відмітка підшви фундаменту прийнята не менше 0,2 м, не нижче розрахункової глибини промерзання:

$$d_1 = 0,48 + 0,2 = 0,68 \text{ м;}$$

2. За геологічними умовами:

Відмітка підшви фундаменту прийнята не менше 0,4 м, нижче рівня шару несучого ґрунту:

$$d_2 = 0,7 + 0,4 = 1,1 \text{ м.}$$

3. Із конструктивних міркувань глибина підшви фундаменту визначається за формулою (2.2):

$$d_3 = h_{\text{нод}} + h_{\text{бл}} - h_m \quad (2.2)$$

$$d_3 = 0,5 + 5 \cdot 0,6 = 3,5 \text{ м}$$

Отже, прийнято глибину закладання фундаменту із конструктивних міркувань $d_3 = 3,5 \text{ м.}$

2.1.2.2 Підбір елементів збірного фундаменту під зовнішню стіну:

Визначення ширини підшви фундаменту за формулою (2.3):

$$b_{0 \text{ зовн.}} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{0d}} \quad (2.3)$$

$$b_{0 \text{ зовн.}} = \frac{781,955}{241,5 - 16,53 \cdot 3,5} = 4,25 \text{ м}$$

По ДСТУ максимально існує лише типорозмір подушки по ширині 3.2м. Тому в подальших розрахунках прийнято ширину фундаменту 3.2м.

Розрахунковий опір ґрунту основи на рівні підосви фундаменту визначається за формулою (2.4):

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} \cdot (M_\gamma \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_1 + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma' + \gamma' + M_c \cdot c_n) \quad (2.4)$$

де γ_{c1} , γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи; K – дорівнює 1, якщо міцнісні характеристики ґрунту φ_n і c_n визначені безпосередніми випробуваннями; дорівнює 1,1, якщо взяті з таблиць; M_γ , M_q , M_c – коефіцієнти, які залежать від кута внутрішнього тертя φ_n ; K_z – коефіцієнт, який приймається рівним 1, при $b < 10$ і $K_z = \frac{8}{b} + 0,2$, при $b \geq 10$; b – ширина підосви фундаменту; c_n – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який безпосередньо залягає під підосвою фундаменту; γ_1 – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче підосви фундаменту. При наявності підземних вод визначається із врахуванням зваженої дії води $\gamma_{взв}$; γ' – усереднене значення питомої ваги ґрунту, який залягає вище підосви фундаменту; d_1 – глибина закладання фундаменту.

$$M_\gamma = 0,738; \quad k_z = 1;$$

$$M_q = 3,942; \quad b = 3,2 \text{ м};$$

$$M_c = 6,516; \quad c_n = 13,2 \text{ кПа};$$

$$\gamma_{c1} = 1,4; \quad \varphi_n = 24,3^\circ;$$

$$\gamma_{c2} = 1,4; \quad \gamma_{II} = 17,6 \text{ кН/м}^3;$$

$$k=1,1; \quad d_1 = 0,68 \text{ м}$$

$$\gamma'_{II} = \frac{1,4 \cdot 16 + 3,3 \cdot 17,6}{4,7} = 17,1 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_{II} = 17,6 \text{ кН/м}^3$$

Розрахунковий опір ґрунту за формулою (2.4), при $b=3,2$ м:

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1,1} \cdot (0,738 \cdot 1 \cdot 3,2 \cdot 17,6 + 3,942 \cdot 0,68 \cdot 17,1 + (3,942 - 1) \cdot 17,1 \cdot 0 + 6,516 \cdot 13,2) = 308,99 \text{ кПа}$$

Середній фактичний тиск під подошвою фундаменту (2.5):

$$p_{\text{сер}} = \frac{N + G_{\phi} + G_{\text{гр}}}{A} \quad (2.5)$$

Прийнято фундаментний блок ФБС 24.6.6. та подушку ФЛ 32-12-5 Вага фундаменту:

$$G_{\phi} = G_{\text{ФБ}} + G_{\text{ФП}} = \left(\frac{7 \cdot 9,81 \cdot 1,96}{2,4} \right) + \frac{3,23 \cdot 9,81}{1,2} = 82,48 \text{ кН};$$

Вага ґрунту на уступах фундаменту:

$$G_{\text{гр}} = 3,4 \cdot 16,53 = 56,2 \text{ кН};$$

Середній фактичний тиск під подошвою фундаменту:

$$p_{\text{сер зовн}} = \frac{781,955 + 82,48 + 56,2}{3,2} = 287,69 \text{ кПа}$$

Недонапруження під подошвою фундаменту визначається формулою (2.6):

$$\frac{R - P}{R} \cdot 100\% \quad (2.6)$$

$$\frac{308,99 - 287,69}{308,99} \cdot 100\% = 6,8\% < 10\%$$

Умова виконується тому під зовнішню стіну прийнято подушку ФЛ 32-12-5.

2.1.2.3 Розрахунок деформації фундаменту під зовнішню стіну

Визначення додаткових напруг під подошвою фундаменту:

1. На подошві першого шару:

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 16 \cdot 1,4 = 22,4 \text{ кПа};$$

2. На рівні подошви фундаменту:

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 \cdot h'_2 = 22,4 + 17,6 \cdot 3,3 = 80,48 \text{ кПа};$$

3. На подошві другого шару:

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg0} + \gamma_2 \cdot h''_2 = 80,48 + 17,6 \cdot 1,5 = 106,88 \text{ кПа};$$

4. На рівні ґрунтових вод:

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg} + \gamma_3 \cdot h'_3 = 106,88 + 18 \cdot 0,3 = 112,28 \text{ кПа};$$

5. На подошві третього шару:

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg} + \gamma_{sb} \cdot h''_3 = 112,28 + 9,24 \cdot 0,3 = 115,052 \text{ кПа};$$

6. На покрівлі четвертого шару:

$$\sigma'_{zg} = \sigma_{zg} + \gamma_{sb} \cdot h_3 = 115,052 + 10,16 \cdot 14 = 257,292 \text{ кПа};$$

7. На подошві четвертого шару:

$$\sigma_{zg} = \sigma'_{zg} + \gamma_{sb} \cdot h_4 = 257,292 + 10,16 \cdot 15 = 409,692 \text{ кПа}.$$

За знайденими значеннями ординат епюри σ_{zg} зліва по вісі фундаменту побудовано епюру природного тиску ґрунту рисунок 2.1

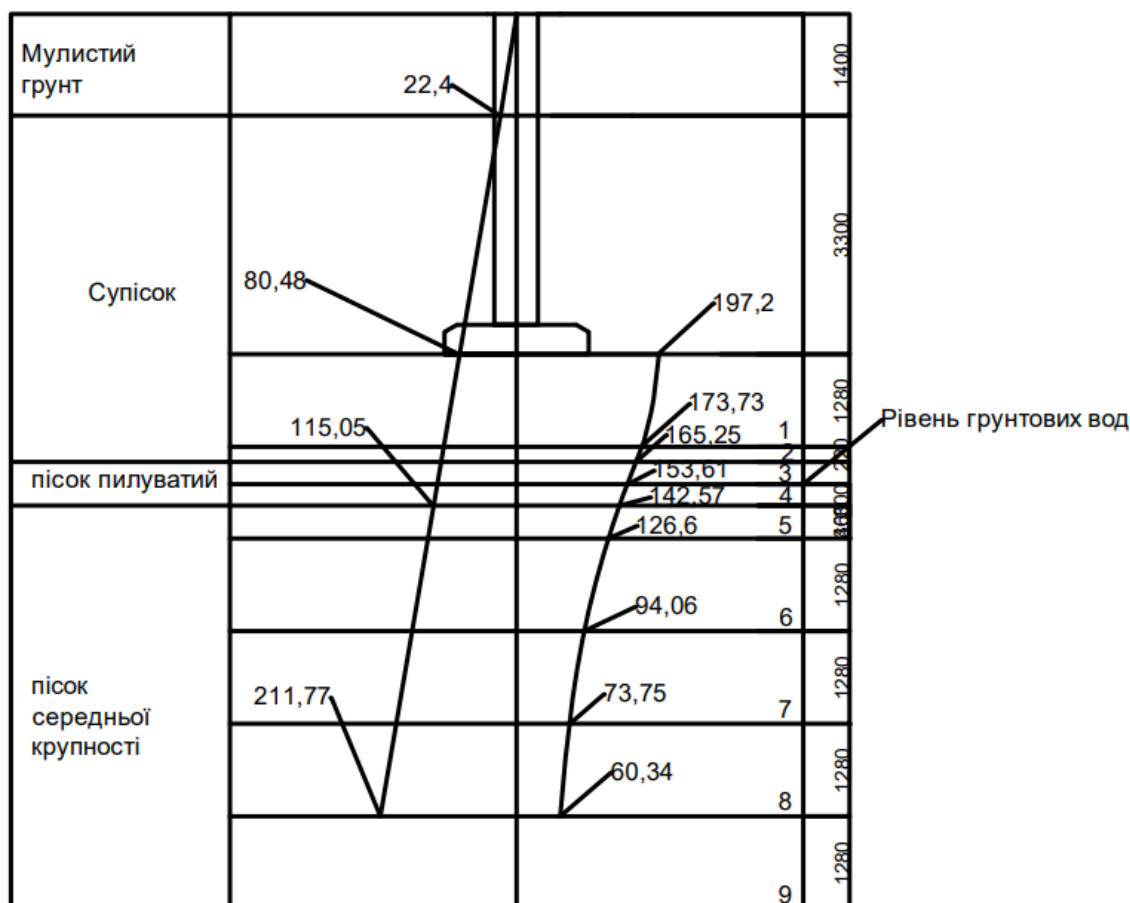


Рисунок 2.1 Епюри природного тиску та додаткових напруг під фундаментом зовнішньої стіни будинку

Товщу основи нижче підосви фундаменту розділено на окремі елементарні шари ґрунту, товщину яких прийнято:

$$h_i \leq 0,4 b = 0,4 \cdot 3,2 = 1,28 \text{ м};$$

Якщо в межах елементарного перерізу попадають два різні шари ґрунту, то ці ділянки розглядаються окремо.

По осі фундаменту побудовано епюру додаткових напруг які визначаються за формулою (2.7):

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0 \quad (2.7)$$

де α – коефіцієнт, який враховує змінну додаткового тиску по глибині, залежить від відносного заглиблення площі елементарного шару (2.8):

$$\xi = \frac{2z}{b} \quad (2.8)$$

де z – відносне заглиблення; P_0 – додатковий тиск на основу визначається за формулою (2.9):

$$P_0 = P_{\text{сер}} - \sigma_{zg0} \quad (2.9)$$

$$P_0 = 277,68 - 80,48 = 197,2 \text{ кПа};$$

Нижня границя стиснутої товщі ґрунту приймається на глибині z , що дорівнює H_c , яку знаходимо з умови:

$$\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}; \quad k=0.2$$

Визначено додаткові напруження на покрівлі і підшві елементарних шарів у вигляді таблиці 2.1

$$\text{Умова } 50,8776 \leq 0,2 \cdot 268,468 = 53,693 \text{ виконується на 9 точці.}$$

Таблиця 2.1 Напруження елементарних шарів для зовнішньої стіни

№ точки	Глибина точки, що розглядається під підшвою фундаменту Z , м	Відносна глибина.	α	Напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , кПа	додаткове напруження σ_{zp} кПа	Чи виконується умова	k
0	0	0	1	80,48	197,2	16,096	0,2
1	1,28	0,8	0,881		173,7332	0	0,2
2	1,5	0,9375	0,838	106,88	165,2536	21,376	0,2
3	1,8	1,125	0,779	112,28	153,6188	22,456	0,2
4	2,1	1,3125	0,723	115,052	142,5756	23,0104	0,2
5	2,56	1,6	0,642	119,7256	126,6024	23,94512	0,2
6	3,84	2,4	0,477	137,404	94,0644	27,4808	0,2
7	5,12	3,2	0,374	168,0872	73,7528	33,61744	0,2
8	6,4	4	0,306	211,7752	60,3432	42,35504	0,2
9	7,68	4,8	0,258	268,468	50,8776	53,6936	0,2

Осідання основи S визначається методом пошарового додавання (2.10):

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i} \quad (2.10)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, $\beta=0,8$; σ_{zpi} - усереднене значення вертикального напруження визначається за формулою (2.11):

$$\sigma_{zpi} = \frac{\sigma_{zpi(-1)} + \sigma_{zpi}}{2} \quad (2.11)$$

де h_i – товщина елементарного шару; E_i – модуль деформації даного шару; n – кількість елементарних шарів.

Значення осідання кожного елементарного шару наведено у таблиці 2.2

Таблиця 2.2 Осідання елементарних шарів для зовнішньої стіни

№ шар	Визначене осідання елементарних шарів ґрунту					осідання шару S
	додаткове напруження			Модуль деформації E	товщина шару hi	
	На покрівлі шару σzp B кПа	На підшві шару σzp H кПа	Середнє значення σzp			
1	197,2	173,7332	185,4666	2190	128	8,672045589
2	173,7332	165,2536	169,4934	2190	22	1,36213874
3	165,2536	153,6188	159,4362	11000	30	0,3478608
4	153,6188	142,5756	148,0972	11000	30	0,323121164
5	142,5756	126,6024	134,589	34000	46	0,1456728
6	126,6024	94,0644	110,3334	34000	128	0,33229824
7	94,0644	73,7528	83,9086	34000	128	0,25271296
8	73,7528	60,3432	67,048	34000	128	0,2019328
9	60,3432	50,8776	55,6104	34000	128	0,16748544
						11,80526853

За даними таблиці $S = \sum S_i = 11.8 \text{ см} \leq 12 \text{ см}$.

2.1.3 Фундаменти мілкового закладання під внутрішню стіну

2.1.3.1 Підбір елементів збірного фундаменту під внутрішню стіну:

З конструктивних міркувань глибину закладання фундаменту під внутрішню стіну прийнято такою самою, як і під зовнішню. $d_3 = 3,5$ м

Ширина підшви фундаменту:

$$b_{0 \text{ внутр.}} = \frac{253,604}{241,5 - 16,53 \cdot 3,5} = 1,38 \text{ м}$$

Розрахунковий опір ґрунту визначений, при $b=1,4$ м:

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1,1} \cdot (0,738 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 17,6 + 3,942 \cdot 0,68 \cdot 17,1 + (3,942 - 1) \cdot 17,1 \cdot 0 + 6,516 \cdot 13,2) = 267,33 \text{ кПа}$$

$$\gamma'_{II} = \frac{1,4 \cdot 16 + 3,1 \cdot 17,6}{4,5} = 17,1 \text{ кН/м}^3$$

Прийнято фундаментний блок ФБС 24.6.6. та подушку ФЛ 14.12.3. Вага фундаменту:

$$G_{\Phi} = G_{\Phi Б} + G_{\Phi П} = \left(\frac{7 \cdot 9,81 \cdot 1,96}{2,4} \right) + \frac{0,9 \cdot 9,81}{1,2} = 63,43 \text{ кН};$$

Вага ґрунту на уступах фундаменту:

$$G_{гр} = 1,6 \cdot 16,77 = 26,83 \text{ кН};$$

Середній фактичний тиск під підшвою фундаменту:

$$p_{\text{сер вн}} = \frac{253,604 + 63,43 + 26,83}{1,4} = 245,6 \text{ кПа}$$

Недонапруження під підшвою фундаменту:

$$\frac{267,33 - 245,6}{267,33} \cdot 100\% = 8,1\% < 10\%$$

Умова виконується тому під зовнішню стіну прийнято подушку ФЛ 14.12.3.

2.1.3.2 Розрахунок деформації фундаменту під внутрішню стіну

Визначення ординат епюри σ_{zg} у характерних точках:

1. На підшві першого шару:

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 16 \cdot 1,4 = 22,4 \text{ кПа};$$

Товщу основи нижче підшви фундаменту розділено на окремі елементарні шари ґрунту, товщину яких прийнято:

$$h_i \leq 0,4 b = 0,4 \cdot 1,4 = 0,56 \text{ м};$$

Якщо в межах елементарного перерізу попадають два різні шари ґрунту, то ці ділянки розглядаються окремо.

$$P_0 = 277,68 - 76,96 = 200,72 \text{ кПа};$$

Нижня границя стиснутої товщі ґрунту приймається на глибині z , що дорівнює H_s , яку знаходимо з умови:

$$\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$$

Визначено додаткові напруження на покрівлі і підшві елементарних шарів у вигляді таблиці 2.3.

$$\text{Умова } 35,126 \leq 0,2 \cdot 197,348 = 39,46 \text{ виконується на 12 точці.}$$

Таблиця 2.3 Напруження елементарних шарів для внутрішньої стіни

№ точки	Глибина точки, що розглядається під підшвою фундаменту Z , м	Відносна глибина.	α	Напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , кПа	додаткове напруження σ_{zp} кПа	Чи виконується умова	k
0	0	0	1	76,96	200,72	15,392	0,2
1	0,56	0,8	0,977		196,1034	0	0,2
2	1,12	1,6	0,642		128,8622	0	0,2
3	1,68	2,4	0,477		95,74344	0	0,2
4	1,7	2,428571	0,473	106,88	94,94056	21,376	0,2
5	2	2,857143	0,412	112,28	82,69664	22,456	0,2
6	2,24	3,2	0,374		75,06928	0	0,2
7	2,3	3,285714	0,367	115,052	73,66424	23,0104	0,2
8	2,8	4	0,306	120,132	61,42032	24,0264	0,2
9	3,36	4,8	0,258	130,9016	51,78576	26,18032	0,2
10	3,92	5,6	0,223	147,3608	44,76056	29,47216	0,2
11	4,48	6,4	0,196	169,5096	39,34112	33,90192	0,2
12	5,04	7,2	0,175	197,348	35,126	39,4696	0,2

Значення осідання кожного елементарного шару наведено у таблиці 2.4

Таблиця 2.4 Осідання елементарних шарів для внутрішньої стіни

№ шар	Визначене осідання елементарних шарів ґрунту					осідання шару S
	додаткове напруження			Модуль деформації E	товщина шару hi	
	На покрівлі шару σzp В кПа	На підшві шару σzp Н кПа	Середнє значення σzp			
1	200,72	196,1034	198,4117	2190	56	4,058833359
2	196,10344	128,8622	162,4828	2190	56	3,323849878
3	128,86224	95,74344	112,3028	2190	56	2,297336636
4	95,74344	94,94056	95,342	2190	2	0,069656256
5	94,94056	82,69664	88,8186	11000	30	0,193786036
6	82,69664	75,06928	78,88296	11000	24	0,137686621
7	75,06928	73,66424	74,36676	11000	6	0,03245095
8	73,66424	61,42032	67,54228	34000	50	0,079461506
9	61,42032	51,78576	56,60304	34000	56	0,074582829
10	51,78576	44,76056	48,27316	34000	56	0,063606987
11	44,76056	39,34112	42,05084	34000	56	0,055408166
12	39,34112	35,126	37,23356	34000	56	0,049060691
						10,43571991

За даними таблиці $S_i = \sum S_i = 10,4 \text{ см} \leq 12 \text{ см}$.

2.1.4 Фундаменти глибокого закладання під зовнішню стіну

2.1.4.1 Визначення висоти ростверку та глибини палі

Паля прорізає супісок і пісок пиловатий зупиняється у піску середньої крупності у якого високі фізико механічні властивості.

Висота ростверку визначається на основі розрахунку на продавлювання за формулою (2.12):

$$h_p = -\frac{b}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{b^2 + \frac{N}{0.9R_{bt}}}; \quad (2.12)$$

$$h_p = -\frac{0,35}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{0,35^2 + \frac{508,35}{0,9 \cdot 1150}} = 0,21\text{м} = 21\text{см};$$

По конструктивних міркуваннях висота ростверку приймається не менше 30см, а також не менше ніж $a+0,25 = 10+25 = 35\text{см}$; а – висота закладання палі в ростверк.

Отже, висота ростверку з конструктивних міркувань $h_p = 35\text{ см}$.

2.1.4.2 Визначення необхідної кількості паль під зовнішню стіну

Необхідна кількість паль визначається за формулою (2.13):

$$n = \frac{N_T}{F} \quad (2.13)$$

де N_T – навантаження від стіни на фундамент; F – несуча здатність палі, визначається за формулою (2.14) :

$$F = \frac{F_d}{Y_k} \quad (2.14)$$

де $\gamma_{kмч}$ - коефіцієнт надійності по ґрунту; F_d – розрахункова несуча здатність ґрунту основи для одиночної палі, визначається за формулою (2.15):

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + U \cdot \gamma_{cf} \sum_i n \cdot f_i \cdot h_i) \quad (2.15)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи; $\gamma_c = 1$; R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (береться з таблиці); A – площа обпирання палі на ґрунт; U – зовнішній периметр палі; f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту; h_i – товщина

i -го шару ґрунту; γ_{cf} , γ_{cr} – коефіцієнти умовної роботи ґрунту під нижнім кінцем і на боковій поверхні.

Переріз палі $b \cdot b = 0,3 \cdot 0,3 \text{ м}^2$;

$A = 0,35^2 = 0,09 \text{ м}^2$;

$U = 4 b = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м}$;

$\gamma_c = 1$;

$\gamma_{cf} = 1$;

$\gamma_{cr} = 1$;

Глибина занурення нижнього кінця палі 6,35 м. Отже розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі $R = 4012 \text{ МПа}$.

$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 4012 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot (32,7 \cdot 0,675 + 42,2 \cdot 2,025 + 49,9 \cdot 3,375 + 54,1 \cdot 4,35 + 56,7 \cdot 5,325))$
 $= 1175,483 \text{ кН}$;

$F = \frac{1175,483}{1,2} = 979,56 \text{ кН}$

$n = \frac{781,955}{3963,26} = 0,79 = 1 \text{ паля}$

Прийнято палю ПНдр 6-30 довжиною 6000 мм

Визначення середнього тиску під подошвою умовного фундаменту та розрахункового опору ґрунту

Визначення усередненого кута внутрішнього тертя ґрунтів по стовбуру палі:

$\phi_{mt} = \frac{24,3 \cdot 4,05 + 24 \cdot 0,6 + 36,2 \cdot 1,35}{4,05 + 0,6 + 1,35} = 26,94$

Ширина умовного фундаменту (2.16):

$$B_{ym1} = (n - 1)l_d + d + 2h \cdot tg\left(\frac{\phi_{mt}}{4}\right) \quad (2.16)$$

$B_{ym1} = 0,3 + 2 \cdot 6 \cdot tg\left(\frac{26,94}{4}\right) = 1,7$

Середній тиск під подошвою умовного фундаменту:

$$p_{\text{сер вн}} = \frac{1105,313}{1,7} = 650,1 \text{ кПа}$$

$$N_{II} = N_{\text{зовн}} + G_{\Phi} + G_{\text{рост}} + G_{\text{Палі}} + G_{\text{гр}} = 781,955 + 30,75 + 10,38 + 282,228 = 1105,313 \text{ кН}$$

Вага фундаменту (ростверк + фундаментні блоки):

$$G_{\Phi} = 24,03 + 6,72 = 30,75 \text{ кН};$$

Вага ґрунту:

$$G_{\text{гр}} = (S_{\text{п}} \cdot \gamma_{\text{п}}) + S_{\text{г}} \cdot \gamma_{\text{г}} + S_{\text{г}} s_b \cdot \gamma_{\text{г}} s_b + S_c \cdot \gamma_c = 2,8181 \cdot 16 + 0,195 \cdot 17,6 + 5,684 \cdot 18 + 6,808 \cdot 19,3 = 282,228 \text{ кН};$$

Вага палі:

$$G_{\text{палі}} = 1,38 \text{ тонни} = 10,38 \text{ кН}.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи на рівні підшви умовного фундаменту:

$$\begin{aligned} M_{\gamma} &= 0,018; & K_z &= 1; \\ M_q &= 1,08; & b &= 1,7 \text{ м}; \\ M_c &= 3,27; & c_n &= 1,4 \text{ кПа}; \\ \gamma_{c1} &= 1,4; & K &= 1,1; \\ \gamma_{c2} &= 1,4; \end{aligned}$$

$$\gamma'_{II} = \frac{1,4 \cdot 16 + 0,75 \cdot 17,6}{2,15} = 16,5 \text{ кН/м}^3$$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1,1} \cdot (0,018 \cdot 1 \cdot 1,81 \cdot 17,6 + 1,08 \cdot 21 \cdot 16,5 + 3,27 \cdot 1,4) = 675,97 \text{ кПа}$$

$$P \leq R = 650,1 \leq 675,97$$

2.1.4.5 Розрахунок деформації основ на рівні умовного фундаменту під зовнішню стіну

1. На підшві першого шару:

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 16 \cdot 1,4 = 22,4 \text{ кПа};$$

2. На рівні ростверки:

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 \cdot h'_2 = 22,4 + 17,6 \cdot 2,15 = 60,24 \text{ кПа};$$

3. На підшві другого шару:

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zgp} + \gamma_1 \cdot h_3 = 60,24 + 17,6 \cdot 2,65 = 106,88 \text{ кПа};$$

4. На рівні ґрунтових вод:

$$\sigma_{zgb} = \sigma_{zg2} + \gamma_2 \cdot h_4 = 106,88 + 18 \cdot 0,3 = 112,28 \text{ кПа};$$

5. На підшві третього шару:

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zgb} + \gamma_{sb} \cdot h_5 = 112,28 + 18 \cdot 0,3 = 117,68 \text{ кПа};$$

6. На підшві умовного фундаменту:

$$\sigma_{zg\phi} = \sigma_{zg3}' + \gamma_4 \cdot h_7 = 117,68 + 19,3 \cdot 1,35 = 143,735 \text{ кПа};$$

7. На першому елементарному шарі:

$$\sigma_{zghi1} = \sigma_{zg\phi} + \gamma_4 \cdot h_8 = 143,735 + 19,3 \cdot 0,68 = 156,859 \text{ кПа};$$

8. На другому елементарному шарі:

$$\sigma_{zghi2} = \sigma_{zghi1} + \gamma_4 \cdot h_9 = 156,859 + 19,3 \cdot 0,68 = 169,983 \text{ кПа};$$

9. На третьому елементарному шарі:

$$\sigma_{zghi3} = \sigma_{zghi2} + \gamma_4 \cdot h_{10} = 169,983 + 19,3 \cdot 0,68 = 183,107 \text{ кПа};$$

За знайденими значеннями ординат епюри σ_{zg} зліва по осі фундаменту побудовано епюру природного тиску ґрунту рисунку 2.3

$$\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$$

Визначено додаткові напруження на покрівлі і підшві елементарних шарів у вигляді таблиці 2.6

Умова $61,77 \leq 0,2 \cdot 314,347 = 62,8694$ виконується на 13 точці.

Таблиця 2.6 Напруження елементарних шарів для зовнішньої стіни

№ точки	Глибина точки, що розглядається під подошвою фундаменту Z, м	Відносна глибина.	α	Напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , кПа	додаткове напруження σ_{zp} кПа	Чи виконується умова	k
0	0	0	1	143,735	506,365	28,747	0,2
1	0,68	0,8	0,881	156,859	446,107565	31,3718	0,2
2	1,36	1,6	0,642	169,983	325,08633	33,9966	0,2
3	2,04	2,4	0,477	183,107	241,536105	36,6214	0,2
4	2,72	3,2	0,374	196,231	189,38051	39,2462	0,2
5	3,4	4	0,306	209,355	154,94769	41,871	0,2
6	4,08	4,8	0,258	222,479	130,64217	44,4958	0,2
7	4,76	5,6	0,223	235,603	112,919395	47,1206	0,2
8	5,44	6,4	0,208	248,727	105,32392	49,7454	0,2
9	6,12	7,2	0,185	261,851	93,677525	52,3702	0,2
10	6,8	8	0,158	274,975	80,00567	54,995	0,2
11	7,48	8,8	0,143	288,099	72,410195	57,6198	0,2
12	8,16	9,6	0,132	301,223	66,84018	60,2446	0,2
13	8,84	10,4	0,122	314,347	61,77653	62,8694	0,2

Значення осідання кожного елементарного шару наведено у таблиці 2.7

Таблиця 2.7 Осідання елементарних шарів для зовнішньої стіни

№ шар	Визначене осідання елементарних шарів ґрунту					осідання шару S
	додаткове напруження			Модуль деформації E	товщина шару hi	
	На покрівлі шару σ_{zp} В кПа	На підшві шару σ_{zp} Н кПа	Середнє значення σ_{zp}			
1	506,365	446,1076	476,2363	34000	68	0,761978052
2	446,107565	325,0863	385,5969	34000	68	0,616955116
3	325,08633	241,5361	283,3112	34000	68	0,453297948
4	241,536105	189,3805	215,4583	34000	68	0,344733292

Продовження таблиці 2.7

№ шар	Визначене осідання елементарних шарів ґрунту					
	додаткове напруження			Модуль деформації Е	товщина шару h_i	осідання шару S
	На покрівлі шару $\sigma_{zp} B$ кПа	На підшві шару $\sigma_{zp} H$ кПа	Середнє значення σ_{zp}			
5	189,38051	154,9477	172,1641	34000	68	0,27546256
6	154,94769	130,6422	142,7949	34000	68	0,228471888
7	130,64217	112,9194	121,7808	34000	68	0,194849252
8	112,91939	105,3239	109,1217	34000	68	0,174594652
9	105,32392	93,67753	99,50072	34000	68	0,159201156
10	93,677525	80,00567	86,8416	34000	68	0,138946556
11	80,00567	72,4102	76,20793	34000	68	0,121932692
12	72,410195	66,84018	69,62519	34000	68	0,1114003
13	66,84018	61,77653	64,30836	34000	68	0,102893368
						3,684716832

За даними таблиці $S_i = 3,68 \text{ см} \leq 12 \text{ см}$.

2.1.5 Фундаменти глибокого закладання під внутрішню стіну

Для внутрішньої стіни використано палю ПНдр 6-30. При розрахунку внутрішньої стіни змінюється навантаження на фундамент, а всі інші значення залишаються такими як при розрахунку палі під внутрішню стіну

2.1.5.1 Визначення необхідної кількості паль під внутрішню стіну

Переріз палі $b \cdot b = 0,3 \cdot 0,3 \text{ м}^2$;

$A = 0,35^2 = 0,09 \text{ м}^2$;

$U = 4 \cdot b = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м}$;

$\gamma_c = 1$;

$\gamma_{cf} = 1$;

$\gamma_{cr} = 1$;

Глибина занурення нижнього кінця палі 6,35м. Отже розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі $R = 4012$ МПа.

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 4012 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1 \cdot (32,7 \cdot 0,675 + 42,2 \cdot 2,025 + 49,9 \cdot 3,375 + 54,1 \cdot 4,35 + 56,7 \cdot 5,325)) = 1175,483 \text{ кН};$$

$$N = \frac{1175,483}{1,2} = 3963,26 \text{ кН}$$

$$n = \frac{781,955}{3963,26} = 0,19 = 1 \text{ паля}$$

Прийнято палю ПНдр 6-30 довжиною 6000 мм

Визначення усередненого кута внутрішнього тертя ґрунтів по стовбуру палі:

$$\phi_{mt} = \frac{24,3 \cdot 4,05 + 24 \cdot 0,6 + 36,2 \cdot 1,35}{4,05 + 0,6 + 1,35} = 26,94$$

Ширина умовного фундаменту:

$$B_{ym1} = 0,3 + 2 \cdot 6 \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{26,94}{4} \right) = 1,7$$

Середній тиск під подошвою умовного фундаменту:

$$p_{\text{сер вн}} = \frac{576,962}{1,7} = 339,38 \text{ кПа}$$

$$N_{II} = N_{\text{зовн}} + G_{\text{ф}} + G_{\text{рост}} + G_{\text{Палі}} + G_{\text{гр}} = 253,604 + 30,75 + 10,38 + 282,228 = 576,962 \text{ кН}$$

Визначення розрахункового опору ґрунту на рівні умовного фундаменту

Розрахунковий опір ґрунту основи на рівні подошви умовного фундаменту:

$$M_{\gamma} = 0,018; \quad K_z = 1;$$

$$M_q = 1,08; \quad b = 1,7 \text{ м};$$

$$M_c = 3,27; \quad c_n = 1,4 \text{ кПа};$$

$$\gamma_{c1} = 1,4; \quad K = 1,1;$$

$$\gamma_{c2} = 1,4;$$

$$\gamma'_{II} = \frac{1,4 \cdot 16 + 0,75 \cdot 17,6}{2,15} = 16,5 \text{ кН/м}^3$$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,4}{1,1} \cdot (0,018 \cdot 1 \cdot 1,81 \cdot 17,6 + 1,08 \cdot 21 \cdot 16,5 + 3,27 \cdot 1,4) = 675,97 \text{ кПа}$$

$$P \leq R = 339,38 \leq 675,97$$

2.1.5.2 Розрахунок деформації основ на рівні умовного фундаменту під внутрішню стіну

1. На підшві першого шару:

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot h_1 = 16 \cdot 1,4 = 22,4 \text{ кПа};$$

2. На рівні ростверки:

$$\sigma_{zg0} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 \cdot h'_2 = 22,4 + 17,6 \cdot 2,15 = 76,96 \text{ кПа};$$

3. На підшві другого шару:

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg0} + \gamma_1 \cdot h_3 = 76,96 + 17,6 \cdot 2,65 = 123,6 \text{ кПа};$$

4. На рівні ґрунтових вод:

$$\sigma_{zgb} = \sigma_{zg2} + \gamma_2 \cdot h_4 = 123,6 + 18 \cdot 0,3 = 129 \text{ кПа};$$

5. На підшві третього шару:

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zgb} + \gamma_{sb} \cdot h_5 = 129 + 18 \cdot 0,3 = 134,4 \text{ кПа};$$

6. На підшві умовного фундаменту:

$$\sigma_{zg\phi} = \sigma_{zg3} + \gamma_4 \cdot h_7 = 134,4 + 19,3 \cdot 1,35 = 160,455 \text{ кПа};$$

7. На першому елементарному шарі:

$$\sigma_{zghi1} = \sigma_{zg\phi} + \gamma_4 \cdot h_8 = 160,455 + 19,3 \cdot 0,68 = 173,579 \text{ кПа};$$

8. На другому елементарному шарі:

$$\sigma_{zghi2} = \sigma_{zghi1} + \gamma_4 \cdot h_9 = 173,579 + 19,3 \cdot 0,68 = 186,703 \text{ кПа};$$

9. На третьому елементарному шарі:

$$\sigma_{zghi3} = \sigma_{zghi2} + \gamma_4 \cdot h_{10} = 186,703 + 19,3 \cdot 0,68 = 199,827 \text{ кПа};$$

Товщу основи нижче підшви фундаменту розділяємо на окремі елементарні шари ґрунту, товщину яких прийнято:

$$h_i \leq 0,4 \text{ б} = 0,4 \cdot 1,7 = 0,68 \text{ м};$$

Якщо в межах елементарного перерізу попадають два різні шари ґрунту, то ці ділянки розглядаються окремо.

$$P_0 = 339,38 - 160,455 = 178,925 \text{ кПа};$$

Нижня границя стиснутої товщі ґрунту приймається на глибині z , що дорівнює , яку знаходимо з умови:

$$\sigma_{zp} \leq 0,2 \sigma_{zg}$$

Визначено додаткові напруження на покрівлі і підшві елементарних шарів у вигляді таблиці 2.8

Умова $46,16 \leq 0,2 \cdot 239,199 = 47,84$ виконується на 6 точці.

Таблиця 2.8 Напруження елементарних шарів для внутрішньої стіни

№ точки	Глибина точки, що розглядається під підшвою фундаменту Z , м	Відносна глибина.	α	Напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} , кПа	додаткове напруження σ_{zp} кПа	Чи виконується умова	k
0	0	0	1	160,455	178,925	32,091	0,2
1	0,68	0,8	0,881	173,579	157,632925	34,7158	0,2
2	1,36	1,6	0,642	186,703	114,86985	37,3406	0,2
3	2,04	2,4	0,477	199,827	85,347225	39,9654	0,2
4	2,72	3,2	0,374	212,951	66,91795	42,5902	0,2
5	3,4	4	0,306	226,075	54,75105	45,215	0,2
6	4,08	4,8	0,258	239,199	46,16265	47,8398	0,2

Значення осідання кожного елементарного шару наведено у таблиці 2.9

Таблиця 2.9 Осідання елементарних шарів для внутрішньої стіни

№ шар	Визначене осідання елементарних шарів ґрунту					осідання шару S
	додаткове напруження			Модуль деформації E	товщина шару hi	
	На покрівлі шару σzp В кПа	На підшві шару σzp Н кПа	Середнє значення σzp			
1	178,925	157,6329	168,279	34000	68	0,26924634
2	157,632925	114,8699	136,2514	34000	68	0,21800222
3	114,86985	85,34723	100,1085	34000	68	0,16017366
4	85,347225	66,91795	76,13259	34000	68	0,12181214
5	66,91795	54,75105	60,8345	34000	68	0,0973352
6	54,75105	46,16265	50,45685	34000	68	0,08073096
						0,94730052

За даними таблиці $S_i = 0,94 \text{ см} \leq 12 \text{ см}$.

2.2 Висновки за розділом 2

У третьому розділі виконано збір навантажень та проведено розрахунки елементів підземної частини будівлі для умов майданчика будівництва. Розраховано повні вертикальні навантаження на один погонний метр фундаменту від надземної частини для зовнішніх і внутрішніх несучих стін.

Оцінено можливість улаштування стрічкових збірних фундаментів на основі розрахункового опору ґрунту та підібрано стандартні залізобетонні подушки. Розрахунок деформацій методом пошарового підсумовування показав що кінцеве осідання основи близьке до гранично допустимого значення.

З метою підвищення надійності будівлі через наявність слабких ґрунтів у верхній товщі додатково розраховано пальовий фундамент із залізобетонних паль. Визначено розрахункову несучу здатність одиночної палі за ґрунтом основи та встановлено необхідну кількість паль.

Виконані розрахунки умовного фундаменту для пальового варіанту підтвердили що він повністю витримає всі навантаження від будівлі.

РОЗДІЛ 3

ЕКОНОМІЧНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Загальні вказівки

У ринкових умовах кошторисна вартість будівництва визначається спільно інвестором та підрядником.

Уся проектно-кошторисна документація розробляється на замовлення майбутнього власника об'єкта. Такі розрахунки потрібні замовнику передусім для того, щоб заздалегідь оцінити загальні витрати ще на етапі планування фінансування, а також мати чіткі цифри для проведення переговорів і укладання договору з будівельною компанією.

Перед підписанням договору на будівництво підрядна організація складає власні кошторисні розрахунки. Вони необхідні для того, щоб компанія могла офіційно обґрунтувати та підтвердити замовнику свою цінову пропозицію на виконання всіх робіт.

Склад та зміст кошторисної документації на сьогодні визначаються відповідно до положень чинних кошторисних норм України, а саме «Настанови з визначення вартості будівництва» [9]. Цей нормативний документ встановлює основні правила розрахунків із урахуванням сучасних ринкових умов та вимог до ціноутворення в будівельній галузі.

Сьогодні кошторисна вартість об'єкта розраховується безпосередньо у поточному рівні цін, який відображає реальну ринкову вартість матеріалів та послуг на момент будівництва. Саме ці поточні ціни стають основою для формування договірної ціни між замовником і підрядником. Для довгострокових проектів у розрахунках додатково враховують прогнозований індекс інфляції, що дозволяє уникнути фінансових ризиків у майбутньому.

Сучасна кошторисна вартість розраховується на основі чинних ресурсних норм, а також реальних ринкових цін на матеріали, конструкції та послуги спецтехніки. Під час складання інвестиційних кошторисів до уваги беруться

офіційні дані щодо вартості ресурсів у конкретному регіоні, поточні тарифні ставки для будівельників, а також актуальні ціни постачальників і виробників будівельної продукції.

3.2 Складання локальних кошторисів

Локальні кошториси є первинними документами і складаються для визначення вартості конкретних видів робіт або окремих конструктивних елементів будівлі. Прямі витрати розраховують дуже просто: обсяги робіт, які беруться безпосередньо з робочих креслень проекту, множаться на відповідну вартість одиниці виміру. Загальновиробничі витрати покривають видатки будівельної компанії на організацію процесу, управління будівництвом та обслуговування майданчика. Кошторисний прибуток — це нормативна частина коштів, яка закладається у вартість для забезпечення стабільного розвитку підприємства.

У межах даного дипломного проекту локальні кошториси розробляються спеціально для підземної частини будівлі, а саме для зведення фундаментів. Головна мета цих розрахунків полягає у проведенні детального техніко-економічного аналізу та порівнянні варіантів фундаментів мілкого і глибокого закладання. На основі отриманих кошторисних показників, витрат матеріалів та трудомісткості робіт буде визначено найбільш вигідний та економічно доцільний тип основи для проектованої 5-поверхової житлової будівлі, що дозволить мінімізувати фінансові витрати без втрати міцності споруди. Нижче в таблицях 3.1 та 3.2 наведено детальні кошторисні розрахунки для обох варіантів інженерного рішення .

Таблиця 3.1 Локальний кошторис фундамент глибокого закладання

Локальний кошторис фундамент глибокого закладання					
	Види робіт, матеріали	Од. виміру	Об'єм	Вартість робіт, грн	Ціна за од.
	Робота			1 136 753,06	
1	Розробка ґрунту екскаватором з навантаженням на автомобілі-самоскиди	м ³	78,033	57 587,99	738,00
2	Улаштування доробки ґрунту вручну	м ³	3,90	3 973,41	1 018,40
3	Планування ґрунту	м ²	127,40	18 600,40	146,00
4	Бетонування ростверку	м ³	45,48	165 683,64	3 643,00
5	В'язання арматурних каркасів	т	3,64	66 736,41	18 342,24
6	Виставлення опалубки	м ²	56,85	34 451,10	606,00
7	Демонтаж опалубки	м ²	56,85	24 115,77	424,20
8	Зрубівання оголовків паль	шт	120,00	71 760,00	598,00
9	Заглиблення паль	м	720,00	648 000,00	900,00
10	Улаштування обмазувальної гідроізоляції	м ²	210,21	31 111,08	148,00
11	Зворотня засипка фундаменту з ущільненням	м ³	32,55	14 733,26	452,60
	Матеріали			830 565,39	
1	Бетон С20/25	м ³	45,48	212 391,60	4 670,00
2	Арматура 12А500С	т	3,64	136 440,00	37 500,00
3	Бітумна мастика	кг	420,42	45 741,70	108,80
4	Бітумний праймер	кг	84,08	7 760,95	92,30
5	Електроди	кг	36,38	5 275,68	145,0

Продовження таблиці 3.1

	Види робіт, матеріали	Од. виміру	Об'єм	Вартість робіт, грн	Ціна за од.
6	Круг обрізний	шт	363,84	36 384,00	100,00
7	Дріт в'язальний	т	0,29	13 971,46	48 000,00
8	Паля ПНдр-6-30	шт	120,00	372 600,00	3 105,00
	Всього, грн з ПДВ			1 967 318,44	

Таблиця 3.2 Локальний кошторис фундамент мілкого закладання

Локальний кошторис фундамент мілкого закладання					
	Види робіт, матеріали	Од. виміру	Об'єм	Вартість робіт, грн	Ціна за од.
	Робота			2 208 465,71	
1	Розробка ґрунту екскаватором з навантаженням на автомобілі-самоскиди	м ³	1 471,47	1 085 944,86	738,00
2	Улаштування доробки ґрунту вручну	м ³	73,57	74 927,25	1 018,40
3	Планування ґрунту	м ²	366,28	53 476,15	146,00
4	Бетонування монолітних ділянок	м ³	12,18	39 465,66	3 241,00
5	В'язання арматурних каркасів	т	0,97	17 868,28	18 342,24
6	Виставлення опалубки	м ²	20,30	12 298,77	606,00
7	Демонтаж опалубки	м ²	20,30	8 609,14	424,20
8	Монтаж ФБС блоків	шт	350,00	217 350,00	621,00
9	Монтаж ФЛ плит	шт	87,00	60 291,00	693,00
10	Улаштування обмазувальної гідроізоляції	м ²	1 193,44	176 629,11	148,00

Продовження таблиці 3.2

	Види робіт, матеріали	Од. виміру	Об'єм	Вартість робіт, грн	Ціна за од.
11	Зворотня засипка фундаменту з ущільненням	м ³	1 025,79	461 605,50	450,00
	Матеріали			1 973 199,03	
1	Бетон С16/20	м ³	12,18	53 578,80	4 400,00
2	Арматура 12А500С	т	0,97	36 531,00	37 500,00
3	Бітумна мастика	кг	2 386,88	259 692,52	108,80
4	Бітумний праймер	кг	477,38	44 061,80	92,30
5	Електроди	кг	9,74	1 412,53	145,00
6	Круг обрізний	шт	97,42	9 741,60	100,00
7	Дріт в'язальний	т	0,08	3 740,77	48 000,00
8	Фундаментна подушка ФЛ32-12-5	шт	56,00	523 600,00	9 350,00
9	Фундаментна подушка ФЛ14-30-3	шт	22,00	127 820,00	5 810,00
10	Фундаментна подушка ФЛ14-12-3	шт	4,00	10 440,00	2 610,00
11	Фундаментна подушка ФЛ14-8-3	шт	5,00	8 850,00	1 770,00
12	Фундаментний блок ФБС 24-6-6	шт	295,00	794 730,00	2 694,00
13	Фундаментний блок ФБС 12-6-6	шт	55,00	99 000,00	1 800,00
	Всього, грн з ПДВ			4 181 664,74	

3.3 Висновки за розділом 3

На основі розроблених локальних кошторисів та проведеного техніко-економічного аналізу було виконано порівняння двох варіантів підземної частини будівлі: фундаменту мілкового закладання та фундаменту глибокого. Результати фінансових розрахунків показали, що для проектованої 5-поверхової будівлі найбільш економічно доцільним є саме пальовий фундамент. Попри те, що зведення пального контуру вимагає залучення спеціальної техніки, воно дозволяє суттєво зменшити обсяги земляних робіт, знизити витрати бетону та мінімізувати трудовитрати будівельників на майданчику. Загальна кошторисна вартість варіанту з пальовим фундаментом склала 1 967 318,44 грн, тоді як альтернативний варіант мілкового закладання обійшовся б у 4 181 664,74 грн. Таким чином, вибір пальової основи забезпечує економію будівництва у розмірі 2 214 346,3 грн, що повністю виправдовує прийняте інженерне рішення.

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

4.1 Охорона праці

Безпека праці та промислова санітарія на будівельному об'єкті забезпечуються безумовним виконанням вимог ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» [10]. Належний рівень контролю покладається на службу охорони праці будівельно-монтажної організації, яка діє на основі Типового положення. Усі технологічні процеси, організація робочих місць та складування матеріалів розроблені з урахуванням мінімізації впливу небезпечних і шкідливих виробничих факторів на персонал.

Виконання земляних робіт у зоні розташування чинних підземних комунікацій дозволяється виключно за наявності письмового дозволу від організації, що експлуатує ці мережі. До початку розробки ґрунту на місцевості встановлюють відповідні покажчики та знаки безпеки.

Безпосереднє виконання робіт у межах охоронних зон комунікацій здійснюється під постійним наглядом виконроба або майстра. У разі наближення до інженерних мереж механізований спосіб розробки припиняється; подальше виїмання ґрунту виконується виключно вручну без застосування різких ударів. Використання ударних та пневматичних інструментів у цих зонах категорично заборонено.

Усі вантажопідіймальні машини, механізми та такелажні пристосування, що залучаються до виконання будівельно-монтажних робіт, до початку експлуатації підлягають обов'язковому обліку, технічному огляду та випробуванням. Ці процедури виконуються відповідно до вимог НПАОП 0.00-1.80-18 «Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підйомних пристроїв та відповідного обладнання» [11]. Експлуатація неперевіраних або несправних вантажопідіймальних засобів категорично забороняється.

Для пожежної безпеки в підготовчий період на будівництві прокладають тимчасовий водопровід і встановлюють пожежні гідранти. Їх розміщують так, щоб у разі пожежі вода діставала до будь-якої споруди на майданчику. До гідрантів обов'язково залишають вільний проїзд для пожежних машин, а самі місця їхнього розташування позначають помітними покажчиками.

Крім базових нормативних положень, під час організації робіт на майданчику обов'язково враховують такі організаційно-технічні вимоги:

- Навантаження та розвантаження матеріалів на майданчику виконується кранами за допомогою сертифікованих траверс і строп, які гарантують безпеку переміщення.

- Перед підйомом збірних залізобетонних елементів обов'язково перевірити надійність та цілісність їхніх монтажних петель. Підіймати конструкції, що не мають петель або передбачених місць стропування, категорично заборонено.

- Очищення конструкцій від бруду, криги, іржі та будівельного сміття здійснюється виключно на землі, до початку їхнього підйому.

- Під час переміщення матеріалів та залізобетонних виробів суворо заборонено проносити вантаж над кабіною автотранспорту чи зонами перебування людей.

- Підйом, опускання та позиціонування елементів мають виконуватися плавно, без ривків, поштовхів чи ударів.

- На одній захватці забороняється одночасно проводити монтажні та будь-які інші супутні роботи.

- Монтажник може приймати конструкції та монтажні елементи лише тоді, коли вони знаходяться на висоті не більше ніж 50 см від рівня встановлення.

- Заборонено залишати інструменти та дрібні деталі на панелях стін чи на краях перекриттів, звідки вони можуть впасти.

- Усі технологічні отвори в міжповерхових перекриттях, ліфтові шахти та відкриті краї настилів мають бути надійно закриті або огорожені захисними конструкціями.

Виконання покрівельних робіт категорично забороняється за несприятливих погодних умов, зокрема під час ожеледиці, густого туману, грози, сильного снігопаду або за небезпечної швидкості вітру.

Для сушіння приміщень у спорудах, що будуються, дозволено застосовувати лише заводські повітронагрівачі або інфрачервоні газові пальники.

Подачу цегли до робочого місця муляра передбачено здійснювати пакетами на піддонах за допомогою спеціальних підхватів із захисним огородженням, що повністю виключає випадання окремих цеглин.

Конструкції риштувань та підмостей повинні мати належну міцність і стійкість. Стійки трубчастих риштувань встановлюють на дерев'яні підкладки завтовшки не менше ніж 50 мм, а самі риштування надійно анкерують у стіну по ходу виконання мурування. Жорсткість та стійкість каркаса риштувань у плані й по висоті забезпечується влаштуванням системи діагональних та горизонтальних зв'язків. Металеві риштування в обов'язковому порядку оснащують елементами блискавкозахисту та контуром заземлення.

Під час зведення стін із внутрішніх підмостей по всьому зовнішньому периметру будівлі обов'язково влаштовують захисні козирки у вигляді суцільного настилу завширшки 1,5 м. Конструкцію цих козирків розраховують на рівномірно розподілене снігове навантаження, а також на зосереджене зусилля величиною 160 кг, прикладене по середині прольоту. Додатково над входами до сходових кліток монтують захисні навіси з розмірами в плані не менше ніж 2х3 м.

Кожен ярус стіни необхідно вимуровувати з таким розрахунком, щоб після влаштування наступного рівня настилу риштувань або укладання плит міжповерхового перекриття, рівень мурування був вищим за робочу зону на 2–3 ряди.

Робочі настили риштувань захищають інвентарними решітчастими щитами, а підмості перилами заввишки не менше ніж 1,0 м. Огороження має складатися з поручнів, проміжного горизонтального елемента та суцільної бортової дошки заввишки не менше ніж 150 мм. Технологічний зазор між стіною та робочим

настилом підлягає регулярному очищенню від будівельного сміття та розчину, а в зимовий період від снігу й наледі з подальшим посипанням піском.

До початку мурування стін кожного наступного поверху на об'єкті мають бути змонтовані сходові майданчики та марші для безпечного сполучення.

Усі прорізи та отвори в стінах, які розташовані на рівні настилу або на висоті до 0,6 м від його поверхні й ведуть назовні будівлі чи до ліфтових шахт, обов'язково закривають надійними інвентарними захисними огороженнями.

Під час виконання земляних робіт використовують багато різних машин і механізмів. Велика кількість техніки на майданчику вимагає суворого дотримання правил безпеки під час її експлуатації та обслуговування.

До початку розробки ґрунту на місцевості обов'язково позначають місця закладання підземних комунікацій. Стінки котлованів та траншей виконують із безпечними укосами.

Для безпечного спуску робітників у котлован передбачають спеціальні драбини завширшки не менше ніж 0,75 м з надійними перилами.

Відстань від осі вантажної залізничної колії нормальної ширини до бровки укосу котловану, який розробляється, має становити щонайменше 4 м.

Під час роботи екскаватори розміщують на рівних і стійких майданчиках, а завантаження ґрунту на автомобілі виконують з боку заднього або лівого борту.

Коли екскаватор працює, категорично заборонено перебувати під його ковшем, а також допускати сторонніх осіб у небезпечну зону, радіус якої становить 10 метрів від діючого механізму.

Під час перерви у роботі стрілу машини обов'язково відводять у бік від вибою, а ківш опускають на землю; очищення ковша дозволяється проводити лише у такому положенні.

При переміщені екскаватора будівельним майданчиком, його стрілу встановлюють чітко за напрямком руху, а порожній ківш піднімають над землею на висоту від 0,5 до 0,7 метра, оскільки рух спецтехніки із завантаженим ковшем суворо заборонений.

Ґрунт, який виймають із котловану, дозволяється складувати на відстані не ближче ніж 0,5 метра від краю укосу, щоб запобігти обваленню стінок виїмки. Окрім того, під час завантаження самоскидів людям категорично забороняється перебувати в просторі між екскаватором та автомобілем.

Допуск персоналу до виконання покрівельних робіт дозволяється лише після попереднього огляду конструкцій та визначення місць і способів надійного закріплення страхувальних поясів.

Під час роботи на покрівлі всі робітники в обов'язковому порядку забезпечуються запобіжними поясами, спеціальним одягом та нековзним спецвзуттям відповідно до чинних типових галузевих норм. Окрім цього, встановлюються жорсткі погодні обмеження: проводити будь-які покрівельні роботи суворо заборонено під час ожеледиці, густого туману, сильного снігопаду чи зливи, а також за швидкості вітру в 6 балів і більше.

Під час виконання робіт із влаштування гідроізоляційного покриття з використанням гарячих мастик обов'язковим є дотримання таких вимог безпеки:

1. Приготування та підігрів бітумної мастики дозволяється виключно на спеціально відведеній території. Цей майданчик має бути віддалений від пожежонебезпечних будівель і складів щонайменше на 50 м, а від бровки траншей чи котлованів — не менше ніж на 15 м.

2. Перенесення гарячої мастики у відкритій тарі категорично заборонено; для цього використовуються лише бачки з кришками, що щільно закриваються. Безпосередньо біля бітумоплавильного котла обов'язково розгортають пост пожежогасіння, який містить вогнегасники, лопати та ящик із сухим піском.

3. Наповнювати конусоподібні бачки гарячою мастикою дозволяється не більше ніж на 3/4 їхнього об'єму. Опустити гарячу мастику в котлован або піднімати її на покрівлю необхідно лише за допомогою механізованих підйомників у спеціальній тарі з фіксацією положення.

4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Особливістю архітектурно-планувальних рішень проектного п'ятиповерхового житлового будинку є відсутність підвальних приміщень, що унеможливує влаштування найпростішого укриття безпосередньо всередині самої споруди. У зв'язку з цим колективний захист мешканців під час оголошення сигналів тривоги або виникнення загроз різного характеру організовується шляхом їх евакуації до найближчої стаціонарної споруди цивільного захисту, яка розташована в межах цього житлового кварталу.

Відповідно до вимог ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту» [12], радіус пішохідної доступності до захисних споруд для середньоповерхової та малоповерхової забудови становить не більше ніж 500 метрів. Проектований об'єкт повністю задовольняє цим нормативним положенням, оскільки діюче міське укриття географічно знаходиться в межах встановленого радіуса, що гарантує мешканцям можливість оперативно та вчасно дістатися безпечного місця.

Для забезпечення чітких та злагоджених дій мешканців у разі активації системи централізованого оповіщення, безпосередньо при вході до під'їзду на першому поверсі будівлі передбачено обов'язкове розміщення інформаційного стенда цивільного захисту. На ньому наочно відображається схема евакуаційних маршрутів, зазначається точна адреса найближчої захисної споруди, а також наводяться базові правила поведінки в умовах надзвичайних ситуацій.

4.3 Висновки за розділом 4

У даному розділі комплексно обґрунтовано організаційно-технічні заходи з охорони праці та цивільного захисту, що забезпечують безпеку на всіх етапах реалізації проекту. Завдяки детальному аналізу технологічних процесів регламентовано параметри безпечного виконання земляних, мурувальних та покрівельних робіт, визначено межі небезпечних зон для важкої техніки, а також

встановлено нормативні вимоги до інженерного забезпечення майданчика тимчасовим протипожежним водопроводом. Паралельно сформовано дієву модель захисту мешканців в умовах надзвичайних ситуацій техногенного, природного чи воєнного характеру, яка базується на використанні захисних споруд цивільного захисту.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У цій роботі розроблено комплексний проект п'ятиповерхового житлового будинку соціального призначення, архітектурно-конструктивні, технологічні та економічні рішення якого повністю відповідають вимогам сучасних будівельних норм України.

В архітектурно-будівельній частині обґрунтовано об'ємно-планувальне та конструктивне рішення будівлі. Вибір матеріалів стінового огороження, міжповерхового перекриття та покрівлі виконано з урахуванням сучасних вимог щодо енергоефективності та теплотехнічних стандартів.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано збір навантажень та проведено статичний розрахунок фундаментів будівлі. А також виконано розрахунок двох видів фундаментів мілкового та глибокого закладання з метою їх подальшого техніко-економічного порівняння й вибору оптимального інженерного рішення.

В економічному розділі проведено детальний техніко-економічний аналіз та порівняння двох варіантів підземної частини: фундаменту мілкового закладання та пальового фундаменту. Кошторисні розрахунки довели, що для умов даного майданчика пальовий фундамент є значно вигіднішим. Попри залучення спецтехніки, він суттєво зменшує обсяги земляних робіт та матеріаломісткість основи.

Розроблений проєкт є інженерно збалансованим, економічно виправданим та соціально орієнтованим, що повністю підтверджує готовність будівлі до практичної реалізації в сучасних містобудівних умовах.

БІБЛІОГРАФІЯ

- 1.ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво в сейсмічних районах України. (На заміну: ДБН В.1.1-12:2006);
- 2.ДБН Б.2.2-12:2019 Планування і забудова територій. (На заміну: ДБН Б.2.2-12:2018);
- 3.ДСТУ EN 14351-1:2020 Вікна та двері. Вимоги. Частина 1. Вікна та зовнішні двері (EN 14351-1:2006 + A2:2016, IDT). (На заміну: ДСТУ Б В.2.6-15:2011);
- 4.ДБН В.1.2-11:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Енергозбереження та енергоефективність. (На заміну: ДБН В.1.2-11-2008);
- 5.ДСТУ Б А.2.2-8:2010 Розділ Енергоефективність у складі проектної документації об'єктів.;
- 6.ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. (На заміну: ДБН В.2.6-31:2016);
- 7.ДБН В.2.6-33:2018 Конструкції зовнішніх стін із фасадною»; теплоізоляцією. Вимоги до проектування;
- 8.ДБН В.2.2-40:2018 Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. Зі зміною № 1 (На заміну: ДБН В.2.2-17:2006);
- 9.Кошторисні норми України. Настанова з визначення вартості будівництва. З урахуванням Змін № 1 – 5 (На заміну: ДСТУ Б Д.1.1-1:2013);
- 10.ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці.Охорона праці і промислова безпека у будівництві. (На заміну: СНиП III-4-80*);
- 11.НПАОП 0.00-1.80-18 Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання. (На заміну: НПАОП 0.00-1.01-07);
- 12.ДБН В.2.2-5:2023 Захисні споруди цивільного захисту. Зі зміною № 1 (На заміну: ДБН В.2.2.5-97);
- 13.ДСТУ И Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. (На заміну: СНиП 2.01.01-82).;
- 14.ДСТУ Б В.2.6-65:2008 Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови. (На заміну: ГОСТ 19804-91);
- 15.ДБН В.2.1-10-2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. (На заміну: ДБН В.2.1-10-2009);
- 16.ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення Зі зміною № 1. (На заміну: ДБН В.3.2-2-2009);
- 17.ДБН І.1.7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. (На заміну: ДБН В.1.1-7-2002);
- 18.ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі змінами № 1 та № 2;
- 19.ДБН В.2.3-5:2018 Вулиці та дороги населених пунктів. Зі зміною № 1 (На заміну: ДБН В.2.3-5-2001);

20.Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / В. П. Ясній, О. П. Конончук, О. М. Мещерякова, І. В. Коваль, А. П. Сорочак. Тернопіль : ТНТУ, 2025. 59 с.