МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО- НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ ім. Ю.М. ПОТЕБНІ
Кафедра Промислове та цивільне будівництво
(повна назва)

Кваліфікаційна робота

рівень вищої освіти Магістр
(рівень вищої освіти)

на тему: Аналіз конструктивних особливостей малоповерхової забудови

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1923 – пцб-д
Савченко Дмитро Олександрович.
(прізвище та ініціали)

спеціальність
192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва напряму підготовки, спеціальності)

освітньо-професійна програма
промислове і цивільне будівництво
(шифр і назва)

Керівник проф., д.т.н. Арутюнян І.А
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Рецензент проф., д.т.н.. Радкевич А.В.
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Запоріжжя – 2024 року

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ ім. Ю.М. ПОТЕБНІ

Кафедра Промислового та цивільного будівництва
Рівень вищої освіти магістерський
Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(код таі назва)
Освітня програма «Промислове і цивільне будівництво»
(код та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри _____
«___» _____ 20___ року

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ СТУДЕНТОВІ

САВЧЕНКО ДМИТРО ОЛЕКСАНДРОВИЧ
(прізвище, ім'я, по батькові)

1 Тема роботи (проекту) Аналіз конструктивних особливостей малоповерхової забудови

керівник роботи Арутюнян І.А., д.т.н., проф.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
затверджені наказом ЗНУ від «30» 09 20 21 року
№ 1486-с

2 Строк подання студентом роботи _____

3 Вихідні дані до роботи нормативно-технічна документація, вихідні дані стосовно будівництва цивільної будівлі

4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) 1. Теоретична парадигма аналізу конструктивних особливостей малоповерхової забудови 2. Порівняльна оцінка конструктивних рішень зовнішніх стін. 3. Дослідження архітектурно-конструктивних рішень будівництва малоповерхової житлової будівлі . 4. Аналіз конструктивних рішень.

5 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) 8 листів

6 Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Розділ 1	Арутюнян І.А.		
Розділ 2	Арутюнян І.А.		
Розділ 3	Арутюнян І.А.		
Розділ 4	Арутюнян І.А.		

7 Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Теоретична парадигма аналізу конструктивних особливостей малоповерхової забудови	з 01.09 по 24.09.2024	
2	Порівняльна оцінка конструктивних рішень зовнішніх стін.	з 25.09 по 01.10.2024	
3	Дослідження архітектурно-конструктивних рішень будівництва малоповерхової житлової будівлі	з 16.10 по 30.10.2024	
4	Аналіз конструктивних рішень	з 01.11 по 30.11.2024	

Студент _____ Д.О. Савченко
(підпис) (ініціали та прізвище)

Керівник роботи (проекту) _____ І.А. Арутюнян
(підпис) (ініціали та прізвище)

Нормоконтроль пройдено

Нормоконтролер _____ Данкевич Н.О.
(підпис) (ініціали та прізвище)

АНОТАЦІЯ

Савченко Д.О. Аналіз конструктивних особливостей малоповерхової забудови.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник І.А. Арутюнян, Інженерний навчально-науковий інститут Запорізького національного університету, 2024.

Сучасні міста стикаються з проблемами перенаселеності та високої вартості житла. Малоповерхова забудова пропонує доступніший варіант для житла, зберігаючи при цьому комфорт та приватність для мешканців. Малоповерхова забудова дозволяє використовувати різні конструктивні рішення, включаючи дерев'яні, каркасні, цегляні та інші типи будівель. Це забезпечує архітектурну різноманітність та адаптацію до місцевих умов, сприяє створенню більш затишних і гармонійних житлових районів, де мешканці мають доступ до зелених зон, дитячих майданчиків та інших об'єктів інфраструктури. Таким чином, дослідження та аналіз конструктивних особливостей малоповерхової забудови є надзвичайно важливим для забезпечення стійкого, комфортного та економічно ефективного житла.

Обґрунтовано застосування конструктивних рішень при будівництві малоповерхових житлових будинків використовуючи сучасні технології будівництва.

Ключові слова: *будівництва, конструктивні рішення, аналіз, проблеми, будівництва малоповерхових будівель*.

ANNOTATION

Savchenko D.O. Analysis of Structural Features of Low-Rise Buildings.

Qualifying final work for the receipt of degree of higher education of master's degree after speciality 192 is Building and civil engineering, scientific leader I.A. Arutiunian, Engineering educational-scientific institute of the Zaporizhzhya national university, 2024.

Modern cities face the problems of overcrowding and high housing costs. Low-rise buildings offer a more affordable option for housing, while maintaining comfort and privacy for residents. Low-rise buildings allow the use of various structural solutions, including wooden, frame, brick and other types of buildings. This ensures architectural diversity and adaptation to local conditions, contributes to the creation of more cozy and harmonious residential areas where residents have access to green areas, playgrounds and other infrastructure. Thus, research and analysis of the design features of low-rise buildings is extremely important for ensuring sustainable, comfortable and cost-effective housing.

The use of constructive solutions in the construction of low-rise residential buildings using modern construction technologies is substantiated.

Keywords: *construction, structural solutions, analysis, problems, construction of low-rise buildings.*

ЗМІСТ

	Вступ……	8
1	ТЕОРЕТИЧНА ПАРАДИГМА АНАЛІЗУ КОНСТРУКТИВНИХ ОСОБЛИВОСТЕЙ МАЛОПОВЕРХОВОЇ ЗАБУДОВИ.....	13
1.1	Історичний розвиток малоповерхової забудови……	13
1.2	Класифікація малоповерхової забудови ……..	16
1.3	Іноземні технології …….	23
2	ПОРІВНЯЛЬНА ОЦІНКА КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ЗОВНІШНІХ СТІН	29
3	ДОСЛІДЖЕННЯ АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ БУДІВНИЦТВА МАЛОПОВЕРХОВОЇ ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ ……...	39
3.1	Дослідження початкових даних для проектування будівництва малоповерхової житлової будівлі …….....	39
3.2	Конструктивні рішення …….	40
3.3	Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.....	41
4	АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ……..…	44
4.1	Розрахунок багатопустотної плити перекриття.....	44
4.2	Визначення розрахункового прольоту панелі ……	45
4.3	Расчет панелі по граничних станах другої групи …….	46
4.4	Характеристики міцності арматури……..	49
4.5	Визначення витрат попередньої напруги при натягненні арматури на упори……	53

4.6 Розрахунок за утворенням тріщин, нормальних до подовжньої осі…….. 55
4.7 Розрахунок прогину панелі…… 56
4.8 Розрахунок фундаменту..... 58
4.5 Розрахунок осідань ……...…….. 73

ВИСНОВКИ……..……... 75

Список використаних джерел…….……... 76

ВСТУП

Актуальність дослідження.

Сучасні міста стикаються з проблемами перенаселеності та високої вартості житла. Малоповерхова забудова пропонує доступніший варіант для житла, зберігаючи при цьому комфорт та приватність для мешканців.

Малоповерхові будинки можуть бути більш енергоефективними, ніж висотні будівлі. Вони легше піддаються модернізації для використання відновлюваних джерел енергії, таких як сонячні панелі або теплові насоси.

Малоповерхова забудова дозволяє використовувати різні конструктивні рішення, включаючи дерев'яні, каркасні, цегляні та інші типи будівель. Це забезпечує архітектурну різноманітність та адаптацію до місцевих умов.

Малоповерхова забудова сприяє створенню більш затишних і гармонійних житлових районів, де мешканці мають доступ до зелених зон, дитячих майданчиків та інших об'єктів інфраструктури.

З точки зору будівництва та експлуатації, малоповерхові будівлі можуть бути економічно вигіднішими завдяки меншій потребі в дорогих інженерних системах та меншій складності будівельних робіт.

Малоповерхова забудова може бути більш стійкою до природних катастроф, таких як землетруси або урагани, особливо якщо використовуються сучасні конструктивні матеріали та технології.

Таким чином, дослідження та аналіз конструктивних особливостей малоповерхової забудови є надзвичайно важливим для забезпечення стійкого, комфортного та економічно ефективного житла.

Вивчення конструктивних рішень є критично важливим етапом у будівельному процесі цивільної інфраструктури. Під час цього вивчення необхідно враховувати безпеку та надійність будівельних конструкцій, ефективність використання матеріалів та ресурсів, а також дотримання екологічних норм та вимог енергоефективності. У цьому науковому тексті

будуть розглянуті ключові аспекти аналізу конструктивних рішень у будівництві цивільної інфраструктури.

Процес аналізу конструктивних рішень є складним і багатоступеневим. Він включає аналіз великого обсягу даних, зокрема геологічних, геодезичних, архітектурних та інженерних. Також необхідно враховувати кліматичні умови, земельні характеристики та вплив на навколишнє середовище.

Ключовим аспектом аналізу конструктивних рішень є забезпечення безпеки та надійності будівельних конструкцій. Всі конструктивні рішення мають бути розроблені з урахуванням потенційних ризиків, пов'язаних із використанням будівельних матеріалів, механічними навантаженнями та іншими факторами. Аналіз безпеки та надійності включає оцінку ризиків, пов'язаних із зсувами ґрунту, пошкодженнями будівельних матеріалів тощо.

Ще один важливий аспект аналізу конструктивних рішень — це ефективне використання матеріалів та ресурсів. При виборі конструктивних рішень необхідно враховувати економічні та екологічні фактори, такі як вартість матеріалів, енергозатрати на їх виробництво і транспортування, а також можливість переробки та повторного використання. Наприклад, застосування альтернативних будівельних матеріалів, таких як бамбук або глина, може суттєво знизити вартість будівництва і сприяти екологічній сталості.

У процесі оцінки конструктивних рішень необхідно також враховувати довгострокові наслідки будівництва на навколишнє середовище та життя людей. Наприклад, будівництво автострад може призвести до забруднення повітря та шуму, що негативно впливає на здоров'я мешканців.

Тому мета дослідження є проведення аналізу конструктивних рішень при будівництві малоповерхових житлових будівель в м. Запоріжжя, враховуючи теоретичні рекомендацій та практичних можливостей в умовах застосування сучасних архітектурно-конструктивно систем.

Об’єкт дослідження. Процеси архітектурно-конструктивних рішень при будівництві малоповерхових житлових будівель в сучасних умовах.

Предмет дослідження. Методи, системи, елементи архітектурно-конструктивних рішень при будівництві малоповерхових житлових будівель в умовах сучасних процесів .

Задачі дослідження. Досягнення поставленої мети зумовило необхідність вирішення наступних завдань:

- ✓ аналіз технічних праць та інших наукових джерел з метою розгляду оцінки конструктивних рішень при малоповерхових житлових будівель в умовах сучасних процесів в м. Запоріжжя;
- ✓ обґрунтування значення конструктивних рішень при будівництві малоповерхових житлових будівель в умовах сучасних процесів;
- ✓ визначення основних аспектів порівняльного аналізу конструктивних рішень при будівництві малоповерхових житлових будівель в м. Запоріжжя;
- ✓ застосування архітектурно-конструктивних рішень на прикладі будівництва малоповерхових житлових будівель.

Методи дослідження. У ході досліджень були узагальнені результати наукових шкіл як вітчизняних, так і зарубіжних, які аналізують архітектурно-конструктивні рішення при зведенні малоповерхових житлових будівель в контексті сучасних процесів..

Наукова новизна. Це дослідження спрямоване на вирішення актуальних проблем, пов'язаних із вдосконаленням архітектурно-конструктивних рішень у будівництві малоповерхових житлових будинків з урахуванням сучасних процесів. У нинішніх умовах, коли цивільна інфраструктура стає дедалі актуальнішою, особливо на тлі політичної та економічної нестабільності, впровадження інноваційних архітектурно-конструктивних рішень за допомогою сучасних будівельних технологій є вкрай важливим.

Це дослідження пропонує нові підходи до проектування та будівництва малоповерхових житлових будинків, з акцентом на стійкість, енергоефективність та адаптивність до змінних умов. Вперше в рамках даної роботи було проведено систематичний аналіз і порівняння традиційних та

сучасних архітектурно-конструктивних методів, що дозволяє виявити найбільш ефективні практики для зменшення будівельних витрат і покращення екологічних показників.

Крім того, дослідження вводить інноваційні технології, такі як використання альтернативних будівельних матеріалів (наприклад, перероблених або місцевих ресурсів), впровадження розумних систем управління будівлею для оптимізації енергоспоживання, та застосування передових методів моделювання (наприклад, BIM) для підвищення точності проектування і будівництва.

Також новизна дослідження полягає у розробці інтегрованих підходів до оцінки ризиків і надійності будівельних конструкцій в умовах природних катастроф.

У підсумку, дослідження не тільки пропонує нові методології для вдосконалення процесу будівництва малоповерхових житлових будинків, але й формує основи для подальших наукових досліджень у цій галузі, сприяючи розвитку більш стійкої, ефективної та екологічно безпечної цивільної інфраструктури.

Практичне значення. Механізм розробки та впровадження архітектурно-конструктивних рішень у будівництві малоповерхових житлових будинків в умовах сучасних викликів є надзвичайно важливим для забезпечення ефективності та стійкості будівельного процесу. Цей механізм включає в себе оцінку ризиків, пов'язаних із сучасними будівельними технологіями, аналіз екологічних та економічних аспектів, а також застосування інноваційних матеріалів та методів будівництва. Використання передових архітектурних підходів і конструктивних рішень сприяє створенню комфортного та безпечного житлового середовища, що відповідає сучасним стандартам та вимогам.

В умовах змін клімату та зростання урбанізації, розробка ефективних архітектурно-конструктивних рішень стає критично важливою для забезпечення енергозбереження, зменшення впливу на навколишнє середовище

та оптимізації використання ресурсів. Інтеграція сучасних технологій, таких як BIM (Building Information Modeling), дозволяє підвищити точність і злагодженість будівельних процесів, мінімізувати помилки та витрати, а також забезпечити довготривалу експлуатаційну надійність малоповерхових житлових будинків.

Особистий внесок. Основні ідеї і результати досліджень, що характеризують наукову новизну і практичне значення, отримані автором особисто.

Апробація. Тематика даного дослідження була розроблена на кафедрі промислового та цивільного будівництва ІННІ ЗНУ.

Дана робота брала участь в науково-технічній конференції студентів, магістрантів, аспірантів і викладачів Запорізького національного університету.

1. ТЕОРЕТИЧНА ПАРАДИГМА АНАЛІЗУ КОНСТРУКТИВНИХ ОСОБЛИВОСТЕЙ МАЛОПОВЕРХОВОЇ ЗАБУДОВИ

1.1 Історичний розвиток малоповерхової забудови

Перші дерев'яні будинки з’явилися ще в Стародавній Греції, Палестині і Туреччині. Одним з міст побудованим повністю з дерева був Іерехон. Згадка про це місто є в Старому завіті. На сході перші дерев'яні будинки з'явилися в Китаї, але так як Китай країна густонаселена запаси лісу швидко скінчилися. А от у Японії китайські традиції дуже швидко підхопили і вдосконалили їх. Японці міцно упирали дерев’яну колону в кам'яну породу (фундамент), і рівень першого поверху піднімали високо над землею. Це робилося для запобігання руйнування будинку від землетрусу.

У польському місті Біскупін було виявлено ціле селище будинків з колод (рис. 3.1). У цьому селищі, яке було побудоване приблизно в період 550-400 років до н.е., горизонтальні кутові з'єднання стін були виконані методом врубки замком. Щілини між укладеними одна на одну колодами були заповнені мохом, соломою, глиною або вовною. Камінь, як будівельний матеріал, почали використовувати близько 3000 років до н. е. мешканці Європи, Єгипту, Південної Америки, Близького Сходу і Китаю. Спочатку використовували необроблений, а потім, з винайденням металевих знарядь праці, з каменю почали висікати великі прямокутні блоки, які клали один на другий. З каменю будували будинки, храми, гробниці для померлих. Багато з тих кам’яних будівель збереглися до тепер. У Скара-Брей на Оркнейських островах, неподалік узбережжя Шотландії виявлено поселення з кам’яних будинків, в середині яких були кам’яні ніші для начиння, столи та нари (рис. 1.1). Будинки мали систему центрального опалення, туалети з системою каналізації, водні резервуари. Цікавим є той факт, що всі речі, меблі, дверні отвори, були

виготовлені для людей не більше одного метру на зріст. Поселення було поховано під шаром піску 4500 років тому під час урагану [12].

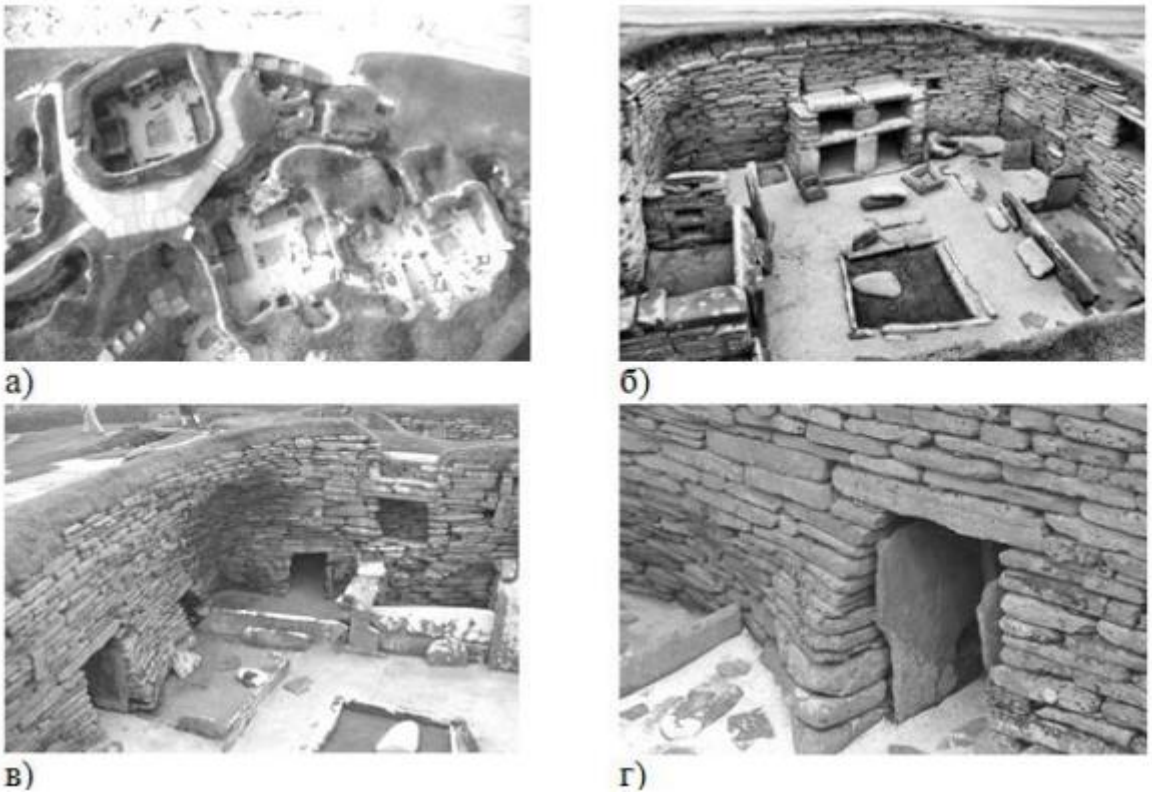


Рисунок 1.1 – м. Скара-Брей на Оркнейських островах: а) – загальний вид міста; б) – столи та ліжка з каменю; в) – вид житла; г) – кладка з каменю

За 300 років до н.е. при містобудуванні розміщення вулиць уже виконували за сітками. Римляни перейняли багато ідей у греків, але багато нових технологій і конструкцій розробили самі. Бетон вони навчилися робити приблизно 200 років до н. е. Спочатку його використовували для спорудження фундаментів, та невдовзі почали використовувати для зведення стін і величезних куполоподібних дахів. Ними було розроблено арки для зведення будівель, мостів і акведуків. За 200 років до н. е. у всіх римських містах було споруджено інсули – чотирьох- та п’ятиповерхові будівлі – помешкання. Бруковані, забезпечені дренажною системою, насипні дороги були прокладені в Римській імперії, Персії, Індії, Китаї та Мексиці. Вода в місто подавалася каналами або насипними акведуками (лат. aquaeductus – водогін). Перший акведук Aqua Appia (рис. 1.2, а) збудував Аппій Клавдій в 312 р. до н.е. Його

довжина складала 16,5 км, більша частина проходила під землею. В 272 р. до н. е. в Римі заклали другий акведук Anio Vetus (рис. 3.3, б), його будівництво тривало 2 роки. Третій водопровід в Римі – Aqua Marcia – побудували в 144 р. до н.е. Це була унікальна для того часу гідротехнічна споруда. Акведук піднімався на 60 метрів над рівнем Тибру. Загальна протяжність водопроводу склала 91,3 км, наземна частина – 11,8 км, він за добу подавав 200 тис. м куб

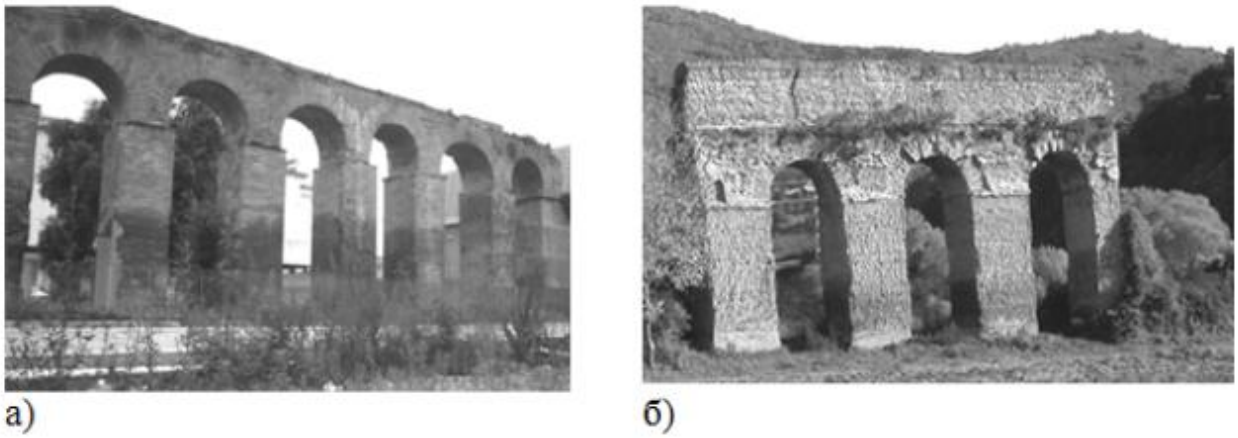


Рисунок 1.2 – Акведуки в Древньому Римі: а) – акведук Aqua Appia; б) – акведук Anio Vetus

У 500 р. до н. е. – 500 р. після н. е. в країнах із теплим кліматом будувалися тінисті, прохолодні будинки з арками, добрим освітленням і вентиляцією. В період 501-1100 р. після н. е. відбулося широке будівництво грандіозних будівель у містах багатьох країн світу. В цей час у всій Західній Європі почали інтенсивно споруджувати замки, а згодом фортечними мурами обносили не лише замки, а й поселення, а іноді і ціле місто. Перші згадки про цеглу як про будівельний матеріал належать до V - IV тисячоліття до н. е. в архітектурі Стародавнього Єгипту. При розкопках в Джемдет-Насрі (археологічний пам’ятник в Іраку) виявлені сліди будівлі кінця IV - початку III тисячоліття до н. е. з тонких плоских цегли (так звані «рімхени»). На початку III тисячоліття до н. е. зроблена вручну односторонньо опукла цегла замінилася цеглою, що виготовлялася в дерев'яних формах, спочатку продовгуватими (20 х

30 х 10 см – старовавилонська цегла). В'яжучим матеріалом при будівництві служила глина, іноді з домішками золи і бітуму. Вапняний розчин починає застосовуватися тільки з середини I тисячоліття до н. е. Наступним кроком в історії виробництва цегли була поява плінфи. Грецьке слово «plinthos» власне і означає «цеглина». Термін «кераміка» означає вироби з обпаленої глини. По-грецьки «керамос» – глина. В Римській цивілізації цегла мала розміри 45х30х10 см, з якої вперше стали будувати арки, склепіння та інші складні конструкції. На Стародавньому Сході цеглини мали форму глиняних пляшок і нагадували батони білого хліба.

1.2 Класифікація малоповерхової забудови

Згідно з «Державним класифікатором будівель і споруд» ДК 018-2000 чинним від 01.01.2001 р. [10] об’єктами класифікації є споруди, будівлі, будинки та інженерні споруди (рис. 1.3).

Споруди – це будівельні системи, пов’язані з землею, які створені з будівельних матеріалів, напівфабрикатів, устаткування та обладнання в результаті виконання різних будівельно-монтажних робіт. Будівлі – це споруди, що складаються з несучих та огороджувальних або сполучених (несуче-огороджувальних) конструкцій, які утворюють наземні або підземні приміщення, призначені для проживання або перебування людей, розміщення устаткування, тварин, рослин, а також предметів.



Рисунок 1.3 – Класифікація будівель згідно з ДК 018-2000

До будівель відносяться: житлові будинки, гуртожитки, готелі, ресторани, торговельні будівлі, промислові будівлі, вокзали, будівлі для публічних виступів, для медичних закладів та закладів освіти та т. ін. Будівлі, призначені для проживання людей, називають житловими будинками, а для інших потреб людей – нежитловими будівлями. Інженерні споруди – це об’ємні, площинні або лінійні наземні, надземні або підземні будівельні системи, що складаються з несучих та в окремих випадках огороджувальних конструкцій і призначені для виконання виробничих процесів різних видів, розміщення устаткування, матеріалів та виробів, для тимчасового перебування і пересування людей, транспортних засобів, вантажів, переміщення рідких та газоподібних продуктів та т. ін. За умовною висотою житлові будинки класифікують як: Малоповерхові

– висотою Н ≤ до 9 м (як правило до 3-х поверхів включно); Середньої поверховості – висотою 9 м < Н ≤ 15,0 м (4…5 поверхів); Багатоповерхові – висотою 9 м < Н ≤ 26,5 м (як правило до 9-ти поверхів включно); Підвищеної поверховості – висотою 26,5 м < Н ≤ 47 м (як правило до 16 поверхів включно); Висотні – висотою Н > 47 м (як правило понад 16-ть поверхів). Наприклад, житлова забудова Чернігова представлена такими малоповерховими та багатоповерховими будинками: Індивідуальні малоповерхові будинки – житлові будинки висотою до 9 м. Переважно одно- двоповерхові житлові дерев'яні будинки, які починаючи з повоєнних років зазнають ремонтно-реставраційних робіт, обкладаються червоною, або силікатною цеглою, дуже часто з надбудовою другого поверху та прибудовами з цегли чи блоків.

З 2000 років такі будинки масово почали обшиватися пластиком з улаштуванням склопластикових вікон, нерідко зі збільшенням віконних прорізів. Дореволюційні – двоповерхові особняки, 5…6-ти поверхові житлові будинки кінця 19-го початку 20-го сторіччя, які мають привабливу архітектуру, високі поверхи, великі вікна, великі площі приміщень, товсті цегляні стіни. Недоліками таких будинків є зношені конструкції та застарілі комунікації. «Сталінки» - 5-ти поверхові житлові будинки кінця 40-х і 50-х років 20 сторіччя, збудовані з цегли.

Недоліком їх є наявність одного санвузла незалежно від кількості спалень. «Хрущовки» - 5-ти поверхові цегляні, великоблокові або панельні житлові будинки 60-х років. Недоліки цих будівель – погані об’ємнопланувальні рішення, прохідні кімнати, малі розміри кухонь і санітарних вузлів, мала висота приміщень, старі та зношені інженерні комунікації, будинки не мають стилю та індивідуальності. Панельні – це 9-ти поверхові панельні житлові будинки 80-х років, які будувались за типовими проектами (464 серія). Адресні – це будинки що будувались за проектно-виробничою системою в 85…90 роках – серія ЧН-94 (рис. 1.4). Перевагою було застосування утеплювача завтовшки 190 мм



Рисунок 1.4 – Будинки в Україні: а) – дореволюційний по проспекту Миру; б) – сталінка; в) – хрущовка; г) – будинок серії ЧН-94

Каркасно-монолітні – це будинки зведені за останні 15 років за сучасними технологіями та індивідуальними проектами з використанням нових будівельних матеріалів. Вони мають привабливий зовнішній вигляд, гарні об’ємно-планувальні рішення.



Рисунок 1.5 – Класифікація малоповерхових будинків



Рисунок 1.6 – Класифікація малоповерхових будинків за конструктивною схемою

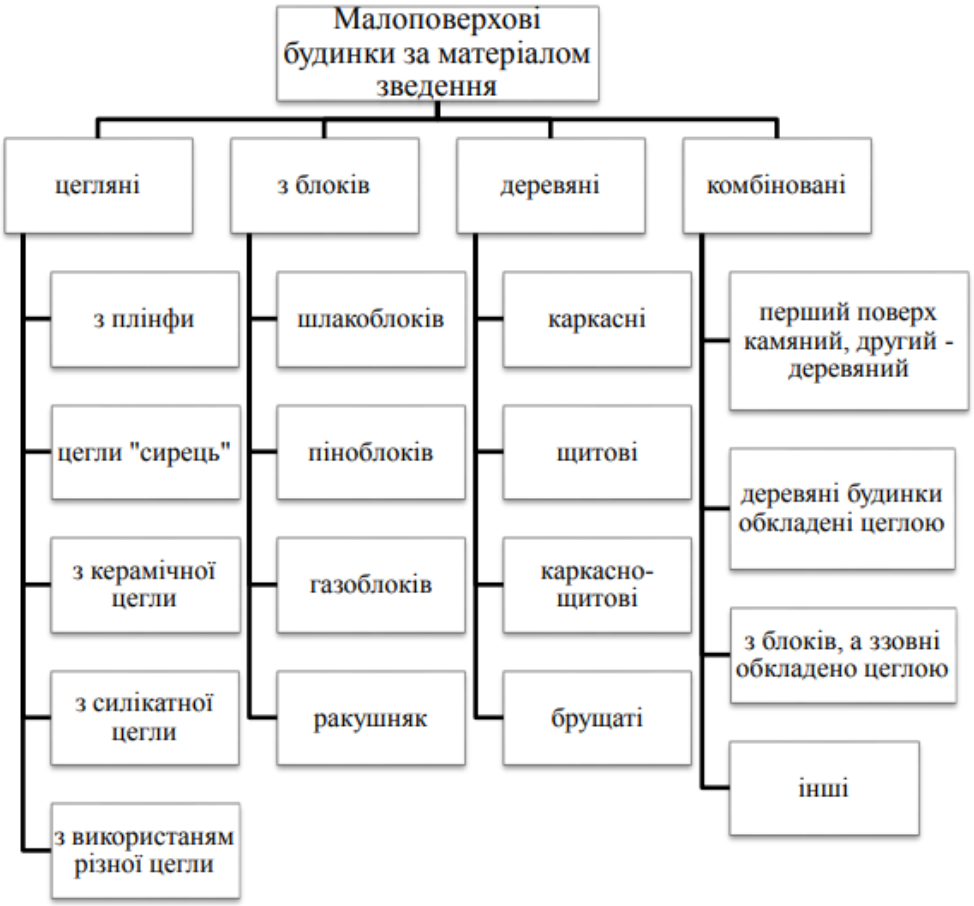


Рисунок 1.7 – Класифікація малоповерхових будинків за матеріалом зведення

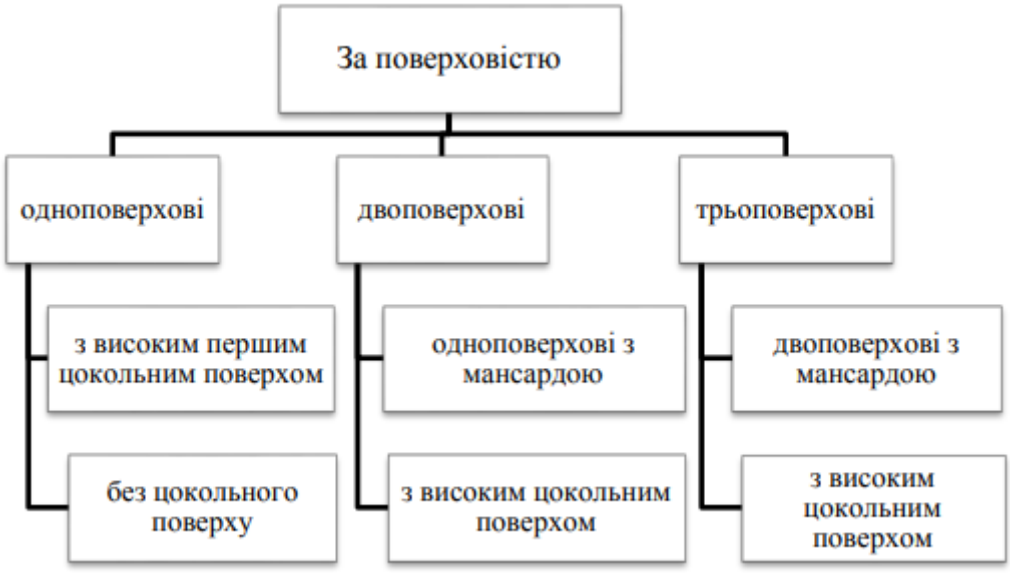


Рисунок 1.8 – Класифікація малоповерхових будинків за поверховістю



Рисунок 1.9 – Класифікація малоповерхових будинків за стіновими конструкціями

Сучасні будинки мають більш різноманітні характеристики, це стосується і фундаментів, якщо раніш під час будівництва малоповерхових будинків при влаштуванні фундаментів перевагу надавали цеглі, використовуючи як биту цеглу на вапняному розчині так і виконуючі цегляну кладку на всю глибину закладання фундаменту, то зараз в більшості малоповерхових будинків матеріалом фундаментів слугує монолітній бетон чи залізобетон, а в сучасних

котеджах збірний залізобетон, цей вибір можна пояснити високою якістю бетону який зараз виготовляють та зниженням якості цегляних виробів [11].

1.3 Аналіз іноземного досвіду малоповерхової забудови

Світова практика пройшла довгий шлях з організації і удосконалення технологій малоповерхового будівництва. Перш за все необхідно відмітити, що в таких країнах, як США, Канада, Німеччина і Фінляндія, житлове будівництво спрямоване на малоповерхове житло, а об'єми і структура попиту і пропозиції, темпи введення і енергоефективність такого будівництва набагато перевищують досягнутий рівень ефективності в нашій країні. В середньому близько 80% житлового фонду в цих країнах є малоповерховим житлом

Так, для прикладу, в США в 2007 р. було зведено більш ніж 320 млн. кв. м житла, з них 300 млн. – це індивідуальні будинки котеджного типу. Середня площа будинку на одну родину в США складає 148 кв. м. 83% всіх будинків в США – це індивідуальні будинки на одну родину, 95% всього домобудування в США є дерев'яним або на дерев'яній основі.

Одним з найбільш цінних досягнень американських архітекторів є система «суперблоків» - великих довгих кварталів, які не мають наскрізних транспортних потоків, а центр утворено, як зелену зону (рис. 1.10). В певних кварталах заборонене зведення навіть двоповерхових будинків, оскільки таке будівництво знижує рівень району і знецінює нерухомість.

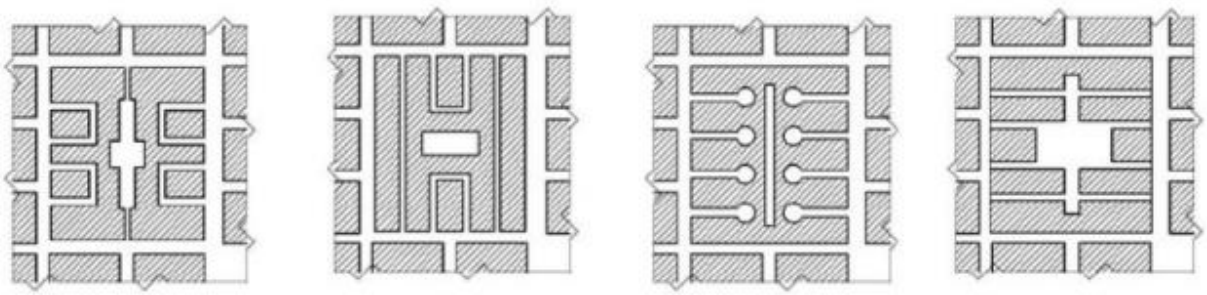


Рисунок 1.10 – Типова схема планування «суперблоків» кварталів малоповерхової забудови США

Швидкий розвиток малоповерхового будівництва в світі почався після Другої світової війни. Цьому сприяло створення в країнах розгалуженої дорожньої мережі. Допоміжним стимулом стала перенаселеність міст і розвиток громадського транспорту. Не мало важливим фактом стало прийняття законів про містобудівне зонування, що спричинило масову забудову приміських територій. В кожному передмісті існували чіткі нормативи по розміру ділянок. Наприклад, в Чикаго приватні ділянки зазвичай мають коридорний вид з розмірами 4 м завширшки і 38 м довжиною для зблокованої забудови, а стандартні розміри земельних ділянок в передмісті мають розміри 26 м завширшки і 35 м довжини.

В країнах Європи розвиток малоповерхового будівництва почав розвиватися ще з XIX ст. Передмістя великих міст Європи оточені переважно історичною малоповерховою забудовою, переважно такі території – це бідні райони з хаотичною забудовою. Їх архітектурний вид і планувальна структура вже давно сформована. Так, приміські території Парижу почали швидко розвиватися в кінці XIX – початку XX ст. хаотично, без будь-якого плану. В 1934 р. був створений перший Генеральний план (план Проста). Він ввійшов в основу створеного в 1958 р. Генерального плану розвитку району Парижу. Даний план започаткував децентралізацію Парижу, було видано закон, що забороняв будівництво крупних промислових підприємств та регламентував підвищення податків на земельні ділянки в межах міста, створені фінансово-

економічні заходи, що сприяли переведенню промислових об’єктів з міста в провінції. В 1965 р. прийнято рішення про будівництво п’яти нових міст (СержиПонтуаз, Мант-ла-Валле, Сен-Кантен-ан-Ивелин, Еври, Мален-Синар) на відстані 25 км від центру. Міста забудовували малоповерховими індивідуальними будинками в зелених масивах з унікальними архітектурними образами. Стрімкий розвиток Лондону почався з будівництва залізничних доріг в 1830-х роках, що призвело до стрімкого переміщення населення з міст в приміські зони. З початком XX ст. навколо Лондону утворилося приміська зона, яку назвали «зовнішній пояс». Після Другої світової війни навколо «зовнішнього поясу» старих приміських територій утворювалась нова приміська зона з новими містами, задача яких була в тому, щоб розвантажити Лондон, населення і приміська територія, якого розвивалась стихійно, та створити перепланування міста і прилеглих приміських зон з метою відновлення від наслідків війни. Навколо Лондона було збудовано 20 таких міст. Нову зону назвали «метрополітенівський пояс», який займає територію 5400 кв. км.

Малоповерхова забудова була поширеним варіантом вирішення житлової проблеми в післявоєнному СРСР. У багатьох містах і селищах зводилися цілі квартали малоповерхових сталінських будинків за типовими проектами. Найбільш поширеними були двоповерхові багатоквартирні будинки на 8-18 квартир, також будувалися триповерхові будинки і індивідуальні або спарені котеджі. Будинки мали полегшену конструкцію, не вимагали застосування будівельної техніки та могли зводитися силами німецьких військовополонених і ув'язнених. Будівництво сталінських малоповерхових будинків було припинено в другій половині 1950-х, коли на заміну їм прийшли масові п'ятиповерхові хрущовки.

Сьогодні за межами великих міст України спостерігається скупчення котеджних і дачних селищ – замість окремих будинків зводяться житлові комплекси, територія передмість розширюється, формуються селища з високо щільною малоповерховою забудовою. Малоповерхова житлова забудова

збільшується в об’ємах, але здебільшого носить хаотичний характер. Такі будинки мають відірваність від оточуючого середовища, кожен власник намагається збудувати будинок на свій смак, не враховуючи оточуючу забудову, що спотворює зовнішній вид передмість. А цивілізовані котеджні містечка є одиничними випадками, але навіть такі містечка мають свої недоліки – будинки не відрізняються один від одного, вони схожі між собою мов близнюки.

Світовий досвід показує, що тенденція до уніфікації елементів житла є стійкою в передових країнах світу. В Європі і США сьогодні застосовується підхід до проектуванню і будівництву малоповерхового будівництва, який називають ММС – Modern Methods of Construction (варіант в США – factory build housing, prefab housing), оснований на конструюванні і модульному збиранні основних елементів майбутніх будинків. Лідером збірно-модульного домобудування є шведські житловобудівельні компанії (на сьогодні в Швеції близько 90% будинків будують за prefab-технологіями). Масове будівництво малоповерхових житлових будинків за збірними технологіями ведуть також в Канаді і Японії. В Канаді близько 75% житлового фонду збудовано за деревино-каркасною технологією. Канадська технологія зведення збірних будинків займає лідируюче місце в сфері індивідуального домобудування. Найбільшого розповсюдження отримали наступні технології зведення малоповерхових будинків:

- Модульні; - Панельні (крупні елементи);
- Каркасно-панельні;
- Клеєний брус;
- Циліндричний брус.

Таблиця 1.1 - Переважаючі технології в країнах Європи і Америки

Фінляндія	Німеччина	США	Канада
Модульні, панельні, каркасно-панельні, циліндричний брус	Модульні, панельні, каркасно-панельні, клеєний брус	Модульні, каркасно-панельні	Каркасно-панельні

Дерев'яне домобудівництво в Північній Америці і Європі переважають в країнах з великими лісними масивами (рис. 1.11). Світовий досвід підтверджує пріоритетність розвитку дерев'яного домобудування в малоповерховому будівництві. Європейський Союз згідно програми «Дерев'яна Європа» планує довести долю дерев'яного домобудування до 80% нового малоповерхового житла. В Німеччині успішно реалізується програма «Хартія дерева», згідно з якою протягом 10 найближчих років використання деревини повинно бути збільшено на 20%. Швейцарія за 5 років планує збільшити застосування деревини в будівництві на 50%. Франція за 10 років збирається збільшити використання деревини в будівництві на четвертину. Швеція пішла радикальним шляхом – ввела заборону на будівництво більше 5 поверхів. Фінляндія у відповідності з національною програмою вже збільшила за останні 10 років об'єм будівництва дерев'яних будинків з 30% до 70%. Голландія планує довести долю дерев'яних деталей в будівництві до 20%.

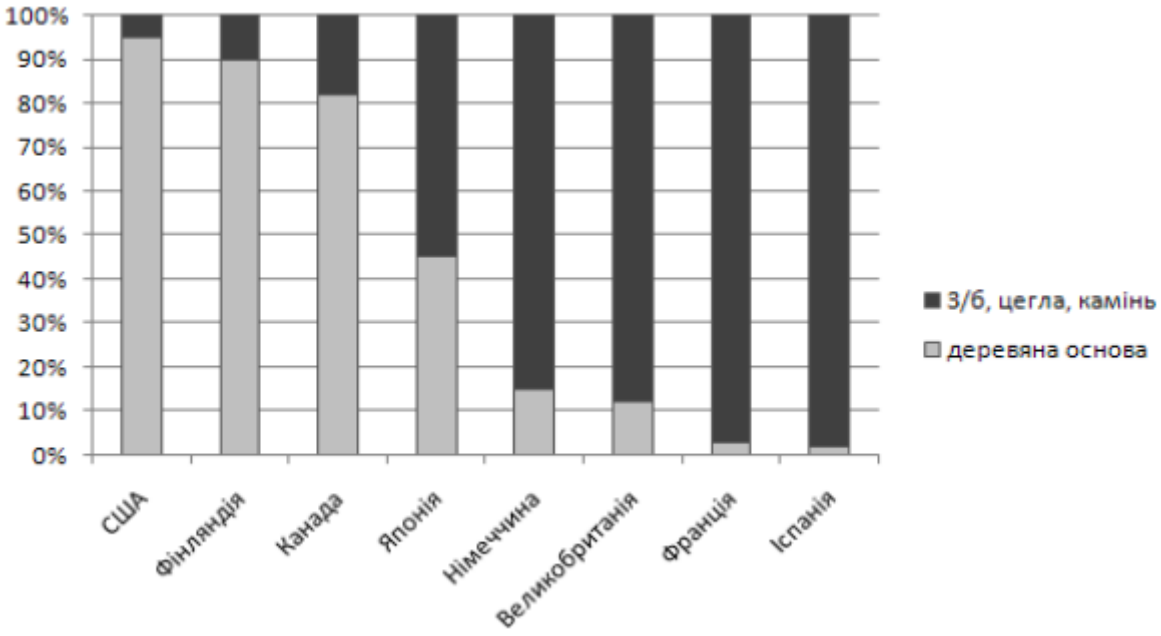


Рисунок 1.11 – Співвідношення типів домобудування дерев’яного (дерев’яна основа) і кам’яного (з/б, блоки, цегла, камінь і ін.) в розвинутих країнах (%)

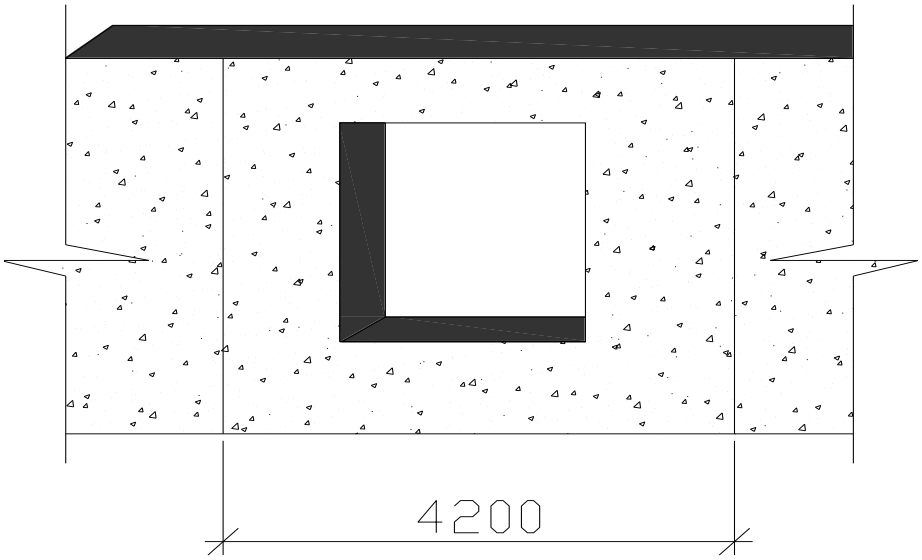
2 ПОРІВНЯЛЬНА ОЦІНКА КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ЗОВНІШНІХ СТІН

Несучі стіни конструкції можуть бути виконані з:

1 варіант - монолітні стіни з легкого бетону

δ = 300 мм - зовнішні

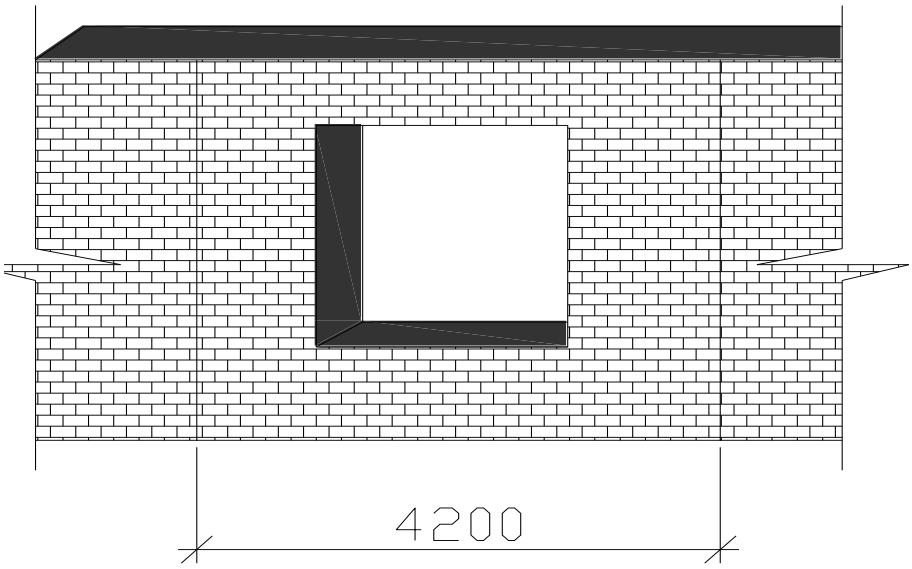
δ = 300 мм - внутрішні



2 варіант - стіни з силікатної цеглини

δ = 510 мм - зовнішні

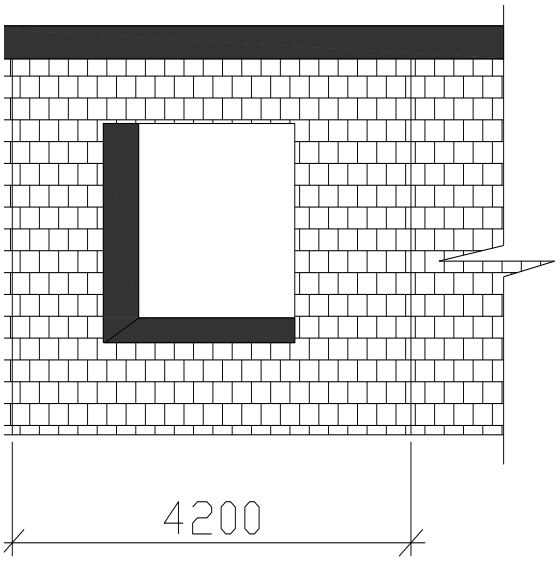
δ = 380 мм - внутрішні



3 варіант - стіна з саману

δ = 510 мм - зовнішні

δ = 380 мм - внутрішні



Визначення об'єму робіт, витрати основних будівельних матеріалів, трудомісткості і кошторисної собівартості

1.Визначаємо кошторисну вартість еталонного варіанту за допомогою програми «Тендер Контракт».

2.Визначаємо основні техніко-економічні показники по порівнюваних варіантах .

Порівняння ведемо в табличній формі.

Таблиця 2.1 - Дані про собівартість і трудомісткість

Варіант	Конструктивні елементи	Елементу ,2	Витрата розчину, м^3		Витрата цеглини, м^3		Витрата бетону, м^3		Арматура т		Опалубка, м^2		Трудомісткість чол-люд.	Кошторисна вартість
			на од.	всього	на од.	всього	на од.	всього	на од.	всього	на од.	всього	всього	Всього
I	Стіни несучі з монолітного з/б Стіни зовнішні **Стіни внутр..**	1512,95 787,42	0,87 0,87	1316,27 685,06			1,52 1,52	5978,16 1663,5	0,102 0,155	104,17 169,63	1,32 1,76	5191,56 1926,14 2285,01	30914	1074314

	Разом			2001,33				7845,78		618,99		9402,71		
II	Стіни з силікатного цегли δ = 510 мм Стіни внутрішні δ = 380 мм	2372,02 997,4	,22 0,22	521,84 219,43	0,4 0,4	1028,81 398,96							31288	977987
	Разом			732,3		1427,77								

III	Стіни з порожньої цеглини зовнішні δ = 510 мм внутрішні δ = 380 мм	2372,02 997,4	0,11 0,51 0,14 0,37	282,92 1311,73 139,64 369,038	0,21 0,39	537,55 390,98							32838	1775.325
	Разом			2103,33		928,5								

Вартість 1 м^3 стінного обгороджування :

$К_c^{v}$= С / Q

$К_c^{v1}$= С1 / Q1 =1074314/2300= 468,397 грн./ м^3

$К_c^{v2}$= С2 / Q2 =977987/3370= 290,204 грн./ м^3

$К_c^{v3}$= С3 / Q3 = 1775325/3370=526,803 грн./ м^3

Кошторисна собівартість варіантів конструктивних рішень з урахуванням місця будівництва (м. Запоріжжя) $К_1$ = 1,05 $К_2$ = 0,97

I вариант $С_1$ = 1074314*0,97*1,05 = 1097244,309 грн.

II вариант $С_2$ = 977987 *0,97*1,05 = 996079,76 грн

III вариант $С_3$ = 1775325*0,97*1,05 = 1808168,513 грн.

Таблиця 2.2 - Витрата матеріалу на 1 м^2 площі будівлі

Вид матеріалу	Од. вимір.	Варіанти		
		I	II	III
Розчин	м^3/м^2	2,36	0,962	2,764
Цеглина	т шт/м^2		1,876	1,22
Бетон	м^3 / м^2	10,31		
Арматура	т / м^2	0,813		

1. Визначаємо тривалість будівництва по формулі

$$t = \frac{Q}{N * n} \qquad (2.1)$$

де Q - трудомісткість, тис.чол.-ден.; N - кількість людей, що беруть участь в зведенні коробки будівлі; n - кількість змін роботи;

t_1 = 3770/ (24*2) = 79 дн.

t_2 = 3815,67/ (24*2) = 80дн.

t_3 = 4004,634/ (24*2) = 84 дн.

2. Визначаємо величину основних виробничих фондів і обігових коштів.

Для усіх варіантів приймаємо гусеничний кран ДЕК-50. Вартість крану - 482000 грн.

Вартість основних фондів, що беруть участь в процесі будівельно-монтажних робіт, визначаємо по формулі:

$$Ф = К* t / Т \quad (2.2)$$

де К - вартість крану; t - тривалість зведення зовнішніх стін; Т - термін служби крану;

$Ф_1$ = К* t_1 / Т = 482000*79/ (260*10) = 14645,4 грн.

$Ф_2$ = К* t_2 / Т = 482000*80 / (260*10) = 14830,8 грн.

$Ф_3$ = К* t_3 / Т = 482000*84 / (260*10) = 15572,3 грн.

Середньорічний розмір обігових коштів визначуваний по формулі:

$$Ф_{об} = С / 3* t \quad (2.3)$$

$Ф_{об\,1}$ = C_1 / (3* t_1)= 1074314/ (3*79) = 4545,629 грн.

$Ф_{об\,2}$ = C_2 / (3* t_2)= 977987/ (3*80) = 4074,945 грн.

$Ф_{об\,3}$ = C_3 / (3* t_3)= 1775325/ (3*84) = 7044,94 грн.

3.Визначуваний коефіцієнт обліку зміни терміну служби нового плану будівлі в порівнянні з базовим:

$$\varphi = \frac{P_1 + E_н}{P_2 + E_н} \quad (2.4)$$

термін служби для усіх варіантів об'ємно-планувальних рішень буде однаковий, рівний 40 років

$P_1 + E_н = 0,1602;\quad 1 / (P_2 + E_н) = 6,4062$

$\varphi = 0,1561 / 6,4062 = 0,024$

4.Визначаємо експлуатаційні витрати. Для збірних конструкцій відрахування на їх зміст і ремонт приймаємо рівними 0.7 % від кошторисної вартості будівлі :

$С_{Э1} = 1077314 \times 0.7 / 100 = 7541,198$ грн.;

$С_{Э3} = 977987 \times 0.7 / 100 = 6845,909$ грн.;

$С_{Э4} = 1775325 \times 0.7 / 100 = 12427,275$ грн.

5. Визначаємо приведені витрати по варіантах по формулах

$$П = (С + E_н \sum Ф)* \varphi + \sum \frac{C_э * P}{100} \qquad (2.5)$$

$П_1 = (1074314+0,15 *(14645,4 + 4545,629))*0,024 + 7541,198 = 33418,371$грн.

$П_2 = (977987+0,15* (14830,8 + 4074,945))*0,024 + 6845,909 = 30337,606$грн.

$П_3 = (1775325+0,15 *(15572,3 + 7044,94))*0,024 + 12427,275 = 55066,043$ грн.

6.Економічний ефект

$E = П_{max} - П_{min} = 55066,043-30337,606=24,728$ тис.грн.

Таблиця 2.3 - Основні техніко-економічні показники

№	Найменування показників	Од. вим.	Варіанти		
			I	II	III
1	Кошторисна вартість зведення стін	грн.	1077314	977987	1775325

2	Трудомісткість зведення будівлі	чол.-дн	30914 3770	31288 3815	32838 4005
3	Тривалість зведення коробки	дн	79	80	84
4	Витрата матеріалу на 1 $м^2$ площі будівлі - розчину - цеглини - бетону - арматури	 $м^3/м^2$ $т.шт/м^2$ $м^3/м^2$ $т/м^2$	 2,36 10,31 0,813	 0,962 1,876	 2,764 1,22
5	Річні приведені витрати	тис.грн	33,419	30,338	55,066
6	Річний економічний ефект	тис.грн		24,728	

Приймаємо для розробки дипломного проекту II варіант як найекономічніше доцільний.

3. ДОСЛІДЖЕННЯ АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ БУДІВНИЦТВА МАЛОПОВЕРХОВОЇ ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ

3.1 Дослідження початкових даних для проектування будівництва малоповерхової житлової будівлі

Межею мікрорайонів є вулиці, тому при проектуванні житлового будинку передбачаються широкі вулиці, тротуари, що забезпечують вільний прохід людей, а також на випадок пожежі проїзд пожежних машин. Для зменшення проїзду автомобілів усередині кварталу, а отже, і зменшення загазованості атмосфери з боку проспекту передбачені зони зелених насаджень.

У проектованому будинку кожна квартира складається з наступних приміщень:

- житлові кімнати
- кухня
- коридори
- ванна
- санвузол
- лоджії
- мансарди.

Усі житлові кімнати освітлені природним світлом відповідно до вимог ДБН, кімнати в квартирах мають окремі входи, висота приміщення - 3,2 м, у зв'язку з цим їм властива додаткова змушена система вентиляції. Кухня обладнана витяжною природньою вентиляцією. Підлога у ванних кімнатах і санвузлах покриті керамічною плиткою. У житлових кімнатах - паркет.

Сходова клітина запланована зовнішня повсякденній експлуатації, із збірних залізобетонних елементів. Сходова клітина - незадимлювана, двохмаршева.

По внутрішньому периметру будівлі розташований майданчик для замкнутого переміщення мешканців між квартирами. Майданчик виконаний з плит балконого типу, що спираються на несучі стіни. Планування будівлі передбачає внутрішній дворик для відпочинку.

3.2 Конструктивне рішення

Фундаменти. Під житловий будинок запроектований стрічковий фундамент із збірних з/б блоків .

Захисні конструкції.

Будівля - безкаркасна, із зовнішніми несучими стінами, товщиною 510 мм і внутрішніми несучими стінами, товщиною 380 мм.

Перекриття і покриття. Перекриття і покриття – збірні залізобетонні плити товщиною 220 мм, з монолітними вставками.

Перегородки застосовуються цегляні, з полегшеної цеглини, товщиною 100 мм, 380мм, між кімнатами і між квартирами -380мм.

Покрівля. Плоска покрівля запроектована із захисного шару, руберойду на бітумній мастиці, утеплювача, пароізоляції, плит перекриття . Ухил плоскої покрівлі - 3%.

Вікна будови значною мірою визначають міру комфорту в будівлі і його архітектурно-художнє рішення. Вікна-1800х2030 мм. Верх вікон максимально наближений до стелі, що забезпечує кращу освітленість в глибині кімнати. Дерев'яні конструкції вікон чутливі до зміни вологості повітря, у зв'язку з чим їх необхідно періодично забарвлювати для захисту від пересихання. Передбачена установка внутрішніх жалюзів на вікна.

Розміри дверей застосовані як однопільні, так і двопільні, розміром: 2,1 м висотою 1,22 ; 0.9; 0,7 м шириною. Для забезпечення швидкої евакуації усі двері відкриваються назовні по напряму руху на вулицю виходячи з умов

евакуації людей з будівлі при пожежі. Дверні коробки закріплені в отворах до дерев'яних пробок, антисептиком, що просочується, закладається в кладку під час кладки стін. Для зовнішніх дерев'яних дверей коробки влаштовують з порогами, а для внутрішніх дверей - без порогів. Дверні полотна навішують на петлях (навісах), що дозволяють знімати відкриті навстіж дверні полотна з петель для ремонту або заміни полотна дверям. Двері обладнані ручками, клямками та врізними замками.

Підлоги в житлових і громадських будівлях повинні задовольняти вимогам міцності, опірності зносу, достатньої еластичності, безшумності, зручності прибирання. Конструкція підлоги розглянута як звукоізолююча здатність перекриття плюс звукоізоляція конструкції підлоги. Покриття підлоги з паркету в житлових кімнатах, керамічної плитки в коридорах і санвузлах.

Зовнішня обробка: цокольна частина обштукатурена з додаванням кольорових кольорів. Елементи лоджій оформляються легкими навісними панелями і склінням, вони забезпечуються утримувачами для квіткових, декоративних вазонів.

Внутрішня обробка: в квартирах стіни обклеюються шпалерами або забарвлюються після обштукатурювання цегляних стін. Використовуються декоративні елементи обробки приміщень. Кухні і ванни і санвузли облицьовувалися керамічною плиткою. У санвузлах підлоги з керамічної плитки.

3.3 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Найменування конструкції: зовнішня стіна

Початкові дані :

Режим приміщень: нормальний

Розрахункова температура внутрішнього повітря $+22^0$C (tв)

Пункт будівництва - м. Запоріжжя

Середня температура найбільш холодної п'ятиденки -22^{0}С (tн)

Згідно вимогам ДБН В.2.6-31:2006 «Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель». для 2ой зони України $R_{отр}$ = 2,5м^{2}С°/Вт

Таблиця 3.1 - Розрахунок термічного оперу $R_к$

Найменування шару	Щиль-ність кг/м^3	Товщина δ_i, м	λ_i, Вт м × ^{0}С	$R_i=\delta_i/\lambda_i$, чи $R_{в.п.}$ м^2 × ^{0}С/Вт
Цегла	1800	0,51	0,81	0,469
Утеплювач пенополистерол ПС		0,06	0,033	1,818
			Разом $R_к$,	2,287

Розрахунок необхідного опору теплопередачі по формулі (1) ДБН

Таблиця 3.2 - - Вихідні дані до розрахунку теплопередачі

Найменування	Позна-чення	Од. вим.	Значення
Середня температура найбільш холодної п'яти	$t_н$	^{0}С	-22
Коефіцієнт по таблиці 3*	n	-	1
Нормативний температурний перепад по табл	$\Delta t^н$	^{0}С	6
Коефіцієнт теплопередачі по таблиці 4*	$\alpha_в$	Вт/(м^2 ×^{0}С)	8,7

Опір теплопередачі конструкції R_o , м^2×^{0}С/Вт по формулі (4)

Таблиця 3.3 - Опір теплопередачі

Коефіцієнт теплопередачі (для зимових умов) поверхні по таблиці 6*	$\alpha_н$	Вт/(м^2 ×^{0}С)	23

$R_o = 1/\alpha_в + R_k + 1/\alpha_н = 1/8,7 + 2,287 +1/23 =0,115 +2,287 +0,043 =2,645$ м^{2}С°/Вт

$R_o^{тр}$ = 2,5м^{2}С°/Вт < R_o = 2,645 м^{2}С°/Вт прийнятий склад стінової огорожі задовольняє вимогам ДБН В.2.6-31:2006 «Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель».

4. АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ

4.1 Розрахунок багатопустотної плити перекриття

Початкові дані.

Розраховується збірна залізобетонна багатопустотна панель перекриття. Марка
ПК- 60.12 (серія 1.141-1, в.58), бетон марки С12/15, заздалегідь напружувана арматура
А800С згідно ДСТУ 3760:2006, спосіб попередньої напруги - електротермічний, в
бетону 1,18 м³ витрата стали 44,96 кг, маса панелі 2,95 т, номінальна довжина 5,08 м, ш
1,19 м, висота 0,22 м.

Таблиця 4.1 - Граничні навантаження на 1м² перекриття

Навантаження	Характеристичні значення навантажень Н/м²	Коеф. надійності по навантаженню γ_{fm}	Граничне розрахункове значення навантаження Н/м²
Постійна:			
Власна вага багатопустотної плити	3000	1,1	3300
Те ж шару цементного розчину δ=0,025м; ρ=2400 кг/м³	440	1,3	570
прослойка кл. мастики , δ=0,001м; ρ=1400 кг/м³	140	1,1	154
ламінований паркет δ=0,014м;	150	1,2	180
Усього	$q^n = 3730$		$q = 4204$

Продовження таблиці 4.1

Тимчасова			
Тривала	1200	1,3	1560
Короткочасна	500	1,3	650
УСЬОГО	$p^n = 1700$		$p = 2210$
Повне навантаження	5430		6414

4.2 Визначення розрахункового прольоту панелі

Розрахунковий проліт панелі:

l_0 – приймаємо рівним відстані між осями її опор.

$l_0 = 5080 - 120 = 4960\,(мм)$

Визначення зусиль.

Нормативне навантаження на 1м:

$q^n = 3{,}73*1{,}2=4{,}476$ кН/м;

$p^n = 1{,}7*1{,}2=2{,}04$ кН/м;

повна $q^n + p^n = 4{,}476+2{,}04=6{,}516$ кН/м;

Розрахункове граничне навантаження на 1м:

$q = 4{,}204*1.2=5{,}045$ кН/м;

$p = 2{,}21*1{,}2=2{,}652$ кН/м;

повна $q + p = 2{,}65+5{,}045=7{,}7$кН /м;

Розрахунковий момент, що вигинає, від розрахункового граничного навантаження

$$M = \frac{(q+p)l_0^2\gamma_n}{8} = \frac{7700 \cdot 5{,}08^2 \cdot 0{,}95}{8} = 23597 \text{ Н·м}$$

де l_0 – розрахунковий проліт плити

Розрахунковий момент, що вигинає, від повного нормативного навантаження (для розрахунку прогинів і тріщиностойкости) при $\gamma_f = 1$

$$M^n = \frac{(q^n + p^n)l_0^2\gamma_n}{8} = \frac{6516 \cdot 5{,}08^2 \cdot 0{,}95}{8} = 19383 \text{ Н·м}$$

Розрахунковий момент, що вигинає, від нормативного постійного навантаження

$$M_{ld} = \frac{q^n l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{3730 \cdot 5{,}08^2 \cdot 0{,}95}{8} = 11431 \text{ Н·м}$$

Розрахунковий момент, що вигинає, від нормативного тимчасового навантаження

$$M_{cd} = \frac{p^n l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{1700 \cdot 5{,}08^2 \cdot 0{,}95}{8} = 5510 \text{ Н·м}$$

Максимальна поперечна сила на опорі від розрахункового навантаження

$$Q = \frac{q l_0 \gamma_n}{2} = \frac{4204 \cdot 5{,}08 \cdot 0{,}95}{2} = 10144 \text{ Н}$$

Максимальна поперечна сила на опорі від нормативного навантаження

$$Q^n = \frac{(q^n + p^n)l_0\gamma_n}{2} = \frac{6516 \cdot 5{,}08 \cdot 0{,}95}{2} = 15723 \text{ Н}$$

$$Q_{ld} = \frac{q^n l_0 \gamma_n}{2} = \frac{3730 \cdot 5{,}08 \cdot 0{,}95}{2} = 9000 \text{ Н}$$

4.3 Расчет панелі по граничних станах другої групи

Підбір перерізу панелі :

Для виготовлення панелі прийняті: бетон класу С12/15, $E_b = 20{,}5 \cdot 10^3 (МПа)$, $R_b = 8{,}5 (МПа)$, $R_{bt} = 0{,}75 (МПа)$, $\gamma_{b2} = 0{,}9$;подовжню арматуру із сталі класу $À_Ò$ 800С, $R_S = 680 (МПа)$, $E_S = 190000 (МПа)$; поперечну арматуру - із сталі класу Вр- I діаметром ∅5мм; $R_S = 410 (МПа)$, $R_{SW} = 260 (МПа)$; армування - зварними сітками і каркасами; зварні сітки - із сталі класу Вр- I діаметром (4мм; $R_S = 410 (МПа)$,

Проектуємо панель шестипустотною. У розрахунку поперечний переріз пустотної панелі приводимо до еквівалентного перерізу. Замінюємо площу

круглих порожнеч прямокутниками тієї ж площі і того ж моменту інерції. Визначаємо геометричні характеристики приведеного перерізу:

$h_1 = 0{,}9d = 0{,}9 \cdot 15{,}9 = 14{,}3$ см;

$h_f = h'_f = \dfrac{(h - h_1)}{2} = \dfrac{(22 - 14.3)}{2} = 3{,}83см \approx 3{,}8$ см

приведена товщина ребер $b = 116 - 6 \cdot 14{,}3 = 30{,}2$ см

розрахункова ширина стислої полиці $b'_f = 116$ см

Визначаємо геометричні характеристики приведеного перерізу:

$\alpha = E_S / E_b = 190000 / 20500 = 9{,}27$; $\alpha A_{SP} = 9{,}27 \cdot 4{,}52 = 41{,}9см^2$

Площа приведеного перерізу (4.1):

$$A_{red} = A + \alpha A_{SP} + \alpha A'_{SP} + \alpha A_S + A'_S \qquad (4.1)$$

де A_{SP}, A'_{SP} - площа перерізу напружуваної арматури,

A_S, A'_S - ненапружуваної арматури:

$A'_{SP} = 0,\ A_S = A'_S = 0{,}71 + 0{,}79 = 1{,}5см^2$

де 0,71 см^2 – площадь сечения продольной арматуры сеток и 0,79 см^2 – площадь сечения 4 ∅ 5 Вр - I каркасов К – 1; для сеток $\alpha = 170000 / 20500 = 8{,}29.$

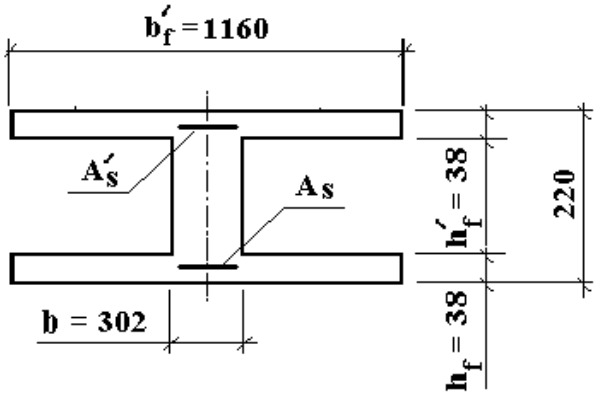


Рисунок 4.1 - Переріз плити при розрахунку по другій групі граничних станів

$$A_{red} = A + \alpha A_{SP} + \alpha A'_{SP} + \alpha A_S + \alpha A'_S \qquad (4.2)$$

$A_{red} = 116 \cdot (3{,}8 + 3{,}8) + (22 - 7{,}6) \cdot 30{,}2 + 41{,}9 \cdot 8{,}29 \cdot 1{,}5 \cdot 2 = 1383см^2$

Статичний момент відносно нижньої грані перерізу панелі (4.3):

$$S_{red} = S + \alpha S_{SP} + \alpha S'_{SP} + \alpha S_S + \alpha S_S{}' \qquad (4.3)$$

$$S_{red} = 116 \cdot 3{,}8 \cdot 20{,}1 + 116 \cdot 3{,}8 \cdot 1{,}9 + 41{,}9 \cdot 3 +$$
$$14{,}4 \cdot 30{,}2 \cdot 11 + 8{,}29 \cdot 1{,}5 \cdot 3 + 8{,}29 \cdot 1{,}5 \cdot 20 = 14892 \ см^3$$

Відстань від центру тяжіння приведеного перерізу до нижньої грані панелі:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 14892 / 1383 = 11см$$

$$h - y_0 = 22 - 11 = 11см$$

Момент інерції приведеного перерізу відносно центру тяжіння (4.4):

$$I_{red} = I + \alpha A_{SP} y_1^2 + \alpha A'_{SP} y_1'^2 + \alpha A_S y_2^2 + A'_S y_2^2 \qquad (4.4)$$

де $y_1 = 11 - 3 = 8см; y'_1 = 0; y_2 = 11 - 3 = 8см; y'_2 = 11 - 2 = 9см$

$$I_{red} = \frac{116 \cdot 3.8^2}{12} + 116 \cdot 3{,}8 \cdot 9{,}1^2 + \frac{116 \cdot 3{,}8^2}{12} + 116 \cdot 3{,}8 \cdot 9{,}1^2 + \frac{30{,}2 \cdot 14{,}4^3}{12} + 45{,}9 \cdot 14{,}4 \cdot 0^2 +$$
$$+ 41{,}9 \cdot 8^2 + 8{,}29 \cdot 1{,}5 \cdot 8^2 + 8{,}29 \cdot 1{,}5 \cdot 8^2 = 77593 см^4$$

Момент опору для розтягнутої грані перерізу:

$$W_{red}^{\inf} = I_{red} / y_0 = 77593 / 11 = 7054 см^3$$

те ж, по стислій грані перерізу:

$$W_{red}^{\sup} = I_{red} / (h - y_0) = 77593 / 11 = 7054 см^3$$

Відстань від ядерної точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони (верхньою) до центру тяжіння приведеного перерізу:

$$r^{\sup} = \varphi_n (W_{red}^{\inf} / A_{red}) = 0{,}8(7054 / 1383) = 4{,}08см$$

де $\varphi_n = 1{,}6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 1{,}6 - 0{,}75 = 0{,}85;$

те ж, найменш віддаленою від розтягнутої зони (нижньою)

$$r^{\inf} = \varphi_n (W_{red}^{\sup} / A_{red}) = 0{,}8(7054 / 1383) = 4{,}08см$$

4.4 Характеристики міцності арматури

Попередня напруга арматури, приймається не більше (4.5):

$$\sigma_{SP} = R_{Sn} - p \qquad (4.5)$$

де R_{Sn} – нормативний опір арматури $R_{Sn} = 785 МПа$;

p – відхилення значення попередньої напруги, що допускається

$$p = 30 + \frac{360}{l}6 = 30 + \frac{360}{5{,}98} = 90 МПа.$$

$$\sigma_{SP} = 785 - 90 = 695 МПа$$

Згідно з "Керівництвом по технології виготовлення заздалегідь напружених залізобетонних конструкцій", значення σ_{SP} приймається для термічно зміцнених сталей не більше 550 МПа. Приймаємо $\sigma_{SP} = 550 МПа$.

Перевіряємо виконання умов:

$\sigma_{SP} + p \le R_{Sn}$; $\sigma_{SP} - p \ge 0{,}3R_{Sn}$

$550 + 90 = 640 \le 785 МПа$;

$550 - 90 = 460 \ge 0{,}3 \cdot 785 = 236 МПа$

Обчислюємо граничне відхилення попередньої напруги при числі напружуваних стержнів $n_p = 4$.

$$\Delta\gamma_{SP} = 0{,}5\frac{p}{\sigma_{SP}}\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0{,}5 \cdot \frac{90}{550}\left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}}\right) = 0{,}12$$

$\Delta\gamma_{SP} \ge 0{,}1 \Rightarrow$ приймаємо $\Delta\gamma_{SP} = 0{,}12$.

Коефіцієнт точності натягнення $\gamma_{SP} = 1 - \Delta\gamma_{SP}$ $\gamma_{SP} = 1 - 0{,}12 = 0{,}88$

При перевірці за освітою тріщин у верхній зоні панелі при обтисканні приймаємо $\gamma_{SP} = 1 + 0{,}12 = 1{,}12$.

Попередня напруга з урахуванням точності натягнення

$\sigma_{SP} = 0{,}88 \cdot 550 = 485 МПа$.

Розрахунок міцності панелі по перерізу, нормальному до подовжньої осі.

Розрахунковий переріз - тавровий з полицею в стислій зоні.

Обчислюємо:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b\gamma_{b2}b'_f h_0^2} = \frac{2359700}{8{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 116 \cdot 19^2(100)} = 0{,}07$$

де $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 см$ захисний шар бетону.

Находимо ξ=0,12 η=0,94.

Висота стислої зони

$x = \xi \cdot h_0 = 0{,}12 \cdot 19 = 2{,}28 см \ \pi \ h'_f = 3{,}8 см$ - нейтральна вісь проходить в межах стислої полиці т.к. $\gamma_{b2} \ \pi \ 1$

Гранична висота стислої зони (4.6):

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}}(1 - \frac{\omega}{1{,}1})} \qquad (4.6)$$

де $\omega -$ характеристика стислої зони бетону $\omega = 0{,}85 - 0{,}008 R_b = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 0{,}9 \cdot 8{,}5 = 0{,}789$ $\sigma_{SC,U}$ – гранична напруга в арматурі стислої зони ;

$\sigma_{SC,U} = 500 МПа$,

σ_{SR} – напруження в арматурі ;

$\sigma_{SR} = R_S + 400 - \sigma_{SP} - \Delta\sigma_{SP} = 680 + 400 - 485 = 595 МПа$

$\Delta\sigma_{SP} = 0$ (при електротермічному способі натягнення)

$$\xi_R = \frac{0{,}789}{1 + \frac{595}{500}(1 - \frac{0{,}789}{1{,}1})} = 0{,}59 \ \phi \ \xi = 0{,}12 \Rightarrow$$

розрахунковий опір арматури R_S повинно бути помножено на коефіцієнт γ_{S6} (4.7);

$$\gamma_{S6} = \eta - (\eta - 1)(2\frac{\xi}{\xi_R} - 1) \le \eta \,, \qquad (4.7)$$

де $\eta = 1{,}15$ - для арматури класу А 800

$$\gamma_{S6} = 1{,}15 - (1{,}15 - 1)(2\frac{0{,}12}{0{,}59} - 1) = 1{,}24 \ge 1{,}15 \Rightarrow \gamma_{S6} = 1{,}15 \,,$$

Обчислюємо площу перерізу розтягнутої арматури :

$$A_S = \frac{M}{\gamma_{S6} R_S \eta h_0} = \frac{2359700}{1{,}15 \cdot 680(100) \cdot 0{,}94 \cdot 19} = 1.68 см^2$$

Конструктивно приймаємо 4 ∅ 12 А800 $R_S = 4{,}52 см^2$

Розрахунок міцності панелі по похилому перерізу: $Q = 10144 H$

Перевіряємо умову міцності по похилій смузі між похилими тріщинами, вважаючи $\varphi_{W1} = 1$ (за відсутності розрахункової поперечної арматури):

$$Q = 10144 \le 0{,}3\varphi_{W1}\varphi_{b1}R_b\gamma_{b2}bh_0$$

де $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b\gamma_{b2} = 1 - 0{,}01 \cdot 8{,}5 \cdot 0{,}9 = 0{,}92$;

$$Q = 10144 \ \pi\ 0{,}3 \cdot 1 \cdot 0{,}92 \cdot 8{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot (100) \cdot 30{,}2 \cdot 19 = 121152\ H$$

Умова дотримується, розміри поперечного перерізу панелі достатні.

Обчислюємо проекцію розрахункового похилого перерізу на подовжню вісь с. Вплив свесов стислих полиць :

$$\varphi_f = 7 \cdot \frac{0{,}75(3h'_f)h'_f}{bh_0} = 7 \cdot \frac{0{,}75 \cdot 3 \cdot 3{,}8 \cdot 3{,}8}{30{,}2 \cdot 19} = 0{,}4\ \pi\ 0{,}5$$

Вплив подовжнього зусилля обтискання:

$$N \approx P = A_S\sigma_{SP} = 4{,}52 \cdot 485(100) = 219220\ H = 219{,}22\kappa H$$

$$\varphi_n = \frac{0{,}1N}{R_{bt}\gamma_{b2}bh_0} = \frac{0{,}1 \cdot 219220}{0{,}75(100) \cdot 0{,}9 \cdot 30{,}2 \cdot 19} = 0{,}56\ \phi\ 0{,}5 \quad \varphi_n = 0{,}5$$

Підраховуємо $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0{,}4 + 0{,}5 = 1{,}9\ \phi\ 1{,}5$, приймаємо 1,5:

$$B_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}\gamma_{b2}bh_0^{\ 2} = 2 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}75(100) \cdot 0{,}9 \cdot 30{,}2 \cdot 19^2 = 2207696\ H \cdot см$$

У розрахунковому похилому перерізі $Q_b = Q_{SW} = Q/2,$ тоді $c = B_b / 0{,}5Q$

$c = 22{,}08 \cdot 10^5 / 0{,}5 \cdot 25900 = 171см\ \phi\ 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38см$, приймаємо $c = 2h_0 = 38см$.

В цьому випадку $Q_b = B_b / c = 22{,}08 \cdot 10^5 / 38 = 58105\,H\ \phi\ Q = 10144\,H$, отже, за розрахунком поперечну арматуру не потрібно.

У ребрах встановлюємо конструктивно каркаси з арматура (5 класу Вр-I. По конструктивних вимогах при h ≤ 450 мм на приопорній ділянці $l_1 = l\ /4 = 628/4 = 157см$ крок стрижней $S = h/2 = 22/2 = 11см$ та $S \le 15см$

приймаємо $S = 10см$.

У середній половині панелі поперечні стержні можна неставити, обмежуючись їх постановкою тільки на приопорных ділянках. Щоб забезпечити міцність полиць панелі на місцеві навантаження, в межах порожнеч у верхній і нижній зонах перерізу передбачені сітки С - 1 і С - 2 з арматури класу Вр – I 4 мм.

Розрахунок міцності похилого перерізу на дію згинаючого моменту.

Розрахунок вироблятися виходячи з умови (4.8):

$$M = Q \cdot c \le \sum R_{SP} A_{SP} z_{SP} + \sum R_{SW} A_{SW} z_{SW} \qquad (4.8)$$

де M – момент від зовнішнього навантаження, розташованого по одну сторону від даного похилого перерізу, відносно осі, перпендикулярній площині дії моменту і що проходить через точку прикладення рівнодійної зусиль в стислій зоні;

$\sum R_{SW} A_{SW} z_{SW}, \sum R_{SP} A_{SP} z_{SP}$ – суми моментів відносно тієї ж осі відповідно від зусиль в хомутах і подовжній арматурі;

z_{SW}, z_{SP} – відстані від площин розташування відповідно хомутів і подовжньої арматури.

Величина $\sum R_{SW} A_{SW} z_{SW}$ – при хомутах постійної інтенсивності визначається за формулою $\sum R_{SW} A_{SW} z_{SW} = 0{,}5 q_{SW} c^2$,

де $q_{SW} = \frac{R_{SW} A_{SW}}{S}$ - зусилля в хомутах на одиницю довжини елементу в межах похилого перерізу $c = 2h_0 = 38см$ - довжина проекції похилого перерізу на подовжню вісь елементу:

$$q_{SW} = \frac{260 \cdot 10^6 \cdot 0{,}196 \cdot 10^{-4}}{0{,}1} = 50960 Н/м = 50{,}96 кН/м$$

$$\sum R_{SW} A_{SW} z_{SW} = 0{,}5 q_{SW} c^2 = 0{,}5 \cdot 50{,}96 \cdot 0{,}38^2 = 3{,}67 кН \cdot м$$

Величина z_{SP} – приймається рівною $z_{SP} = h_0 - \frac{x}{2}$, де $x = \frac{R_{SP} A_{SP}}{R_b b'_f} \gamma_{S5}$ величина стислої зони бетону. Коефіцієнт $\gamma_{S5} = \frac{l_X}{l_P}$, де l_X – величина майданчика, що спирається на несучу стіну $l_X = 120мм$; l_P – довжина зони передачі напруги для напружуваної арматури

$$l_P = (\omega_P \frac{\sigma_{tp}}{R_{bp}} + \lambda_p) \cdot d = (0{,}25 \frac{680 \cdot 10^6}{11 \cdot 10^6} + 10) \cdot 0{,}01 = 0{,}25м,$$

де ω_P, λ_P – коефіцієнти, визначувані по ДБН,

σ_{tp} – величина, прийнята рівною більшому зі значень R_S та σ_{SP} з урахуванням перших потерь ($R_S = 680(МПа)$)

Величина $z_{SP} = h_0 - \frac{x}{2} = 0{,}19 - \left[\frac{680 \cdot 10^6 \cdot 4{,}52 \cdot 10^{-4}}{8{,}5 \cdot 10^6 \cdot 1{,}46} \cdot \frac{0{,}12}{0{,}25} \cdot 0{,}5 \right] = 0{,}184м$

$M = 10{,}15 \cdot 0{,}38 = 3{,}856кН \cdot м \; п \; 680 \cdot 10^3 \cdot 4{,}52 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}184 + 3{,}67 = 60{,}22кН \cdot м$

Міцність похилого перерізу на дію згинаючого моменту забезпечена.

4.5 Визначення витрат попередньої напруги при натягненні арматури на упори

Попередня напруга в арматурі $\sigma_{SP} = 550МПа$.

При розрахунку втрат коефіцієнт точності натягнення арматури $\gamma_{SP} = 1$.

Визначаємо перші втрати: від розслаблення напруги в арматурі $\sigma_1 = 0{,}03\sigma_{SP} = 0{,}03 \cdot 550 = 16{,}5МПа$; від температурного перепаду $\sigma_2 = 0$, оскільки при пропарюванні форма з упорами нагрівається разом з панеллю; при деформації бетону від быстронатекающей повзучості послідовно обчислюємо:

зусилля обтискання

$P_1 = A_S(\sigma_{SP} - \sigma_1 - \sigma_2) = 4{,}52(550 - 16{,}5 - 0)(100) = 241142 \; H$;

ексцентриситет зусилля P_1 відносно центру тяжіння приведеного перерізу

$e_{0p} = y_0 - a_p = 11 - 3 = 8см$

напруга в бетоні при обтисканні

$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0p} y_0}{I_{red}} = \frac{241142}{1383} + \frac{241142 \cdot 8 \cdot 11}{77593} = 445H/см^2 = 4{,}45МПа$

встановлюємо значення передавальної міцності бетону з умови

$\sigma_{bp} / R_{bp} \le 0{,}75$; тогда $R_{bp} = \sigma_{bp} / 0{,}75 = 4{,}45 / 0{,}75 = 5{,}93МПа \; п \; 0{,}5 \cdot B15 = 7{,}5МПа$.

Значення передавальної міцності бетону до моменту його обтискання набуваємо $R_{bp} = 11МПа$.

Тоді відношення $\sigma_{bp} / R_{bp} = 4{,}45 / 11 = 0{,}4$.

Обчислюємо стискуючу напругу в бетоні на рівні центру тяжіння напружуваної арматури від зусилля обтискання P_1 (без урахування моменту від власної ваги панелі перекриття):

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0p}^2}{I_{red}} = \frac{241142}{1383} + \frac{241142 \cdot 8^2}{77593} = 373 H / см^2 = 3{,}73 МПа;$$

при $\sigma_{bp} / R_{bp} = 3{,}73 / 11 = 0{,}34$ п $\alpha = 0{,}25 + 0{,}025 \cdot R_{bp} = 0{,}25 + 0{,}025 \cdot 7{,}5 = 0{,}44 < 0{,}8$

втрати від швидконатикаючої повзучості будуть

$\sigma_6 = 0{,}85 \cdot 40 \sigma_{bp} / R_{bp} = 0{,}85 \cdot 40 \cdot 0{,}34 \approx 11{,}5 МПа$.

Сумарне значення перших втрат:

$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_6 = 16{,}5 + 0 + 11{,}5 = 28 МПа$

З урахуванням перших втрат σ_{los1} напруження σ_{bp} буде:

$P_1 = A_S(\sigma_{SP} - \sigma_{los1}) = 4{,}52(550 - 28)(100) = 235944\ H$

$$\sigma_{bp} = \frac{235944}{1383} + \frac{235944 \cdot 8^2}{77593} = 365 H / см^2 = 3{,}65 МПа$$

$\sigma_{bp} / R_{bp} = 3{,}65 / 11 = 0{,}33$

Визначаємо другі втрати:

від усадки бетону $\sigma_8 = 35 МПа$;

від повзучості бетону при:

$\sigma_{bp} / R_{bp} = 3{,}65 / 11 = 0{,}33$ п $0{,}75$ та $k = 0{,}85$ для бетона, підданого тепловій обробці при атмосферному тиску:

$\sigma_9 = 150 \cdot k \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 150 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}33 = 42 МПа.$

Другі втрати напруги складають

$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 42 = 77 МПа$

Сумарні втрати попередньої напруги арматури складають

$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 28 + 77 = 105 МПа$

Зусилля обтискання з урахуванням усіх втрат напруги в арматурі

$P_2 = A_S(\sigma_{SP} - \sigma_{los}) = 4{,}52(550 - 105)(100) = 201140\ H = 201{,}14 кН$

4.6 Розрахунок за утворенням тріщин, нормальних до подовжньої осі

Розрахунок виробляється для з'ясування необхідності розрахунку по розкриттю тріщин. Оскільки дана панель відноситься до елементів, до яких пред'являються вимоги третьої категорії трещиностойкости, то коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f = 1$ і розрахунковий момент від повного нормативного навантаження буде $M^n = 19{,}38 кН \cdot м$. При $M^n \le M_{crc}$ де M_{crc} – момент внутрішніх зусиль тріщини не утворюються.

Обчислюємо момент, що сприймається перерізом, нормальним до подовжньої осі елементу, при утворенні тріщин (4.9):

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}^{\inf} + M_{rp} = R_{bt,ser} W_{pl}^{\inf} + P_{02}(e_{0p} + r^{\sup}) \qquad (4.9)$$

де $W_{pl}^{\inf} = \gamma W_{red}^{\inf} = 1{,}5 \cdot 7054 = 10581 см^3$ ($\gamma = 1{,}5$ для двотаврових перерізів при $b'_f / b = 116 / 30{,}2 = 3{,}84 \ \phi\ 2$); M_{rp} – ядерною момент зусиль обтискання, рівний $P_{02}(e_{0p} + r)$ при $\gamma_{SP} = 0{,}88$.

Зусилля попереднього обтискання з урахуванням усіх втрат: при $\gamma_{SP} = 0{,}88$

$$P_{02} = \gamma_{SP}(\sigma_{SP} - \sigma_{los}) A_S = 0{,}88 \cdot (550 - 110) \cdot 4{,}52 \cdot (100) = 175014 H$$

Значення M_{crc}:

$$M_{crc} = 1{,}15(100) \cdot 10581 + 175014\,(8 + 4{,}08) = 33{,}3 \cdot 10^5 (H \cdot см) = 33{,}3 кН \cdot м$$

що більше $M^n = 19{,}38 кН \cdot м$,

отже, в експлуатаційній стадії роботи панелі тріщин в ній не буде. Тому розрахунок на розкриття тріщин не виконуємо.

Перевіряємо, чи утворюються початкові тріщини у верхній зоні панелі при її обтисканні при коефіцієнті точності натягнення $\gamma_{SP} = 1{,}12$. Згинаючий момент від власної ваги панелі $M_n = 3000 \cdot 1{,}2 \cdot 4{,}96^2 / 8 = 11071 H \cdot м = 11{,}07 кН \cdot м$

Розрахункова умова

$$\gamma_{SP} P_1 (e_{0p} - r^{\inf}) - M_n \le R_{btp} W_{pl}^{\sup}$$

$$1{,}12 \cdot 235944\,(8 - 4{,}08) - 11{,}07 \cdot 10^5 = -7{,}01 \cdot 10^5 H \cdot см$$

$R_{btp}W_{pl}^{\sup} = 0,7 \cdot 10581(100) = 9,5 \cdot 10^5 H \cdot см$

де $R_{btp} = 0,7 МПа$ -

для міцності бетону, відповідної 1/2 класи С12/15, що равно В7,5; $W_{pl}^{\sup} = 1,5 \cdot 7054 = 10581 см^3$

Так як $-7,01 \cdot 10^5 \pi 9,5 \cdot 10^5 H \cdot см$, те розрахункова умова дотримується початкові тріщини не утворюються.

4.7 Розрахунок прогину панелі

Прогиб, f в середині прольоту панелі за відсутності тріщин в розтягнутій зоні визначається за значенням кривизни $1/r$, використовя формулу (4.10):

$$\frac{1}{r} = \frac{\varphi_{b2} M}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{\varphi_{b2} M}{B}, \qquad (4.10)$$

де $B = \varphi_{b1} E_b I_{red} = 0,85 \cdot 0,205 \cdot 10^5 \cdot 77593(100) = 13,5 \cdot 10^{10} H \cdot см$ – жорсткість приведеного перерізу;

$\varphi_{b1} = 1$ - при дії короткочасного навантаження;

$\varphi_{b2} = 2$ – при дії постійних і тривалих навантажень для конструкцій експлуатованих при вологості довкілля 75%.

Кривизна панелі з урахуванням дії зусилля попереднього обтискання (4.11):

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} - \frac{1}{r_3} - \frac{1}{r_4} \qquad (4.11)$$

а повний прогин відповідно (3.12):

$$f_{tot} = f_1 + f_2 - f_3 - f_4 \qquad (4.12)$$

Визначаємо значення кривизни і прогинів.

Від дії короткочасного навантаження

$$\frac{1}{r_1} = \frac{\varphi_{b2} M_{cd}}{B} = \frac{1 \cdot 551000}{13,5 \cdot 10^{10}} = 0,41 \cdot 10^{-5} см^{-1};$$

$$f_1 = Sl^2 \frac{1}{r_1} = \frac{5}{48} \cdot 508^2 \cdot 0{,}41 \cdot 10^{-5} = 0{,}11см$$

Від дії постійної і тривалої тимчасової навантажень:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{\varphi_{b2} M_{ld}}{B} = \frac{2 \cdot 1143100}{13{,}5 \cdot 10^{10}} = 1{,}7 \cdot 10^{-5} см^{-1}$$

$$f_2 = \frac{5}{48} \cdot 508^2 \cdot 1{,}7 \cdot 10^{-5} = 0{,}46см;$$

кривизна, обумовлена вигином елементу від короткочасної дії зусилля попереднього обтискання P_{02} – з урахуванням усіх втрат:

$$\frac{1}{r_3} = \frac{P_{02} e_{0p}}{B} = \frac{175014 \cdot 8}{13{,}5 \cdot 10^{10}} = 1{,}03 \cdot 10^{-5} см^{-1}$$

вигин панелі в середині прольоту, викликаний внецентренным обтисканням

$$f_3 = \frac{1}{8} l^2 (\frac{1}{r_3}) = \frac{508^2}{8} \cdot 1{,}03 \cdot 10^{-5} = 0{,}133см$$

кривизна, обумовлена вигином внаслідок усадки і повзучості бетону при обтисканні, :

$$\frac{1}{r_4} = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_b'}{h_0} = \frac{46{,}6 \cdot 10^{-5} - 18{,}5 \cdot 10^{-5}}{19} = 1{,}48 \cdot 10^{-5} см^{-1};$$

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_S} = \frac{(\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9)}{1{,}9 \cdot 10^5} = \frac{11{,}5 + 35 + 42}{1{,}9 \cdot 10^5} = 46{,}6 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_b' = \frac{\sigma_b'}{E_S} = \frac{35}{1{,}9 \cdot 10^5} = 18{,}5 \cdot 10^{-5};$$

$\sigma_b' = \sigma_8 = 35МПа$ – втрати напруги від усадки бетону; втрати для напружуваної арматури від повзучості бетону приймаємо рівними нулю

$(\sigma_6 = 0; \sigma_9 = 0)$;

так як напруження σ_b' у бетоні на рівні крайнього стислого волокна, що виникає від зусиль попередньої напруги, порівняно малі.

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{0p} (h - y_0)}{I_{red}} = \frac{238000}{1837} - \frac{238000 \cdot 4 \cdot (22 - 7)}{135942} = 24{,}5(Н / см^2) = 0{,}245МПа$$

вигин плити в середині прольоту внаслідок усадки і повзучості бетону від обтискання

$$f_4 = \frac{1}{8} 508^2 \cdot 0.93 \cdot 10^{-5} = 0{,}29 см$$

Повний прогин

$$f_{tot} = f_1 + f_2 - f_3 - f_4 = 0{,}11 + 0{,}46 - 0{,}133 - 0{,}29 = 1{,}05 см \ \pi \ f_{\lim} = 2{,}54 см$$

граничний прогин $f = l/200 = 508/200 = 2{,}54 см$.

4.8 Розрахунок фундаменту

Основним напрямом економічного і соціального розвитку міста передбачається значне збільшення об'ємів капітального будівництва, оскільки зведення житлових будівель супроводжується спорудженням громадських будівель, шкіл, підприємств громадського харчування і побутового обслуговування. Зменшення витрат на облаштування підстав і фундаментів від загальної вартості будівель і споруд, може дати значну економію матеріальних коштів. Проте, домагатися зниження цих витрат необхідно без зниження надійності, тобто слід уникати зведення недовговічних і неякісних фундаментів, які можуть послужити причиною часткового або повного руйнувань будівель і споруд. Необхідна надійність підстав і фундаментів, зменшення вартості будівельних робіт в умовах сучасного містобудування залежить від правильної оцінки фізико - механічних властивостей грунтів, що складають основи, обліку його спільної роботи з фундаментами і іншими надземними будівельними конструкціями

Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва

Будівля зводиться в інженерно-геологічних умовах м. Запоріжжя. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва складається з наступних шарів:

- рослинний шар – 1,1…1,3 м;
- суглинок лесовидний – 4,8…6 м;
- лес палево-жовтий – 6,6… 7,8м;
- Суглинок червоно-бурий - більше 10,0 м.
- Рівень грунтових вод - 14,8м

Фізико-механічні характеристики грантів

Таблиця 4.2- Фізико-механічні характеристики грантів

Найменування гранту	Середня потужність шару, м	Щільність, т/м^3		Питома вага, т/м^3		Вологість, %			Відносна, що просіла при р1, кг/м2		Кут внут. тертя	Зчеплен.
		$\rho_{S,}$	ρ	γs	γ	тертя	W_1	W_p	Потужність елем. шару, м	Відносна, просадки, ε_{sl}	φ, град.	С, МПа
Свердловина №1, абсолютна відмітка гирла 25,09 м												
Рослинний шар	1,1	-	-			-	-	-	-	-		
Суглинок лесовидний	4,8	2,67	1,59	26,7	15,9	14	29	19	1,6 1,6 1,6	0,065 0,052 0,03	22	0,022
Лес палево-жовтий	7,8	2,69	1,57	26,9	15,7	14	25	20	2,6 2,6 2,6	0,071 0,064 0,047	-	-
Суглинок червоно-бурий	10,0	2,67	1,59	26,7	15,9	14	26	17	-	-	15	0,027

Свердловина №2, абсолютна відмітка гирла 24,94 м												
Рослинний шар	1,2	-	-			-	-	-	-	-		
Суглинок лесовидний	6,2	1,58	2,65	15,8	26,5	11	25	21	1,8 1,8 1,8	0,068 0,051 0,037	22	0,022
Лес палево-жовтий	6,8	1,61	2,66	16,1	26,6	13	24	19	1,7 1,7 1,7	0,06 0,052 0,044	-	-
Суглинок червоно-бурий	10	1,6	2,68	16	26,8	11	24	22	-	-	15	0,027
Свердловина №3, абсолютна відмітка гирла 25,55 м												
Рослинний шар	1,3	-	-			-	-	-	-	-		
Суглинок лесовидний	7	2,7	2,01	27	20,1	16	32	18	1,5 1,5 1,5	0,051 0,048 0,033 0,027	22	0,022

Лес палево-жовтий	6,6	2,68	1,97	26,8	19,7	19	31	22	2,2 2,2 2,2	0,049 0,042 0,038	-	-
Суглинок червоно-бурий	10	2,71	1,97	27,1	19,7	18	25	19	-	-	15	0,027

Коефіцієнт пористості : $e = \left(\frac{\rho_S}{\rho} \right)(1+\varpi) - 1$;

Число пластичності : $I_p = W_L - W_p$;

Показник плинності : $I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}$;

Індекс водонасиченості : $Ir = \frac{W \cdot \rho_S}{e \cdot \rho_W}$;

1) Суглинок лесовидний :

$e = \left(\frac{2,67}{1,59} \right)(1+0,14) - 1 = 0,914$;

$I_p = 0,27 - 0,19 = 0,08$;

$I_L = \frac{0,14 - 0,19}{0,27 - 0,19} = -0,625$;

$I_r = \frac{0,14 \cdot 2,67}{0,914 \cdot 1} = 0,409$;

Виходячи з певних характеристик, маю вигляд грунту – суглинок ($0,07 < I_p < 0,17$), твердий ($I_L < 0$), маловологий ($Ir < 0,5$).

2) Лес палево-жовтий :

$e = \left(\frac{2,66}{1,6} \right)(1+0,12) - 1 = 0,862$;

$I_p = 0,243 - 0,21 = 0,033$;

$I_L = \frac{0,12 - 0,21}{0,033} = -2.7$

$I_r = \frac{0,12 \cdot 2,66}{0,862 \cdot 1} = 0,37$;

Виходячи з певних характеристик, маю вигляд грунту - супісок ($0,01 < Ip < 0,07$), тверда ($I_L < 0$), маловолога ($Ir < 0,5$).

3) Суглинок червоно-бурий :

$$e = \left(\frac{2,7}{1,98}\right)(1+0,18) - 1 = 0,61;$$

$$I_p = 0,3 - 0,2 = 0,1;$$

$$I_L = \frac{0,18 - 0,2}{0,1} = -0.2;$$

$$I_r = \frac{0,18 \cdot 2,7}{0,61 \cdot 1} = 0,797$$

Виходячи з певних характеристик, маю вигляд грунту - суглинок (0,07 < Ip < 0,17), тверда (I_L< 0), волога (0,5< Ir < 0,8).

Розрахунок деформацій стрічкового фундаменту

Величини опади s і просадки s_{sl}, визначені розрахунком, не повинні перевищувати значення s_u :

$s + s_{sl} \leq s_u$

Згідно ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування s_u=10см

Розрахунок просадок/

Розрахунок основ складених посадочних грунтів по деформаціях, роблять по умові:

$S + S_{sl} \leq S_u$;

$S_{sl} = \sum S_{sl^*} h_i \cdot \kappa_{sl}$ =1.8*0.068+1.8*0.051+1.8*0.037+1.7*0.06+1.7* 0.052+1.7*0.044=54,6см>5см

Основна умова розрахунку по другій групі граничних станів не задовольняється. Грунт другого типу просадочности, треба виконувати заходи по поліпшенню механічних властивостей грунту.

Ущільнення грунту попереднім замочуванням

Попереднє замочування лесових просадочних грунтів виконується для їх ущільнення .Ущільнюється нижні шари посадочної товщі, де напруга від власної ваги перевищує початковий посадочний тиск.

Замочування робиться через свердловини. Відстань між свердловинами приймається в поперечному напрямі -5мм, в продольном-10мм, діаметр свердловин 15см.

Глибина - 0,6Hsl ; H=0,6*54,6=32,76см

Hsl - товщина посадочних грунтів

Свердловини засипаються піском, гравієм.

Замочування робиться в котловані глибиною 1.6м.На дно котловану також насипається дренажний шар з піску завтовшки 10см

Розміри замочуваного котловану :

Bω= L ω=B+0,6Hsl=46+32,76=78,76м

B и L - ширина і довжина будівлі; B =L=46м

Розрахунок часу промочування просадочної товщі:

T=γ_ω * Hsl/κ_f =0,8*0,546/0,45=0,96сут

γ_ω -0,8-коефіцієнт (0,8 - при замочуванні через свердловини)

κ_f -коефіцієнт фільтрації, 0,45м/доб

Об'єм води необхідний для замочування просадочної товщини:

Q=(0.8*ω_{sat} -ω)*ρ_d *(V1+V2/2)/ρ_B

ρ_B -щільність води, 1т/м^3

ρ_d -середнє значення щільності сухого грунту, 1,32т/м^3

V1 - об’єм замочуваного ґрунту

V2 - сумарний об' єм грунту з урахуванням поширення грунту в сторони: в лесових супісках під кутом 35 град, і глинах під кутом 50 град до вертикалі.

ω_{sat}=e*γ_ω/γ_s

ω_{sat} - вологість ґрунту при повному водонасиченності.

1)V’1=Bω*2*H=78,76*2*32,76=5160,36 м^3

V’2 =70,88*2*32,76=2322,16 м^3

ω_{sat}=0,84*16/15,8=0,834

Q1=(0,8*0,834-0,12)*1,32*(5160,36+2322,16)/2)=4601,12 м^3

2)V’’1=78,76*2*26,46=4167,98 м^3

V’’2 =102,4*2*26,46=5419,01 м^3

ω_{sat} =0,87*15,8/16,1=0,85

Q2=(0,8*0,85-0,128)*1,33*(4167,98+5419,01)/2)= 5049,71м^3

$Q_{общ}$ =Q1+Q2=4601,12+5049,71=9650,8 м^3

Характеристики грунтів після твору попереднього замочування.

1.Лес пылевато-желтый ρ =2,41 т/м^3,

2.Суглинок лесовидний ρ =3,31т/м

Визначення навантаження на фундамент .

Таблиця 4.3 - Збір навантажень на фундамент крайньої стіни

Навантаження	Нормативна, кН/м²
Постійна:	
Покриття з утеплювачем	5,56
Межповерхове перекриття	3,73
Перегородки	1,00
Вага парапету	1,00
Цегляна кладка (1м.куб.)	18,00
Вага плити лоджії	5,0
Вага карниза	2,0
Тимчасові навантаження:	
На 1 м^2 проекції покрівлі від снігу	1,2
На 1 м^2 проекції межповерховогоо перекриття	2

Заздалегідь визначаємо вантажну площу:

А = 3,57·3,535=12,62 м^2, де:

3,57 - відстань між осями віконних отворів уздовж будівлі

3,535 - половина відстані в чистоті між стінами.

Таблиця 4.4 - Постійні навантаження від конструкції:

Навантаження	Розрахунок	Нормат. навантаження від вантажної площі, кН	Коеф-т надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження, кН
Покриття з утеплювачем	5,56 • 12,62	70,17кН	1,3	91,22
Вага 5-ти межповерхового перекриттів	5•3,73•12,62	235,36кН	1,4	329,5
Вага перегородок на 5-ти поверхах	5·1 • 12,62	63,1 кН	1,1	69,41
Перегородок на 5-ти поверхах	9 • 1 • 9,375	84,375 кН	1,1	92,81
Вага карниза і стін вища за покриття :	(2 + 0,51 • 1,8 •3,5) •3,57	18,61кН	1,1	20,47
Вага стін з 2-го поверху і вище за вирахуванням ваги віконних отворів на довжині 3,57м	0,51•(3,57•3,2-1,58•2,03) • 18•5	377,14 кН	1,1	414,85
Вага цоколя і стіни першого за вирахуванням ваги віконних отворів на довжині 3,57м	0,64• (3,57•4,7-1,58•2,03) •18	156,35кН	1,1	171,98
Вага від лоджій	5•5,0	25 кН	1,1	27,5

	Разом:	**1030кН**		**1217,74**

Таблиця 4.5 - Тимчасові навантаження

На покрівлю від снігу	1,2 • 12,62	15,15 кН	1,4	21,21
На 5-ть межповерхові перекриттях з коефіцієнтом φ_{n1} = 0,7	5 • 0,7 •12,62 •2	88,34кН	1,4	123,67
	Разом:	103,5кН		144,88

Неодночасне завантаження 5-ти поверхів враховуємо знижуючим коефіцієнтом по формулі:

$\varphi_{n1} = 0,4+0,6/\sqrt{n}$, де:

n - число перекриттів, від яких навантаження передається на основу.

$\varphi_{n1} = 0,3+0,6/\sqrt{5}$

Тоді нормативне навантаження на 1м зовнішньої стіни :

(1030+103,5)/3,57=317,5кН

Розрахункове навантаження на 1м зовнішньої стіни :

(1217,74+144,88)/3,57=381,7 кН.

Визначення основних розмірів фундаменту .

Визначення розрахункову глибини заставляння підошви фундаменту :

$d_{fn} = R_n \cdot d_f = 0,4 \cdot 0,9 = 0,36 м$

(для будівель з підвалом і середньодобовою температурою 20˚З kh=0,4, ДБН В.2.1-10-2009);

де R_n=0,4 - коефіцієнт теплової дії будівлі

$d_f = 0.9 м$ - нормативна глибина промерзання грунту.

Визначаємо величину глибини заставляння фундаментів _ залежно від розрахункової глибини промерзання $d_w < d_f + 2$ не менше d_f

З урахуванням технологічних особливостей проектованої будівлі глибина заставляння фундаменту d= 1,6 м, відмітка підвалу - 1,000, товщина підлоги в підвалі 0,1м.

Попереднє визначення розмірів підошви фундаменту з обліку дії нормальної сили.

$$A = \frac{N}{(R_o - \beta\gamma_м d)} = \frac{317{,}5}{200 - 20 \cdot 1{,}8} = 1{,}94 м^2;$$

$\gamma_м$ -питома вага матеріалу фундаменту;

β -коефіцієнт, що враховує меншу питому вагу грунту в порівнянні з питомою вагою матеріалу фундаменту;

т.к в стрічкових фундаментах l=1м $A = b \cdot l = b \cdot 1$

$b_1 = A/1м = 1{,}94 м.$;

Обчислюємо вагу 1м довжини фундаменту :

Збірний блок-подушка: b=2 м, h=0.3 м, l=1.18 м, вага 0,0061МПа;

Фундаментні стінний блок b=0,5м, h=0,58м, l=2,38м, вага 0,0154МПа;

N_f =0,0061/1,18+3*0,0154/2,38=0,025 МН

Визначувана вага 1м довжини грунту на обрізі фундаменту :

питома вага грунту зворотної засипки 0,018МН/ $м^3$

N_g =1,2*0,018(2-0,5)/2=0,0162 МН

Визначаємо середній тиск по підошві фундаменту на грунт:

Рср =($R_0 + N_f + N_g$)/А

Рср =(0,162+0,025+0,2)/2=0,194МПа

Розрахунковий опір грунтів стискуванню під підошвою фундаменту :

$$R = \frac{\gamma_{C1}\gamma_{C2}}{k_Г}\left[M_\gamma k_Z \gamma b + M_q \bar{\gamma} d + (M_q - 1)\bar{\gamma} d_B + M_C C\right];$$

$\gamma_{C1} = 1{,}25$ - коефіцієнти визначальні умови роботи грунтів основи;

$\gamma_{C2} = 1$,1-те ж, споруди у взаємодії з грунтами основи;

$k = 1$- залежно від способу визначення φ, С;

$M_\gamma = 0.43, M_q = 2.73, M_C = 5.31$-безрозмірні коефіцієнти приймаються по ДБН В.2.1-10-2009

$k_z = 1$-при b<10

$$\gamma = \frac{15.9 \cdot 4{,}4 + 15{,}7 \cdot 6{,}8}{4{,}4 + 6{,}8} = 0.0158 МН / м^3$$

$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma_{II}$ =0,5+0,1*0,022/0,016=0,64м

γ - усереднене розрахункове значення питомого вага грунту безпосередньо під підошвою фундаменту.

$\overline{\gamma} = 0.016 МН / m^3$-об'ємна вага грунту вища за підошву фундаменту (усереднений).

С=0,09МН/m^3 - питоме зчеплення грунту під підошвою фундаменту.

h_s-висота шару грунту від підошви фундаменту до низу конструкції підвалу.

h_{sf} -товщина підлоги підвалу.

γ_{sf} -розрахункова питома вага підлоги підвалу.

$$R = \frac{1{,}25 \cdot 1.1}{1}\left[0{,}43 \cdot 1 \cdot 1{,}94 \cdot 0.0158 + 2.73 \cdot 0.016 \cdot 0.64 + (2.73 - 1) \cdot 0.016 \cdot 2 + 5.31 \cdot 0.022\right] = 0.293 МПа$$

Основна вимога по другій групі граничних станів виконується:

Рср< R ; 0,194МПа<0,293МПа

Остаточно приймаємо ширину підошви фундаменту *b*=2м.

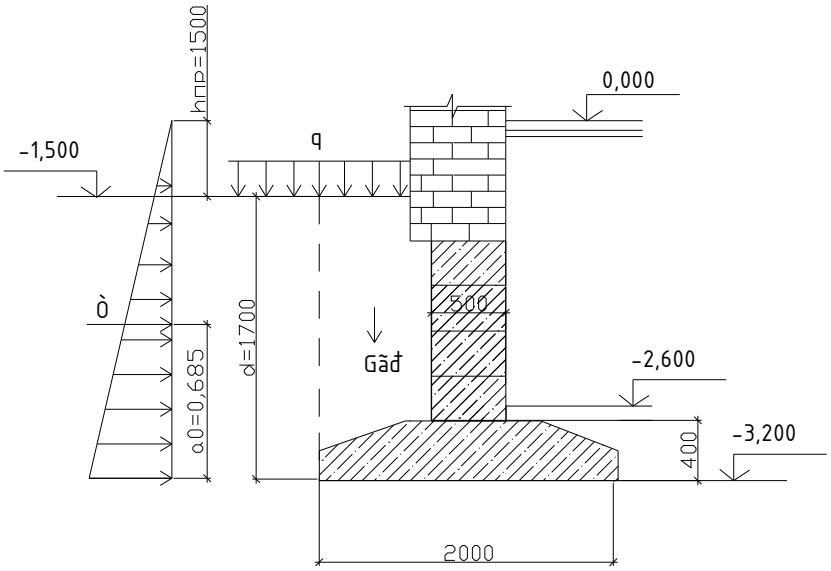


Рисунок 4.2 - Розрахункова схема внецентренно- навантаженого фундаменту

Визначимо рівнодійну активного тиску грунту на 1 м стіни фундаменту :

$$T = (qd + \gamma_{//} d^2 / 2) tg^2 (45 - \varphi / 2) = (0{,}01 * 1{,}7 + 0{,}016 * 1{,}7^2 / 2) tg^2 (45 - 22 / 2) = 0{,}01 МН ,$$

де $a_0 = \frac{d}{3} x \frac{d + 3h_{пр}}{d + 2h_{пр}} = \frac{1{,}7}{3} x \frac{1{,}7 + 3x0{,}625}{1{,}7 + 2x0{,}625} = 0{,}685 м$

де $h_{пр} = q / \gamma_{//}^{/} = 0{,}01 / 0{,}016 = 0{,}625 м$

де q=10 кН/м^2-для перекриттів вище поверхні землі.

Момент відносно центру тяжіння підошви фундаменту від рівнодійної активного тиску грунту :

$M_т = Ta_0 = 0{,}01x0{,}685 = 0{,}007$ МНм.

Вага 1 м стіни фундаменту $G_ф$=0,025 МН.

Вага грунту на обрізі фундаменту $G_{гр}$=0,025 МН.

Момент відносно центру тяжіння підошви фундаменту від ваги грунту на його обрізі:

MG=0,0162x(0,375+0,25)=0,01 МНм.

Визначимо крайову напругу під підошвою фундаменту :

$$P_{max,min} = N / A_Ф \pm M / W$$

$$P_{\max} = \frac{0,317 + 0,025 + 0,0162}{2x1} + \frac{-0,01 + 0,007}{1x2^2} = 0,1783 МПа,$$

$$P_{\min} = \frac{0,317 + 0,025 + 0,0162}{2x1} - \frac{-0,01 + 0,007}{1x2^2} = 0,1798 МПа.$$

Перевіряємо виконання умов $P_{\max} \le 1,2R$, $P_{\min} > 0$, $P_{ср} = N / A_{ф} \le R$.

P_{max}=0,1783<1,2x0,293=0,351 МПа,

P_{min}=0,1798 МПа>0,

$$P_{ср} = \frac{0,317 + 0,025 + 0,062}{2x1} = 0,1791 < 0,293 МПа,$$

Умови виконуються.

В якості матеріалу фундаменту беремо бетон класу В15, R_{bt}=0,765МПа. Висоту захисного шару бетону приймаємо а=7 см, тоді робоча висота перерізу

h_0=400-70=330 мм.

Визначимо розрахункові завантаження від ваги фундаменту і грунту на його обрізах:

Вага 1 м стіни фундаменту $G_{фр}$=0,025x1, 1=0,0275 МН.

Вага грунту на обрізі фундаменту $G_{грр}$=0,025x1, 2=0,0194 МН.

Момент відносно центру тяжіння підошви фундаменту від ваги грунту на його обрізі:

M_G^p=0,01x1,2=0,012 МНм.

Момент відносно центру тяжіння підошви фундаменту від рівнодійної активного тиску грунту :

$M_т^p$=0,007x1,1=0,0077 МНм.

Знайдемо максимальний тиск під підошвою фундаменту від дії розрахункових навантажень.

$$P_{\max} = \frac{0,381 + 0,0275 + 0,0194}{2x1} + \frac{-0,012 + 0,0077}{1x2^2} = 0,211 МПа$$

Напруга в грунті під підошвою фундаменту у грані стіни :

$$P_i = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} x \frac{l_i}{0,5l} = \frac{0,381 + 0,0275 + 0,0194}{2} + \frac{-0,012 + 0,0077}{1x2^2} x \frac{0,25}{0,5x2} = 0,213 МПа,$$

де l_i=0,25 м - відстань від осі фундаменту до даного перерізу.

Поперечна сила у грані стіни :

$$Q_i = b(0{,}5l - l_i)\frac{P_{\max} + P_i}{2} = 1(0{,}5x2 - 0{,}25)\frac{0{,}211 + 0{,}213}{2} = 0{,}159МН\ .$$

Перевіримо виконання умови

0,159<0,6x0,765x0,33=0,162 МН, де $\varphi_{b3} = 0{,}6$ для важкого бетону.

Умова виконується, отже установку і розрахунок поперечних стержнів не потрібно.

Знайдемо середній тиск під підошвою фундаменту від дії розрахункових навантажень :

$$P_{cp}{}^{p} = \frac{0{,}381 + 0{,}0275 + 0{,}0194}{2} = 0{,}213МПа\ .$$

Перевіримо виконання умови $Q = P_{cp}{}^{p}\left[0{,}5(l - l_к) - c\right]b \le 1{,}5R_{bt}bh_0{}'^2 / c$ по середньому тиску під підошвою фундаменту :

0,213x(0,5x(2-0,5)-0,35)x1=0,0852<1,5x0,765x1x0,33^2/0,35=0,357,

умова виконується.

Середній периметр піраміди продавлювання і розрахункова продавлююча сила :

U_m=0,5(b_k+$b_н$)=0,5(1+1)=1 м,

F=$P_{ср}{}^{p}$xA=0,381/(2x1)x0,42=0,08 МН,

де A=0,5b(l-l_k-2h_0)=0,5x1x(2-0,5-2x0,33)=0,42 м^2.

Перевіряємо виконання умови

0,08<1x0,765x1x0,33=0,252, умова виконується, отже міцність фундаменту на продавлювання забезпечена.

Знайдемо момент, що вигинає, в перерізі у грані стіни

$$M_i = b(0{,}5l - l_i)^2\frac{2P_{\max} + P_i}{6} = 1x(0{,}5x2 - 0{,}25)^2\frac{2x0{,}211 + 0{,}213}{6} = 0{,}06МНм$$

В якості робочих стержнів приймаємо арматуру класу AII с розрахунковим опором R_s=280 МПа.

Необхідна площа перерізу арматури

$$A_s = M / 0{,}9h_0R_s = 0{,}06 / (0{,}9x0{,}33x280) = 0{,}00072\,см^2$$

Приймаємо 9 стержнів ø12 As=10,18 см^2, з кроком 250 мм.

Площа розподільної арматури Asp=0,1x10, 18=1,02 см^2. Оскільки в стрічковому фундаменті спільно працюють дві консольні частини перерізу фундаменту, ту необхідну кількість розподільної арматури слід збільшити удвічі, тобто A_{sp}=2x1,02=2,04 см^2. Тоді приймемо 8 стержнів ø10 A400C, As=2,26 см^2, з кроком 160 мм.

4.9 Розрахунок осідань

Напруга від власної ваги грунту :

$$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i * h_i \text{ , кПа}$$

Напруга від дії зовнішнього навантаження :

$$\sigma_{zp} = \alpha * p_o \text{ , кПа}$$

Розрахунок опади фундаменту робимо методом пошарового підсумовування і знаходимо нижню межу товщі ГСТ, що стискається, яку встановлюють з умови :

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

Для визначення напруги $_{(zp}$ необхідно знайти додатковий тиск на рівні підошви фундаменту :

$$P_o = p_{ll} - \sigma_{zp} = p_{ll} - \gamma_{lld} * d_f = 0{,}194 - 0{,}016*1{,}6 = 0{,}168\text{МПа}$$

Знаходимо значення епюри вертикальної напруги від дії власної ваги грунту

На рівні підошви: σ_{zg} =0,0195*1,6=0,0256МПа ; $0{,}2\sigma_{zg}$=0,00512МПа

На рівні 1-го і 2-го шарів: σ_{zg} =0,0195*4,6=0,074МПа; $0{,}2\sigma_{zg}$=0,0147МПа

На рівні 2-го і 3-го шарів: σ_{zg} =0,074+0,0267* 10=0,341МПа; $0{,}2\sigma_{zg}$=0,068МПа

У 3-му шарі на УГВ: σ_{zg} =0,074+0,0267* 7,4=0,272МПа; $0{,}2\sigma_{zg}$=0,054МПа

Розрахунок ведемо в табличній формі (див. таблицю. 4.1).

Величина опади фундаменту :

$S = \beta_o \sum(\sigma_{zp.cp.i} * h_i)/E_{oi}$

$S = 0,8 * 0,4/15$ [(0,168 +0,16)/2+(0,16+0,134)/2 +(0,134+0,102)/2 + (0,102+0,075)/2+(0,075+0,056)/2+(0,056+0,043)/2+(0,043+0,034)/2+(0,034+0,027)/2]+0,8 * 0,4/7[(0.027+0,022)/2] = 1,68см

1,68см< 10см

Таблица 4.6. Основна умова розрахунку по другій групі граничних станів задовольняється.

Шар	Z,м	ξ =2z/b	α	σ_{zg}	$\sigma_{zp=} \alpha \cdot p_0$ МПа	$0,2\sigma_{zg}$ МПа	E,МПа
Суглинки лесові	0	0	1	0,0158	0,168	-	15
	0,4	0,4	0,96	0,031	0,16	-	
	0,8	0,8	0,8	0,044	0,134	0,009	
	1,2	1,2	0,606	0,054	0,102	0,011	
	1,6	1,6	0,449	0,061	0,075	0,0122	
	2,0	2	0,336	0,066	0,056	0,0132	
	2,4	2,4	0,257	0,07	0,043	0,014	
	2,8	2,8	0,201	0,0073	0,034	0,015	
Лес пилевато-жовтий	3,2	3,2	0,160	0.086	0.027	0.017	7
	3,6	3,6	0,130	0.096	0.022	0.019	

ВИСНОВКИ

1. У магістерській роботі проведено аналіз наукових праць та інших джерел, на підгрунті детального теоретико-методологічного аналізу конструктивних рішень, з метою розгляду предметної області порівняльного аналізу конструктивних рішень при будівництві малоповерхових житлових будівель,
2. Детально відзеркалено обґрунтування ролі конструктивних рішень малоповерхової житлової будівлі в умовах сучасних технологій будівництва.
3. Розглянуто прогресивні будівельні конструктивні системи та технології їх зведення.
4. Визначено основні аспектів порівняльного аналізу конструктивних рішень при будівництві малоповерхової житлової будівлі;
5. Застосовано конструктивні рішень на прикладі будівництва малоповерхової житлової будівлі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бліхарський З. Я. Реконструкція та підсилення будівель та споруд: навч. посібник. Львів: Вид-во Нац. ун-ту "Львів. політехніка", 2008. 108 с.
2. Бичевий П.П., Міщук К. М. Реконструкція будівель і споруд: методичні вказівки. Запоріжжя: ЗДІА, 2016. 39 с.
3. Бичевий П.П., Міщук К. М. Прогресивні технології будівництва та реконструкції будівель і споруд: метод. вказівки до виконання практ. занять та контр. робіт, проведення самост. роботи для студ. ЗДІА спец. 192 "Будівництво та цивільна інженерія" ден. та заоч. форм навчання : методичні вказівки. Запоріжжя : ЗДІА, 2016. 42с.
4. Гавриляк А.І., Базарник І.Б., Кінаш Р.І. Технічна експлуатація, реконструкція і модернізація будівель: навч. посібник для внз. Львів: Вид-во Нац. ун-ту "Львів. політехніка", 2006. 539 с.
5. Данкевич Н. О., Шаровар М. К., Мальований І. В. Технологія будівельного виробництва: метод. вказівки до виконання курсового проекту для студ. ЗДІА напряму 6.06.0101 "Будівництво" ден. та заоч. форм навчання. Запоріжжя : ЗДІА, 2010. 57 с.
6. Данкевич Н.О. Технологія будівельного виробництва: методичні вказівки до виконання практичних та лабораторних занять, контрольної та самостійної роботи для студентів ЗДІА за напрямом 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної та заочної форми навчання. Запоріжжя: ЗДІА, 2016. 65 с.
7. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. [Чинний від 2012–04–01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. 94 с.

8. .ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги до проектної та робочої документації– [Чинний від 2009–01–24]. Київ : Держстандарт України, 2009. 70 с.
9. ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об’єктів [Чинний з 2014-01-01]. Київ: Мінрегіон України, 2013. 42 с.
10. ДБН А.3.1-5-2016. Державні будівельні норми. Управління, організація і технологія. Організація будівельного виробництва. [Чинний від 2016-01-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2017. 67 с.
11. ДБН В.1.2-12-2008. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.. 34 с.
12. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва. [Чинні з 2014-01-01]. Київ: Мінрегіон України, 2013. 88 с.
13. ДСТУ 3008-2015 Звіти у сфері науки і техніки. Структура та правила оформлення. [Чинний від 2017-07-01] Вид. офіц.. Київ: ДП «Укр НДНЦ», 2016.31 с.
14. ДСТУ 8302:2015 Бібліографічні посилання. Загальні положення та правила складання. [Чинний від 2016-07-01] Вид. офіц.. Київ: ДП «Укр НДНЦ», 2016.20 с.
15. ДСТУ – Н Б. Д.1.1-5:2013. Настанова що до визначення розміру коштів на титульні тимчасові будівлі та споруди і інші витрати у вартості будівництва. [Чинні з 2014-01-01]. Київ: Мінрегіон України, 2013. 59 с.
16. ДСТУ – Н Б. Д.1.1-6:2013. Настанова що до розроблення ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи. [Чинні з 2014-01-01]. Київ: Мінрегіон України, 2013. 45 с.
17. ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки. Основні положення». [Чинні з 2019-01-01]. Київ : Мінрегіонбуд України.2019. 32 с.
18. Кирнос В.М., Залунин В.Ф., Дадиверина Л.Н. Организация строительства: учебник. Днепропетровск: «Пороги,», 2005. 309 с.
19. Кузнєцов Ю.П. Проектирование железобетонных работ. Киев; Донецк: Вища школа., 1991. 280 с.

20.Організація будівництва : підручник / за редакцією С.А. Ушацького. Київ : Кондор, 2007. 521 с.

21.Павлов І.Д., Полтавець М.О. Організація, планування та системи управління в містобудівництві: навчально-методичний посібник для здобувачів вищої освіти «Магістра» спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія». Запоріжжя, ЗНУ, 2019. 165 с.

22.Павлов І.Д., Пшегорлінська О.А. Технологія, організація та планування будівництва: навчально-методичний посібник для студентів ЗДІА спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної та заочної форм навчання .Запоріз. держ. інж. акад. Запоріжжя: ЗДІА, 2018. 186 с.

23.Посібник з розробки проектів організації будівництва й проектів виконання робіт (до ДБН А.3.1-5-96). Київ : Укрархбудінформ, 1997. 105 с.

24.Пищаленко Ю. А. Технология возведения зданий и сооружений: учебник для вузов. Киев: Вища школа, 1982. 192 с.

25.Радкевич А.В., Павлов І.Д. Багатоцільові моделі організації капітального відновлення об'єктів: монографія. Дніпропетровськ, 2003. 225 с.

26.Притула С. Ф.Технологія будівельних процесів: навч. посібник. Київ: ІЗМН, 1996. 140 с.

27.Современные технологии в строительстве: учебник для студ.высш. учеб.заведен. /под ред. А.И. Менейлюка. Киев: Освіта України, 2010. 549 с.

28.Технологія будівельного виробництва: підручник / В.К. Черненко та ін.; за ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. Київ: Вища школа, 2002. 430 с.

29.Технология строительного производства / под общей ред. О.О. Литвинова, Ю.И. Белякова. Киев: Висш. шк., 1985. 479с.

30.. Технологія будівельного виробництва: підручник для студ. внз / за ред. Ярмоленко М. Г. 2-ге вид., перероб. і доп. Київ: Вища школа, 2005. 341 с.

31. Терех М.Д. Технологія реконструкції будівель та споруд: мтодичні вказівки до практичних занять, виконання розрахунково-графічних робіт та самостійної роботи для студентів спеціальності 8.092101 „Промислове та цивільне будівництво”. Запоріжжя: Видавництво ЗДІА, 2006. 67 с.
32. Технологія монтажу будівельних конструкцій: навчальний посібник / В.К. Черненко, О.Ф. Осипов, Г.М. Тонкачеєв та інші; За ред.. В.К. Черненка. Київ :Горобець Г.С.,2010. 372 с.
33.. Черненка В.К., Ярмоленка М.Г. Технологія будівельного виробництва: підручник. Київ : Вища школа, 2002. 430 с.
34. Нові технології в будівництві - надія на майбутнє. URL: http://www.farsipharm.com.ua/
35. Нові технології швидкого та економічного будівництва житла. URL: http://ecotown.com.ua/.
36. Топ-10 геніальних будівельних рішень з благоустою міст. URL: http://dt.ua/ .