МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ ІМ. Ю.М. ПОТЕБНІ
ЗАПОРІЗЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО УНІВЕРСИТЕТУ

Кафедра промислового та цивільного будівництва

Кваліфікаційна робота/проект

другий магістерський рівень
(рівень вищої освіти)

на тему: **Оцінка та обґрунтування конструктивних елементів багатоповерхової будівлі ділового центру в м. Харків**

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1923-пцб-1
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і назва спеціальності)
освітньої програми промислове і цивільне будівництво
(код і назва освітньої програми)
Дубановський О.В.
(призвище та ініціали)

Керівник доц., к.т.н., доц. Данкевич Н.О.
(посада, вчене звання, науковий ступень, призвище та ініціали)

Рецензент проф., д.т.н. Радкевич А.В.
осада, вчене звання, науковий ступень, призвище та ініціал

Запоріжжя
2024

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ ІМ. Ю.М. ПОТЕБНІ
ЗАПОРІЗЬКОГО НАЦІОНАЛЬНОГО УНІВЕРСИТЕТУ

афедра **Промислового та цивільного будівництва**
івень вищої освіти **другий магістрський рівень**
(другий (магістерський) рівень)
пеціальність **192 "Будівництво та цивільна інженерія"**
(шифр і назва)
Освітньо-професійна програма **"Промислове і цивільне будівництво"**
(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри ПЦБ
проф. Арутюнян І.А.
"____" _____20___ року

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКЦІЙНУ РОБОТУ /ПРОЄКТ СТУДЕНТОВІ (СТУДЕНТЦІ)

Дубановський Олександр Васильович
(прізвище, ім`я по батькові)

1. Тема роботи (проекту) Оцінка та обгрунтування конструктивних елементів багатоповерхової будівлі ділового центру в м. Харків

керівник роботи Данкевич Н.О., доцент кафедри ПЦБ, к.т.н.
(прізвище, ім`я по батькові, науковий ступень, вчене звання)

затверджені наказом ЗНУ від "_30_" _09__2024 року №_1486 - с

2. Строк подання студентом роботи 01 грудня 2024 р.

3. Вихідні дані до роботи конструктивні системи багатоповерхових будівель архітектурно-планувальні рішення будівлі, кліматичні умови інженерно-геологічні умови, науково-технічна, нормативна література

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) вступ, конструктивні системи багатоповерхових каркасних будівель, проєктувння архітектурних рішень проєкту , розрахунок і проєктування фундаментів будівлі, розрахунок і конструйования металевого каркасу

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов`язкових креслень) вступ, основні питання дослідження, проєктування архітектурних рішень проєкту, проєктування конструктивних рішень проєкту,

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Розділ 1	Данкевич Н.О., к.т.н., доц.		
Розділ 2	Данкевич Н.О., к.т.н., доц.		
Розділ 3	Данкевич Н.О., к.т.н., доц.		
Розділ 4	Данкевич Н.О., к.т.н., доц.		

7. Дата видачі завдання 02 травня 2023 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфкаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітки
1.	Особливості застосування конструктивних систем	10.09.2024	
	сучасних житлових висотних будівель		
2.	Проєктування архітектурно-конструктивних рішень	25.09.2024	
	об'єкту будівництва		
3.	Проєктування та розрахунок металевого каркасу		
4.	Проєктування та розрахунок основи та фундаментів	10.10.2024	
		12.11.2024	
5.	Оформлення та підготовка до захисту		
		30.11.2024	

Студент _____ (підпис) Дубановський О.В (прізвище та ініціали)

Керівник роботи/проєкту _____ (підпис) Данкевич Н.О. (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль пройдено _____ (підпис) Данкевич Н.О. (прізвище та ініціали)

АНОТАЦІЯ

Дубановський О. В. Оцінка та обґрунтування конструктивних елементів багатоповерхової будівлі ділового центру в м. Харків

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник Н.О. Данкевич. Запорізький національний університет. Інженерний навчально-науковий інститут ім. Ю.М. Потебні, кафедра промислово та цивільного будівництва, 2024.

Проведено аналіз основних світових тенденції і розглянути існуючі конструктивних рішень багатоповерхових будівель. Визначені комбінації основних елементів які утворюють конструктивну схему багатоповерхової будівлі ділового центру. Визначенні та розраховані ефективні конструктивні рішень будівництва багатоповерхової будівлі ділового центру з урахуванням в конкретних умовах для забезпечення стабільності, міцності та безпеки таких будівель, враховуючи їхню значну висоту. Розраховано і сконструйовано комбінований пальово-плитний фундамент з застосуванням напівзакритого спосібу зведення підземної частини будівлі за технологією «зверху - вниз». Сформовано систему вимог, яким має відповідати конструктивна модель будівельного об'єкта, яка докладно розглянуто при обґрунтуванні конструктивних рішень зведення багатоповерхового ділового центру з використанням монолітно-каркасної технології.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: будівля, інженерно-геологічні умови, архітектурні та конструктивні рішення, стійкість, надійність, навантаження, пальово-плитний фундамент.

ABSTRAKT

Dubanovskyi O. V. Evaluation and Substantiation of Structural Elements of a Multi-Story Building of a Business Center in Kharkiv.

Qualifying final work for obtaining a higher education master's degree in specialty 192 Construction and civil engineering, scientific supervisor N.O. Dankevych. Zaporizhzhya National University, Y.M Potebnya Engineering Educational and Scientific Institute, Department of Industrial and Civil Engineering, 2024.

The main world trends are analyzed and existing constructive solutions for multi-storey buildings are considered. The combinations of the main elements that form the structural scheme of a multi-storey building of a business center are determined. Effective constructive solutions for the construction of a multi-storey building of a business center are determined and calculated, taking into account specific conditions to ensure the stability, strength and safety of such buildings, given their considerable height. A combined pile-slab foundation was designed and constructed using a semi-closed method of erecting the underground part of the building using the "top-down" technology. A system of requirements for the structural model of a building object has been formed, which is considered in detail when substantiating the design solutions for the construction of a multi-storey business center using monolithic frame technology.

KEYWORDS: building, engineering and geological conditions, architectural and structural solutions, stability, reliability, loads, pile and slab foundation.

ЗМІСТ

С.

ВСТУП…..... 7

1 ОСОБЛИВОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ СУЧАСНИХ ЖИТЛОВИХ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ…… 10

1.1 Комбінації основних елементів які утворюють конструктивну схему будівлі…… 10

1.2 Сучасні конструктивні системи житлових висотних будівель з металу ……. 15

1.3 Забезпечення вогнестійкості об'єктів з сталевих конструкцій 23

2 ПРОЄКТУВАННЯ АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ОБ’ЄКТУ БУДІВНИЦТВА…….. 25

2.1 Опис ділянки та обґрунтування планування рішення генерального плану……. 25

2.2 Архітектурно-планувальні рішення об’єкту будівництва…….. 26

2.3 Конструктивні рішення…….. 27

2.4 Конструкції зовнішніх стін…… 28

2.5 Внутрішнє оздоблення…… 28

2.6 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін……. 29

2.7 Основні техніко - економічні показники…….. 31

2.8 Вимоги пожежної безпеки……. 32

3 ПРОЄКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНОК МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ…….. 34

3.1 Розрахунок вітрового навантаження……. 34

3.2 Розрахунок горизонтальних навантажень…… 37

3.3 Розрахунок навантаження на перекриття …… 37

3.4 Розрахунок крайніх колон К-1, К-2…….. 38

3.5 Розрахунок ригеля…… 43

3.6 Розрахунок і конструювання рамного (жорсткого) вузла сполучення ригеля з колоною…… 45

3.7 Розрахунок бази колони……. 50

4 ПРОЄКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНОК ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТІВ……. 52

4.1 Прив'язка будівлі, що проєктується, до наявного рельєфу будівельного майданчика по вертикалі…… 52

4.2 Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва. Загальні положення. Класифікація ґрунту…… 53

4.3 Розрахунок комбінованого пальово-плитного фундаменту…….. 59

ВИСНОВКИ……..... 66

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ…….. 67

ВСТУП

Актуальність теми дослідження: Висотні будівлі у всьому світі відносять до об'єктів найвищого рівня відповідальності і класу надійності. Питома вартість їх будівництва значно вища за звичайні будівлі. Це обумовлено не лише технологічними, конструктивними і іншими чинниками, але значною мірою і заходами комплексної безпеки, що приймаються на всіх стадіях, - проектування, будівництва і експлуатації. Виникнення і розвиток аварійних ситуацій у висотних будівлях може мати дуже тяжкі наслідки не лише матеріального, економічного, екологічного, але і соціального характеру.

Висотні будівлі і їх окремі конструктивні елементи в процесі зведення і експлуатації піддаються дії навантажень і випробовують зусилля, що набагато перевершують ефект від зовнішніх дій, характерних для звичайних об'єктів будівництва. Так, вітрові навантаження помітно зростають з видаленням від поверхні землі і характеризуються не лише істотній статичній, але і динамічній складовій. Для більшості висоток горизонтальні(головним чином вітрові) навантаження переважають над вертикальними.

Крім того, у зв'язку з високими темпами виконання будівельно-монтажних робіт на несучі конструкції, виконані з монолітного залізобетону (переважну більшість висоток зводять із застосуванням монолітного бетону і залізобетону), в ранньому віці передаються досить великі зусилля, що вимагає ухвалення відповідних технологічних рішень. У несучих системах висотних будівель, виникає небезпека накопичення ще в процесі будівництва нерівномірних вертикальних переміщень, які у поєднанні з деформаціями від експлуатаційних навантажень можуть призводити до досягнення бетоном і сталлю, у тому числі арматурною, граничних станів в окремих перерізах деяких елементів, що також слід враховувати при оцінці напружено-деформованого стану конструкцій[2].

Таким чином, актуальність роботи обумовлена необхідністю вирішення важливої науково-практичної задачі аналіз і обґрунтування конструктивних рішень багатоповерхових каркасно-монолітних будівель.

Метою магістерської роботи*:* є аналіз, обґрунтування та розрахунок конструктивних рішень багатоповерхової будівлі ділового центру в м. Харків.

Для досягнення поставленої в процесі дослідження мети вирішені **наступні завдання**:

1) Визначити основні світові тенденції і розглянути існуючі конструктивних рішень багатоповерхових будівель;

2) Проаналізувати комбінації основних елементів які утворюють конструктивну схему багатоповерхової будівлі ділового центру.

3) Обґрунтувати об'ємно-планувальні рішень з урахуванням інженерне-геологічній умов майданчика.

4) Розрахувати несучі елементи каркасу будівлі з урахуванням дії горизонтальних і вертикальних навантажень.

5) Виконати розрахунок комбінованого пальово-плитного фундаменту з урахуванням оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва та способу зведення підземної частини будівлі за технологією «зверху - вниз».

Об’єкт дослідження – багатоповерхова будівля ділового центру в м. Харків.

Предмет дослідження – конструктивні рішення каркасу багатоповерхової будівлі ділового центру в м. Харків з урахуванням улаштування підземної частини, яка буде сприйматися як за рахунок роботи фундаментної плити-ростверку і бурових опор, так і за рахунок роботи «стіни в ґрунті».

Методами дослідження послужили: бібліографічний пошук, системно-структурний аналіз і синтез. Основною базою для дослідження стали зарубіжні та вітчизняні наукові матеріали. Автором проводиться комплексний

аналіз проблеми та подаються найактуальніші конструктивні рішення, вибір яких ґрунтується на аналізі наукової літератури.

Наукова новизна: проаналізовано та обґрунтовано що для проєктування багатоповерхових будівників найбільше використання отримала каркасно-монолітна система, яка отримала подальший розвиток для розрахунку конструктивних рішень.

Практична цінність: визначення ефективних конструктивних рішень будівництва багатоповерхової будівлі ділового центру з урахуванням в конкретних умовах для забезпечення стабільності, міцності та безпеки таких будівель, враховуючи їхню видатну висоту. Вони охоплюють використання високоміцних матеріалів, таких як сталь і залізобетон, спеціалізовані системи зміцнення фундаменту, а також методи вітрового і вібраційного захисту. Ці рішення дають змогу будувати хмарочоси, забезпечуючи їхню стійкість до вітрових навантажень, сейсмічної активності та інших факторів, специфічних для висотних споруд.

Структура і об'єм магістерської роботи. Магістерська робота складається з вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел. Повний об'єм магістерської роботи складає 69 сторінок тексту, у тому числі 3 рисунки, 3 таблиць. Список використаних джерел містить 31 найменування.

1 ОСОБЛИВОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ СУЧАСНИХ ЖИТЛОВИХ ВИСОТНИХ БУДІВЕЛЬ

1.1 Комбінації основних елементів які утворюють конструктивну схему будівлі

У сучасному висотному будівництві застосовують різні варіанти компонувань конструктивних систем. При цьому, незважаючи на значний світовий досвід будівництва, не вироблені єдині правила вибору конструктивних рішень, конструкцій, що захищають, і матеріалів. Відсутня не лише міжнародна систематизація конструктивних схем висотних будівель, але вона не розроблена і в окремо взятих країнах.

З аналізу конструктивних схем висотних будівель можна припустити, що усі конструктивні системи можна розділити на три категорії: стінні, каркасні, змішані(каркасно-стінні). Каркасні системи можна розділити на рамно-каркасні, каркасні з діафрагмами жорсткості, каркасно-стовбурні, каркасно-оболонкові. Стінні системи можна розділити на схеми з паралельними стінами, з перехресними стінами і коробчастими(оболонкові). Змішані системи включають окремі ознаки різних систем; до них можна віднести каркасно-стовбурні, каркасно-оболонкові і коробчаста-стовбурніх[25,28].

Більшість висотних будівель зараз будуються по каркасних або змішаних системах. Будівлі заввишки більше 250 м часто виконують із застосуванням стовбурної(ядровою) конструктивної системи: «труба в трубі» і «труба у фермі». Ця конструктивна схема складається з центрального ствола(ядро жорсткості), який переймає на себе основну долю навантажень, і периметральних елементів, що несуть : окремих колон, гратчастих систем(ферм, складених стержнів та ін.), пилонов, які можна об'єднати в єдину

конструкцію. Жорсткість, стійкість і надійність такої системи забезпечуються закладенням центрального ствола у фундамент.

Якщо жорсткості простої конструктивної системи недостатньо, застосовують комбіновану систему. Наприклад, при комбінації стовбурної і стінної систем горизонтальні навантаження передаються із зовнішньої оболонки і на центральний ствол(ядро жорсткості), і на внутрішні стіни, що несуть. Комбінована конструктивна система дозволяє розподіляти долі сприйманих зусиль на різні конструкції за рахунок варіювання жорсткості елементів остову, що несуть.

Проте як для висотних, так і для звичайних будівель основні елементи, що несуть, і конструкції вирішуються виходячи з одних і тих же принципів: усі вони утворюють міцний, жорсткий і стійкий остов будівлі. Основні елементи, що несуть, діляться на три групи. Лінійні елементи: - колони і балки(сприймають осьові і вигинаючі зусилля). Плоскі елементи: - стіни суцільні(з отворами) або ґратчасті(сприймають осьові і вигинаючі зусилля); - плити суцільні або ребристі, підтримувані каркасом(сприймають навантаження в площині, перпендикулярній плиті). Просторові елементи: - стволи(ядра жорсткості) і контурні оболонки, що об'єднують конструкції будівлі для забезпечення їх роботи як єдиного цілого. Комбінації цих основних елементів утворюють конструктивну схему будівлі. Кількість їх можливих поєднань в конструктивних схемах необмежено.

Конструктивні системи будівлі (рис.1.1):

1. Безкаркасна з паралельними несучими стінами. Ця система складається з плоских вертикальних елементів, які завантажені власною вагою і тому здатні ефективно сприймати горизонтальні дії. Система паралельних стін широко застосовується для житлових будівель, які не вимагають облаштування великих вільних об'ємів і в яких немає необхідності влаштовувати спеціальні стволи жорсткості для систем інженерного устаткування.

2. Стовбурна із зовнішніми стінами-діафрагмами. Плоскі вертикальні елементи утворюють зовнішні стіни ствола будівлі. Це дозволяє влаштовувати відкриті внутрішні об'єми, величина яких залежить від прольотів, що перекриваються плитами перекриття. У стволах розміщуються системи інженерного устаткування і вертикального транспорту, а самі стволи підвищують жорсткість будівлі

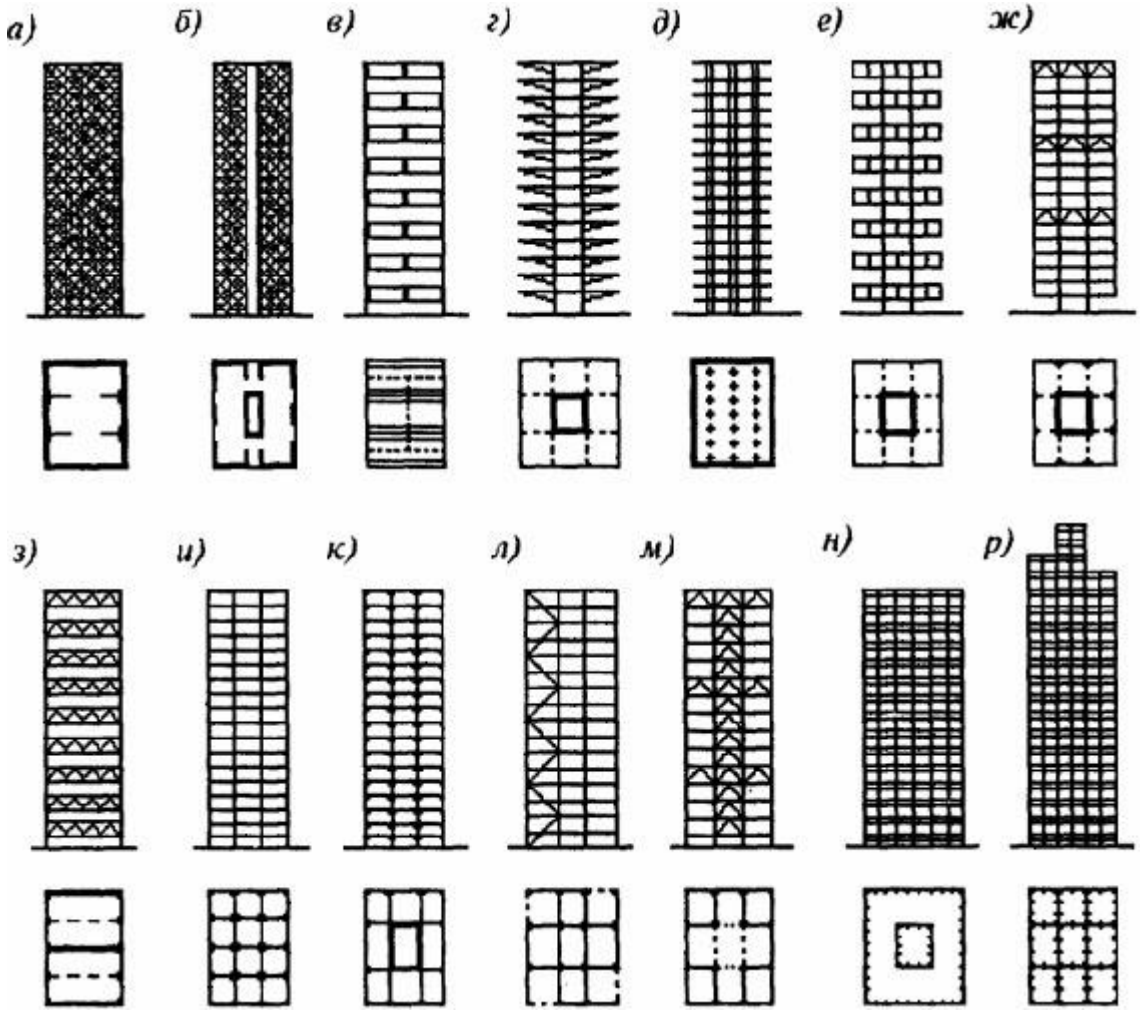


Рисунок 1.1 - Конструктивні схеми висотних будівель :
а - безкаркасна з паралельними несучими стінами; *б* - стовбурна із стінами, що несуть; *у* - коробчаста; *г* - з консольними перекриттями в рівні кожного поверху; *д* - каркасна з безбалочними плитами перекриття; *е* - з консолями заввишки на поверх в рівні кожного другого поверху; *ж* - з підвішеними поверхами; *з* - з фермами заввишки на поверх, розташованими в шаховому порядку; *і* - рамно-каркасна; *к* - каркасно-стовбурна; *л* - каркасна з ґратчастими діафрагмами жорсткості; *м* - каркасна з ґратчастими горизонтальними поясами і ґратчастим стволом; *н* - коробчаста-стовбурна(труба в трубі); *р* - багатосекційна коробчаста.

3. Коробчаста(об'ємно-блокова). Будівлі об'ємно-блокової(коробчастою) схеми утворюються з тривимірних блоків заввишки на поверх, які нагадують будівлі із стінами, що несуть, коли вони змонтовані і сполучені один з одним. На рисунку показана система, в якій блоки збираються як цегла в кладці, внаслідок чого маємо перехресну систему несучих стін-балок

4. З консольними перекриттями в рівні кожного поверху. Спирається системи перекриття на центральний ствол жорсткості допускає створення вільного від колон простору. При цьому розміри будівлі обмежені здатністю плит, що несе. Таке рішення вимагає застосування сталей з високими механічними характеристиками, особливо при великих вильотах плит перекриття. Жорсткість плит може бути збільшена за допомогою попередньої напруги

5. Каркасна з без балочними плитами перекриття. Зазвичай така горизонтальна плоска конструкція складається із залізобетонних панелей однакової товщини, що спираються на колони. При будь-якому рішенні система не має високих балок і таким чином допускає мінімальну висоту поверху.

6. З консолями заввишки на поверх в рівні кожного другого поверху. Консольні ґратчасті конструкції заввишки на поверх влаштовуються через один поверх. Простір усередині ґратчастих конструкцій поверху зазвичай використовується для певних(з фіксованим устаткуванням) операцій, а повністю вільний простір між ґратчастими конструкціями може бути призначений для будь-яких видів діяльності.

7. З підвішеними поверхами. Така система припускає ефективне використання матеріалу при застосуванні замість колон підвісок, що сприймають навантаження від перекриття. Здатність стислих елементів, що несе, зазвичай знижується у зв'язку з подовжньою стійкістю, тоді як здатність розтягнутих елементів, що несе, використовується повністю. Підвіски передають вертикальне навантаження на консольні оголовки, встановлені на центральному жорсткому стволі.

8. З фермами заввишки на поверх, розташованими в шаховому порядку. Ферми заввишки на поверх розміщуються таким чином, що кожне перекриття будівлі спирається на верхній пояс однієї ферми і нижній пояс наступної ферми. Окрім сприйняття вертикальних навантажень таке компонування ферм знижує до мінімуму вимоги до системи горизонтальних зв'язків, оскільки вітрові навантаження передаються полицями ферм і плитами перекриття

9. Рамно-каркасна. Жорсткі вузли сполучення лінійних елементів дозволяють створити вертикальні і горизонтальні диски жорсткості. Вертикальні диски утворюються колонами і ригелями в основному з прямокутною сіткою(жорсткими рамами). Аналогічна сітка подовжніх і поперечних ригелів створює горизонтальні диски. Найважливішими чинниками для створення просторової жорсткості остову будівлі є висота поверху і крок колон. Просторова жорсткість залежить від здатності, що несе, і жорсткості окремих колон, ригелів і вузлів стиків.

10. Каркасно-стовбурна(ядрова). Жорстка рама сприймає горизонтальні навантаження при роботі її елементів переважно на вигин. Така схема деформації призводить до великих горизонтальних переміщень будівель певної висоти. Проте введенням ствола жорсткості можна істотно збільшити бічну жорсткість будівлі за рахунок взаємодії рамного каркаса із стволом. У стволах розміщують системи інженерного устаткування і вертикального транспорту

11. Каркасна з ґратчастими діафрагмами жорсткості. Поєднанням жорстких(чи шарнірних) рам з вертикальними ґратчастими діафрагмами, працюючими на зрушення, можна добитися істотного підвищення несучої здатності і жорсткості будівлі. При проєктуванні може вважатися, що каркас сприймає вертикальні навантаження, а вертикальні ґратчасті діафрагми - горизонтальні(вітрові) дії.

12. Каркасна з ґратчастими горизонтальними поясами і ґратчастим стволом жорсткості Горизонтальні ґратчасті пояси зв'язують зовнішні колони із стволом і тим самим зменшують міру роздільної роботи рамного каркаса і

ствола. Система зв'язків називається вінчаючою наскрізною конструкцією у разі розташування горизонтального поясу нагорі будівлі і поясною конструкцією при розміщенні їх в нижній частині будівлі.

13. Коробчато-стовбурна(труба в трубі) Зовнішні колони і балки розташовуються досить близько один від одного, і каркас зовнішніх стін перетворюється на оболонку з отворами. Уся будівля працює як порожниста трубчаста конструкція, консольно закладена в грунт. Центральний ствол(труба) збільшує жорсткість будівлі, сприймаючи горизонтальні навантаження разом із зовнішньою коробкою(трубою).

14. Багатосекційна коробчаста Будівля такої конструктивної схеми виконується таким, що блокується з окремих секцій, вирішених за коробчастою схемою(пучок труб). Горизонтальні навантаження сприймаються як зовнішньою стінною коробкою, так і між секційними стінами. В цьому випадку підвищення жорсткості системи очевидне. Таке рішення допускає будівництво будівель дуже великої висоти і з великим відкритим простором міжповерхових перекриття.

1.2 Сучасні конструктивні системи житлових висотних будівель з металу

Міцний і легкий сталевий каркас дозволяє містобудівникам реалізовувати їх найсміливіші ідеї. Всесвітній Торговий Центр, Емпайр-стейт-білдінг (рис1.1), Хоум-іншурэнс-білдінг і десятки інших сталевих хмарочосів вражають уяву грандіозністю архітектурного задуму і витонченістю його реалізації. Поява висотних будівель з металевим каркасом стала можливою завдяки відкриттю бесемерівського процесу виготовлення стали, який став революційним проривом в металургії кінця XIX століття[30,31].

До винаходу нового методу виробництва сталь в основному використовувалася для виготовлення предметів побуту. Поворотним моментом для Генрі Бессемера стала бесіда з Наполеоном III. У черговий раз двигуном науково-технічного прогресу стали інтереси військово-промислового комплексу, і в 1856 році Бессемер запатентував перший недорогий метод промислового виробництва сталі з чавуну, який дозволив понизити вартість стали, скоротити час на її виробництво і збільшити об'єми.





Рисунок 1.1 - Емпайр-стейт-білдінг (Empire State Building, 1931 рік)

Дешева сталь швидко знайшла своє застосування в мирному багатоповерховому будівництві. До Бессемера архітектори намагалися збільшити поверховість будівель за рахунок потовщення цегляних стін на нижніх поверхах. Після початку масового виробництва недорогої сталі містобудівники змогли реалізувати ідею будівництва хмарочосів за рахунок використання сталевих каркасів.

На сталевий каркас були «повішені» легкі кам'яні стіни(нарощувати товщину стін для віддання багатоповерхівці додаткової стійкості більше не було необхідності). Крім того, приміщення у будинках з таким типом каркаса були світлішими - сталь давала можливість істотно збільшити кількість вікон.

При зведенні першого сталевого хмарочоса були задані стандарти і для інших будівельних інновацій(ліфтового устаткування, конструкції дахів,

сантехнічних систем і так далі). На жаль, зараз споруди із сталевими перекриттями, вертикальними і бічними структурними елементами із сталі зараз будують порівняно рідко. Нині більшість хмарочосів зводяться з використанням різного роду композитів, залізобетону або поєднання сталевих і бетонних технологій[28].

Проте, виняткова міцність сталевого каркаса створила особливий впізнанний архітектурний стиль, приклади якого ще довго тішитимуть око поціновувачів сталевого мистецтва. До останнього часу технологія будівництва із застосуванням сталевого каркаса в основному застосовувалася для зведення будівель нежитлового призначення: складських комплексів, торгових центрів, спортивних об'єктів, промислових і сільськогосподарських будівель. Особливе поширення мають повнокомплектні швидкозведенні будівлі з металу різного призначення. У цивільному секторі ситуація відрізняється: для будівельників найбільш звичними технологіями є панельне і монолітне будівництво, тому небагато забудовників готові відійти від знайомих матеріалів і спробувати нову технологію. Але оскільки велику частку нового будівництва займають житлові будівлі, цікавий досвід застосування металоконструкцій саме в цьому сегменті.

Сьогодні технологія будівництва із застосуванням сталевого каркаса використовується при будівництві висотних будівель, житлових комплексів середньої і низької поверховості, багатофункціональних комплексів, інфраструктурних об'єктів і соціальних об'єктів(школи, дитячі сади, медичні центри), комерційної нерухомості. Основними перевагами цієї технології є: швидкість, конкурентна собівартість, гнучкість і функціональність планувальних рішень, можливість «типового» будівництва і економічна ефективність. Це можливо завдяки відсутності так званого «циклу мокрих робіт» в процесі монтажу, який серйозно уповільнює зведення монолітних будівель. Тут проявляється ще один плюс сталевих конструкцій : їх роблять безпосередньо на заводі, а на будмайданчик доставляються вже фактично готові елементи, які залишається просто змонтувати. Крім того, відсутність

«мокрих процесів» дає можливість всесезонного будівництва в різних регіонах без додаткових витрат на застосування новітніх технологій і матеріалів.

Для збільшення темпів застосовується потоковий метод будівництва, при якому зведення несучих конструкцій на більш високих відмітках будівлі ведеться паралельно облаштуванню захисні конструкцій, на рівнях нижче. Цей метод працює при багатоповерховому будівництві, оскільки металлокаркас має можливість зведення укрупненими елементами заввишки 12 і більше метрів. При зведенні 3-х і 4-х поверхових будівель поєднання етапів не потрібно, оскільки інтенсивність використання робітників в даному випадку знижуватиметься. Швидкість будівництва сталевого каркаса можна порівняти з панельним житловим будівництвом, який заснований на використанні заздалегідь виготовлених великих залізобетонних панелей і плит заводського виробництва. Плюсом будівель, побудованих за технологією сталевого каркаса, є відсутність несучих стін. Таке конструктивне рішення дає набувачу приміщення свободу в плануванні кімнат. Також оригінальні планування допомагають створювати порівняно невеликі розміри вертикальних несучих конструкцій(колон). Замість бетонних стін, що несуть, і витягнутих пілонів при облаштуванні сталевого каркаса застосовується невелика сталева колона. З цього виходить один з плюсів технології сталевого каркаса - вільне розташування квартир і незліченна безліч варіантів перепланування, а також ергономічність планувальних рішень.

У сучасній світовій будівельній практиці на сьогодні найбільш затребувані сталезалізобетонні конструкції і конструкції з тонкостінних оцинкованих елементів. Сталезалізобетонні конструкції є гібридом сталевого каркаса і монолітного залізобетону. Такий гібрид двох різних конструктивних рішень дозволяє отримати достоїнства обох систем в одній конструкції: забезпечуються компактні перерізи і великі прольоти, захист від корозії і вогнезахист конструкцій. Активному застосуванню технології «сталевого каркаса» в житловому секторі перешкоджають стереотипи, які склалися

навколо цієї теми(«ненадійність технології», «тривалі терміни узгодження», «відсутність кваліфікованого робочого персоналу» і так далі).

На рисунку 1.3. представлена ефективність сталезалізобетонних конструкцій в відносних витратах і вартості матеріалів.



Рисунок 1.2 -Сталезалізобетонні конструкції



Рисунок 1.3 - Застосовність і ефективність сталезалізобетонних конструкцій

Якщо порівнювати усі технології для реалізації об'єктів житлового призначення, то ми побачимо, що конкурентні переваги сталевого будівництва мають набагато більшу значущість, ніж ті побоювання і стереотипи, які легко можна нівелювати в процесі «напрацювання» практики.

Основним недоліком використання сталевих несучих конструкцій є необхідність додатково захищати їх від вогневої дії при можливій пожежі. У монолітних залізобетонних конструкціях ця проблема неактуальна, оскільки

подібний захист забезпечується захисним шаром бетону. Тому для вогнезахисту сталевих конструкцій застосовуються спеціальні сертифіковані вогнезахисні матеріали. Також можна застосовувати конструктивний вогнезахист, тобто приховувати елементи, що несуть, в об'ємі внутрішніх і зовнішніх стін. Це дозволяє забезпечити необхідний захист від вогневої дії.

У будівлях, побудованих за технологією сталевого каркаса, в якості конструкцій, що захищають, зазвичай застосовуються каркасні стіни з внутрішнім утеплювачем. Їх зручно виготовляти в заводських умовах і транспортувати на будівельний майданчик, що значно знижує трудовитрати будівельного процесу. Внутрішні стіни виготовляються за схожою технологією[30,31].

Головною перевагою використання навісних стінних панелей є можливість понизити металоємність каркаса і збільшити внутрішній простір приміщень. При використанні панелей зростає швидкість зовнішньої обробки будівлі в порівнянні з класичними способами обробки. Навісні панелі часто монтуються до зовнішніх колон без того, що спирається на перекриття, що дозволяє понизити витрата металу зовнішніх балок каркаса перекриття.

Основні елементи каркаса багатоповерхової будівлі - це колони. Вони сприймають вертикальні навантаження: гравітаційні - від власної ваги усіх конструкцій - а також вага людей і устаткування. Колони передають усі навантаження на фундамент.

Другий обов'язковий елемент - горизонтальні балки перекриття, вони розташовані в рівні кожного поверху. Їх функція - передавати навантаження від ваги людей і устаткування і власної ваги на колони.

Нарешті, третя деталь - зв'язки, які передають на фундамент навантаження від вітру і вібрацій, наприклад землетрусів. Саме таким чином сталева несуча система, забезпечує стійкість будь-якої багатоповерхової будівлі, у тому числі і хмарочоса.

Існує ряд конфігурацій несучих конструкцій, які можуть поєднуватися в різних комбінаціях, залежно від висоти і бажаної форми будівлі. При висоті до

30 поверхів використовується звичайний зв'язковою каркас, а при висоті від 30 до 60 поверхів з'являється необхідність включати додаткові виносні елементи, щоб забезпечити надійність і жорсткість конструкції. При проєктуванні багатоповерхових каркасних будівель особлива увага приділяється оцінці стійкості каркаса.

Загальна стійкість будівель на сталевому каркасі досягається наступними способами:

- установкою зв'язків(хрестових, портальних);
- установкою діафрагм жорсткості;
- облаштуванням ядер жорсткості(сходові клітини, ліфтові шахти і ін.);
- облаштуванням рам(жорстких вузлів сполучення балок з колонами і колон з фундаментом).

Найбільш ефективним і простим способом забезпечення стійкості є облаштування так званого зв'язкового каркаса, горизонтальні переміщення якого обмежені роботою діагональних зв'язків, що мають протяжність на усю висоту будівлі. У житловій будівлі подібні зв'язкові блоки необхідно приховувати в об'ємі внутрішніх і зовнішніх стін, що досягається при простих планувальних рішеннях у будівлях коридорного(галерейного) типу. У таких випадках відсутня необхідність облаштування додаткових вертикальних елементів жорсткості(залізобетонних ядер жорсткості) і допускається можливість максимального використання елементів заводської готовності, у тому числі для конструкцій ЛЛУ. Каркас сходових клітин може бути виконаний із сталевих конструкцій, а ліфтова шахта зі збірних залізобетонних. Альтернативним рішенням сходово-ліфтового вузла є облаштування монолітних залізобетонних стін сходової клітини і ліфтової шахти. Цей спосіб підвищення стійкості будівлі дозволяє повністю виключити або мінімізувати кількість зв'язкових блоків, тим самим вирішуючи проблему приховання зв'язків в зовнішніх/внутрішніх стінах.

Особливо це актуально при складних архітектурних плануваннях квартир, коли нерегулярність стін в плані не дозволяє поєднати стіни із

зв'язками каркаса. У житлових будівлях об'ємно-планувальні рішення розробляються з урахуванням розташування вертикальних несучих конструкцій в плані. Сталеві каркаси раціонально проектувати з розміщенням колон в кутах.

При виборі збірної конструкції перекриття слід враховувати номенклатуру виробів, що випускаються на підприємствах будіндустрії, можливість застосування сучасних залізобетонних конструкцій безперервного бетонування з подальшим розрізанням на окремі плити. Збірна конструкція дозволяє звести роботу на будівельному майданчику переважно до монтажу готових елементів. Перекриття, що виконуються на будівельному майданчику у вигляді монолітних плит, влаштовують із застосуванням профнастила в якості незнімної опалубки або з використанням інвентарних опалубок, що фіксуються на проєктній відмітці перед укладанням бетону.

На відміну від промислового будівництва, при проєктуванні сталевого каркаса житлової будівлі необхідно враховувати вимогу максимально приховати елементи конструкцій в об'ємі внутрішніх і зовнішніх стін. Безперечною перевагою сталевих конструкцій є здатність перекривати великі, в порівнянні із залізобетонними конструкціями, прольоти. Проте при збільшенні прольоту габарити перерізу несучої балки каркаса перекриття можуть досягти значних розмірів. Тому одним із завдань проектувальника є визначення оптимального співвідношення між величиною прольоту, що перекривається, і прийнятними розмірами перерізів балок. Те ж відноситься і до колон. При великому кроці колон значно збільшуються їх перерізи, і сховати ці конструкції в стінах стає складніше. Для зниження габаритів перерізів колон рекомендується збільшувати клас міцності стали для колон.

1.3 Забезпечення вогнестійкості об'єктів з сталевих конструкцій

Вогнезахист сталевих конструкцій - один з питань, що найчастіше зустрічаються, коли мова заходить про проєктування будівель на основі сталевого каркаса. Забезпечення вогнестійкості об'єктів захисту. Вогнестійкість конструкції - цей час вогневої дії на конструкцію в хвилинах, впродовж якого конструкція зберігає здатність, що несе. Межі вогнестійкості призначаються з можливості гасіння пожежі до обвалення несучих конструкцій. Висота житлової будівлі і площа поверхів в межах пожежного відсіку визначають характеристику будівлі, від якої залежать вимоги по захисту будівельних конструкцій від дії вогню при пожежі, - міра вогнестійкості будівлі. Залежно від міри вогнестійкості будівлі призначається межа вогнестійкості елементам конструкцій. Багатоповерхові житлові будівлі, як правило, мають міру вогнестійкості не нижче III, що означає необхідність забезпечувати захист конструкцій від дії вогню при пожежі тривалістю не менше 45 хвилин. Сталь є негорючим матеріалом, але як і усі матеріали, використовувані у будівництві, не може впродовж тривалого часу витримувати дію високої температури, що виникає усередині будівлі при пожежі. Оскільки власна(фактичний) межа вогнестійкості сталевих будівельних конструкцій, як правило, не перевищує 15 хвилин, то для приведення у відповідність з необхідною межею вогнестійкості передбачають їх вогнезахист.

Конструктивний вогнезахист може бути облицюванням, обетонировку або обштукатурювання. Такий вогнезахист може виконуватися традиційними будівельними матеріалами(цеглина, цементно-піщаний розчин, бетон) і матеріалами, що отримали широке поширення в останні два десятиліття(наприклад, листи гіпсокартону, мінераловатні плити, різного роду пасти, штукатурки і інші)[29,31].

На сьогодні на ринку будівельних матеріалів широко представлені матеріали, призначені безпосередньо для вогнезахисту конструкцій, минулі

випробування і сертифіковані. Тонкошарові вогнезахисні покриття є фарбами, що спучуються, емалями і лаками. Покриття, що спучуються, при високотемпературній дії значно збільшуються в об'ємі(у 20-40 разів). Такі покриття мають свої переваги: мала вага, менша трудомісткість в порівнянні з штукатурними і облицювальними роботами, не істотний вплив на габарити конструкції. Також таке покриття легко відновити після ушкодження, і воно дешевше в порівнянні з конструктивним вогнезахистом. Серед покриттів, що спучуються, варто виділити фарби на епоксидній основі, що утворюють після висихання дуже тверду зносостійку поверхню. Головний мінус тонкошарового покриття - йому необхідно близько 4 хвилин, щоб набрати об'єм і відповідно включитися на захист конструкції на 100%. В окремих випадках це може мати дуже важливе значення.

Існує стереотип, що сталеві конструкції абсолютно не стійкі до пожежі. Про трагедію, що сталася в World Trade Centre, написано досить багато. У звіті за результатами аналізу також підкреслена важливість адекватного протипожежного захисту. Основною думкою рекомендацій була прив'язка нормативних вимог до прогнозованої проектом загрози. Питання про те, на яку загрозу мають бути розраховані будівлі, залишається актуальним. Вирішення однієї проблеми веде до появи або зростання негативних наслідків від іншої. Конструкції хмарочосів World Trade Centre витримали зіткнення з літаками, але металевий каркас і вузли зчленувань конструкцій не встояли при пожежі. Проте метал кращий, ніж бетон протистоїть динамічним навантаженням і, наприклад, при внутрішньому вибуху(теракті) з більшою вірогідністю збереже несучу здатність.

Хмарочос як тип будівлі виник в США завдяки впровадженню сталевого прокату і створенню конструкції сталевого каркаса в XIX столітті, і до теперішнього часу в США сталь залишається лідируючим матеріалом несучих конструкцій. Нині сталь активно застосовується при будівництві висотних будівель.

2 ПРОЄКТУВАННЯ АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ОБ'ЄКТУ БУДІВНИЦТВА

2.1 Опис ділянки та обґрунтування планування рішення генерального плану

На прийнятій ділянці передбачені майданчики для паркування машин, магазин, адміністративна будівля і житловий будинок. Для під'їзду до житлового будинку передбачена автодорога шириною 6 м, яка так само використовується як пожежний проїзд. Вона проходить навколо будівлі.

Із західного боку будівлі розміщена зона відпочинку із зеленими насадженнями і крамничками для персоналу. Зі східного боку будівлі розміщений магазин. Поряд з магазином передбачена автостоянка для покупців

З північно-східного боку ділянки розміщений спортивний майданчик для мешканців будинку, до якої забезпечений вільний прохід і під'їзд.

Зелені насадження в житлових районах мають істотне значення як оздоровче так і естетичне. До складу озеленення прибудинкової території входять групи і смуги дерев і кущів, газони, квітники, алеї і майданчик для відпочинку. Розміщення дерев і кущів здійснене з обліком: захисту місць відпочинку, прогулянкових алей, створення щільних пилогазозахисних смуг уздовж зовнішнього фронту житлової забудови.

Визначення техніко-економічних показників.

Площа забудови $S_{\text{забудови}} = 12150$ м^2.

Площа озеленення $S_{\text{озеленення}} = 5100$ м^2.

Площа асфальтового покриття $S_{\text{асф.покр.}}=5680$м^2.

Площа усієї ділянки $S_{\text{ділянки}}= 17250$ м^2.

Коефіцієнт забудови $К_{забудови}=\frac{S_{забудови}}{S_{уділянки}}$ = 0.075.

Коефіцієнт озеленення $К_{озеленення}$. $\frac{S_{озеленення}}{S_{ділянки}}$= 0.588.

Коефіцієнт асфальтового покриття $К_{асф.пок}$. $\frac{S_{асф.покр.}}{S_{ділянки}}$=0.326.

Коефіцієнт використання території $К_{вик.тер}$. $\frac{S_{забуд.}+S_{асф.покр.}}{S_{ділянки}}$=0.475.

2.2 Архітектурно-планувальні рішення об’єкту будівництва

Об'ємно-планувальне рішення прийняте згідно ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки»[4*],* ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. «Пожежна безпека»[7]. Проєктована будівля в плані має оригінальне рішення у вигляді «обрубаного сердечка».. Переважаюча сітка колон 8х8.8х м.

Архітектурно-планувальне рішення поверху на відмітці 0.000. Висота першого поверху 3,3 м. Приміщення входять до складу першого поверху це:

вестибюль, тут же розміщується приміщення охорони - вахта. Пройшовши вестибюль, ми потрапляємо в ліфтовий хол, в якому розміщуються єднальні з подальшим поверхами, швидкісні ліфти. Тут же розміщується сходова клітина; -офісні приміщення.

Технічні поверхи. Висота технічних поверхів 2.4 м. Технічні приміщення житлового будинку використовують для розміщення інженерного устаткування і прокладення технічних комунікацій. У технічних поверхах так само передбачається розмістити оглядові майданчики відокремлені від інженерного устаткування і технічних комунікацій перегородками.

Підвал. Висота підвалу 2.4 м. У підвалі передбачається розміщення інженерного устаткування, збір комунікацій різного призначення. Так само передбачається розміщення груп приміщень громадського призначення. Для цього передбачені відповідно входи і приямки.

Типові поверхи. Висота типових поверхів 3.3 м. Будівля запроектована хрестоподібної форми і з розміщенням ліфтів, сходових майданчиків і туалетів в середині будівлі. Офісні приміщення розміщуються по обох сторонах коридору. Вони запроектовані розміром 6х6 м для забезпечення в подальшому вільного планування.

2.3 Конструктивні рішення

Будівля запроєктована з урахуванням можливостей місцевої будівельної індустрії і можливостей комплектації окремих елементів з матеріалів за прямими договорами.

Фундаменти - Фундаменти дрібного заставляння з монолітного залізобетону.

Несучий каркас будівлі - металевий каркас в залізобетонній «сорочці».

Перекриття - монолітний залізобетон.

Зовнішні стіни - залізобетонні стінні панелі закріплених на каркасі.

Перегородки - між приміщеннями, за винятком мокрих блоків - гіпсобетонні товщиною 80 мм. Перегородки мокрих блоків - керамічна цеглина, завтовшки 120 мм.

Вікна - дерев'яні, деревоалюмінієві алюмінієві(вітражі).

Покрівля - рулонна, в плоскій частині покрівлі.

Екерній виступи виготовлені з алюмінієвих вітражів з тонованим склом.

Зовнішнє оздоблення. Керамограніт в облицюванні вентильованих фасадів.

2.4 Конструкції зовнішніх стін

Зовнішні стіни передбачається виконувати із залізобетонних стінних панелей із застосуванням ефективних утеплювачів.

Переріз стіни складається з:

- внутрішнього і зовнішнього шару, виконаного з важкого бетону завтовшки 80 і 120 мм відповідно.

- шар утеплювача мінераловатного Rochwol, товщина якого теплотехнічному розрахунку 125 мм. Група горючості - НГ.

2.5 Внутрішнє оздоблення

Залежно від характеру і призначення приміщень покриття верхнього шару конструкції підлоги передбачається прийняти:

- штучний паркет в офісних приміщеннях

- лінолеум, на тепло ізолюючій основі в коридорах.

- керамічна плитка в туалетах.

- мозаїчне шліфоване покриття(терраціо) у вестибюлі і сходах.

Можливі і інші варіанти покриттів верхнього шару конструкції підлоги за бажанням замовників.

Оздоблення внутрішньої поверхні і перегородок :

- облицювання природним каменем (мармур, черепашник, туф);

- дерево цінних порід деревини (дуб, ясен, бук);

- різні фарбування;

- обклеювання високоякісними шпалерами;

- керамічна глазурована плитка.

2.6 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін

Приведений опір теплопередачі конструкцій, що захищають, приймається не менш необхідних значень $R^{т}_{ро}$ визначуваних виходячи з:

1) Санітарно-гігієнічні і комфортні умови;

Необхідний опір теплопередачі конструкцій, що захищають, відповідають санітарно-гігієнічним і комфортним умовам визначається по формулі :

$$R^{тр}_{о}=\frac{n\cdot(t_в-t_н)}{\Delta t^н\cdot\alpha_в}=\frac{1\cdot(20-(-10))}{4\cdot 8.7}=1.494\ м^2\ ^oC/Вт, \quad (2.1)$$

де n - коефіцієнт, що приймається залежно від положення зовнішньої поверхні конструкцій, що захищають, по відношенню до зовнішнього повітря

tв - розрахункова температура внутрішнього повітря, ^oC;

tн - розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, ^0C, рівна середній температурі найбільш холодної п'ятиденки, забезпеченістю 0.92.

Δt^H - нормативний температурний період між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні конструкції, що захищає.

$\alpha_в$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні конструкцій, що захищають.

2) Умови енергозбереження:

Градусо-добу опалювального періоду(ГСОП) визначаю по формулі:

ГДОП$_{*}$zот. $_{пер.=*}$218= 5602.6 ^0C*діб

tв - розрахункова температура внутрішнього повітря.

Zот.$_{пер.}$ - тривалість періоду з середньою добовою температурою повітря нижче або рівною 8^0C zот.$_{пер.=}$218 діб.

$R^{тр}о$= 4.36 $м^2$*C/Вт

Отже приймаю $R^{тр}о$=4.36 $м^{2*0}$C/Вт з умови енергозбереження.

Дійсний опір теплопередачі Ro, м²*С/Вт, конструкції, що захищає, визначаю по формулі:

$$Ro = \frac{1}{\alpha_в} + R_к + \frac{1}{\alpha_н}\alpha_в = 8.7 \text{ Вт/м}^2\text{*С} \quad (2.2)$$

$\alpha_н$ - коефіцієнт теплопередачі для зимових умов, який для зовнішніх стін з повітряним прошарком вентильованої зовнішнім повітрям рівна $\alpha_в = 12$ Вт/м²*С

Для виключення утворення містка холоду розрахунок ведеться по плитковій частині.

Rк - термічний опір конструкції, що захищає, м²*⁰С/Вт визначається по формулі:

$$R_к = R_1 + R_2 + \ldots + R_n + \ldots, \quad (2.3)$$

де: R_1, R_2,. R_n - термічний опір окремих шарів конструкції, що захищає, м²*⁰С/Вт.

Визначається по формулі:

$$R = \frac{\delta}{\lambda}, \quad (2.4)$$

де δ - товщина шару, м

λ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу Вт(м²*0С).

$$R = \frac{\delta_{з/б}}{\lambda_{з/б}} = \frac{0.2}{2.04} = 0.132 \text{ м}^2\text{*С/Вт},$$

де: $\delta_{ж/б}$ - товщина залізобетону $\delta_{ж/б}$=0.2 м.

$\lambda_{же/б}$=2.04 - для залізобетону

$$Rz = \frac{\delta_y}{\lambda_y} = \frac{0.125}{0.039} = 3.205 \text{ м}^2\text{*}^0\text{С/Вт}$$

$\delta_у$=0.125 м,

$\lambda_у$=0.039 м²*⁰С/Вт - для мінераловатного утеплювача Rockwol.

При визначенні Rк шари конструкції, розташовані між повітряним прошарком, що вентилюється зовнішнім повітрям, і зовнішньою поверхнею конструкції, що захищає, не враховуються.

Rк = Rк1 + R2 = 0.132+3.205=3.337 м^2*^{0}С/Вт.

Ro= $\frac{1}{8.7} + 3.337 + \frac{1}{12}$ = 0.115+4.337+0.083=4.535 м^2*^{0}С/Вт

Отже Ro=4.535 > Rотр=4.36 м^2*^{0}С/Вт.

2.7 Основні техніко - економічні показники

Кількість поверхів : - надземних – 21 - підземних – 1, з них: - громадських – 20 - технічних – 3

Таблиця 2.1 - Техніко - економічні показники

Найменування	Характеристика і методика визначення	Одиниці виміру	Показник
1	2	3	4
Площа забудови, Пз	Визначається в межах зовнішнього периметра будівлі по цоколю	м^2	1530
Будівельний об'єм, О	Добуток площі на висоту	м^3	106641
Загальна площа, По	Площа усіх приміщень обслуговуючого характеру	м^2	3195
Робоча площа, Пр	Площа використовуваних приміщень + громадські	м^2	30465
Підсобна площа	Площа допоміжних приміщень, санітарних вузлів, вестибюлів і так далі	м^2	963
К1	Відношення робочої площі до загальної площі будівлі		0.248

продовження таблиці 2.1

1	2	3	4
К2	Відношення будівельного об'єму до загальної площі будівлі	м	33,377
К3	Відношення загальної площі квартир по типовому поверху до площі забудови		0.848
Периметр зовнішніх стін, Пс	Визначається по зовнішньому контуру будівлі	м	214
К4	Відношення периметра зовнішніх стін до площі забудови будівлі	$м^{-1}$	0.124

2.8 Вимоги пожежної безпеки

Будівля, виходячи з межі вогнестійкості основних несучих і захищаючих конструкцій прийнято 1 мірі вогнестійкості.

Протяжність, кількість евакуаційних виходів, їх ширина і висота визначені за умовами експлуатації і згідно з планувальними рішеннями на підставі норм: ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки», ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. «Пожежна безпека». Клас конструктивної пожежної небезпеки будівлі - СО. Клас по функціональній пожежній небезпеці - Ф 1.3.

Евакуація з поверхів мешканців здійснюється через дві розосереджені незадимлювані сходові клітини типу Н2 виходи, що мають, через коридор і сходи типи Н2 з виходом назовні через вестибюль.

У підвалі передбачені вікна з приямками.

У приміщеннях, розміщених в підвалі, зберігання і використання легкозаймистих матеріалів не передбачається.

Евакуація з першого поверху здійснюється через 2 розосереджене розташованих виходу безпосередньо назовні.

Шляхи евакуації освітлені відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.2-6-97. Будівлі і споруди. Методи вимірювання освітленості.

Видалення диму з по поверхових коридорів у будівлі передбачається через спеціальні шахти з примусовим витягом і клапанами, що влаштовуються на кожному поверсі.

Для кожної шахти димовидалення передбачається автономний вентилятор. Шахти дмовидалення виконані з негорючих матеріалів і мають межу вогнестійкості не менше 1 ч.

У шахтах ліфтів при пожежі забезпечується подання зовнішнього повітря з окремого каналу у верхню частину ліфтової шахти.

Вентиляційні установки підпору повітря і димовидалення розташовані в окремих вентиляційних камерах, відгороджених протипожежними перегородками 1-го типу. Відкривання клапанів і включення вентиляторів передбачається автоматичним від сповіщувачів пожежної сигналізації, встановлених в передпокоях квартир, і також дистанційним від кнопок, встановлених на кожному поверсі в шафах пожежних кранів.

Пожежна сигналізація прийнята ДИП - що 1, що реагує на дим і тепло

3 ПРОЄКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНОК МЕТАЛЕВОГО КАРКАСУ

3.1 Розрахунок вітрового навантаження

Будівля за висотою понад 40 м, тому вітрове навантаження підраховуємо як суму статичних і динамічних складових. Нормативне значення середньої статичної складової вітрового навантаження на висоті z над поверхнею землі визначаємо за формулою:

$$\omega_m = \omega o \cdot K \cdot C, \qquad (3.1)$$

де: ω_o - нормативне значення вітрового тиску, $\omega_o = 0.30$ КПа = 30 кгс/м^2,

С- аеродинамічний коефіцієнт.

$C_y = 0$, $C_x = 1.354$

К – коефіцієнт, який враховує зміни вітрового тиску по висоті z,

Тип місцевості – В.

$$\omega_m = 30 \cdot 1.354 \cdot K = 40.62K$$

z ≤ 5 $\omega_{m1} = 40.62 \cdot 0.5 = 20.31$ кгс/м^2 = 0.203 кН/м^2

z ≤ 10 $\omega_{m2} = 40.62 \cdot 0.65 = 26.403$ кгс/м^2 = 0.264 кН/м^2

z ≤ 20 $\omega_{m3} = 40.62 \cdot 0.85 = 34.527$ кгс/м^2 = 0.345 кН/м^2

z = 40 $\omega_{m4} = 40.62 \cdot 1.1 = 44.682$ кгс/м^2 = 0.447 кН/м^2

z = 60 $\omega_{m5} = 40.62 \cdot 1.3 = 52.806$ кгс/м^2 = 0.528 кН/м^2

На відмітці $z_в$=69,7 м $\omega_{m.â.} = 40.62 \cdot 1{,}37 = 55{,}65$ кгс/м^2 = 0.657 кН/м^2

Розрахункове значення середньої статичної складової вітрового навантаження на висоті z над поверхнею землі визначаємо за формулою:

$$\omega = \omega(Z) \cdot B \cdot \gamma_f, \qquad (3.2)$$

де: γ_f =1.4 – коефіцієнт надійності від навантаження.

$\omega_1 = 0.203 \cdot 6 \cdot 1.4 = 2.27$ кН/м

$\omega_2 = 0.264 \cdot 6 \cdot 1.4 = 2.96$ кН/м

$\omega_3 = 0.345 \cdot 6 \cdot 1.4 = 3.864$ кН/м

$\omega_4 = 0.447 \cdot 6 \cdot 1.4 = 5.01$ кН/м

$\omega_5 = 0.528 \cdot 6 \cdot 1.4 = 5.91$ кН/м

$\omega_6 = 0.589 \cdot 6 \cdot 1.4 = 6.60$ кН/м

$\omega_7 = 0.650 \cdot 6 \cdot 1.4 = 7.28$ кН/м

$\omega_8 = 0.657 \cdot 6 \cdot 1.4 = 7$ кН/м

А – площа епюри.

$$A = 2.27 \cdot 5 + \frac{2.96 + 2.27}{2} \cdot 5 + \frac{3.864 + 2.96}{2} \cdot 10 + \frac{5.10 + 3.864}{2} \cdot 20 + \frac{5.91 + 5.01}{2} \cdot 20 +$$

$$\frac{6.24 + 5.91}{2} \cdot 20 = 11.35 + 13.075 + 34.12 + 88.74 + 109.2 + 58{,}928 = 315{,}413 \text{ кН.}$$

S – статичний момент.

$$S = 11.35 \cdot 2.5 + 2.27 \cdot 5 \cdot 7.5 + \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot (2.96 - 2.27) \cdot (\frac{5}{3} + 5) + 2.96 \cdot 10 \cdot 15 + \frac{1}{2}(3.864 - 2.96) \cdot$$

$$(\frac{10 \cdot 2}{3} + 10) \cdot 10 + 3.864 \cdot 20 \cdot 30 \cdot (5.01 - 3.864) \cdot \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot (\frac{2 \cdot 20}{3} + 20) + (5.91 - 5.01) \cdot 20 \cdot$$

$$\frac{1}{2} \cdot (\frac{20 \cdot 2}{3} + 40) + 5.01 \cdot 20 \cdot 50 + 5.91 \cdot 20 \cdot 70 + (6.24 - 5.91) \cdot \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot (\frac{2 \cdot 20}{3} + 60) =$$

$$= 12659{,}77 \text{ м}^3$$

Положення центра ваги епюри буде.

$$C = \frac{S}{A} = \frac{12659{,}77}{315{,}413} = 40{,}14 \text{ м}$$

Знаходимо параметр трапецієподібної епюри вітрового тиску.

$$a = \frac{2 \cdot H - 3 \cdot C}{3 \cdot C - H} = \frac{2 \cdot 69{,}7 - 3 \cdot 40{,}14}{3 \cdot 40{,}14 - 69{,}7} = 0.374$$

Знаходимо розрахунковий вітровий тиск угорі будівлі.

$$\omega = \frac{2 \cdot A}{[(1 + a) \cdot H]} = \frac{2 \cdot 315{,}413}{(1 + 0.374) \cdot 69{,}7} = 6{,}6 \text{ кН/м}$$

3.1.1 Розрахунок пульсаційного навантаження

Пульсаційне нормативне вітрове навантаження на рівні z:

$$\omega_p^н = 1.4 \cdot \left(\frac{z}{h}\right) \cdot \xi \cdot \omega_{ph} \quad (3.3),$$

де: $\omega_{ph} = \omega_m \cdot \varphi \cdot \nu$ - нормативне значення пульсаційної складової вітрів навантаження на висоті Н верху споруди.

де: - коефіцієнт пульсацій тиску вітру на рівні z;

φ - коефіцієнт просторової кореляції пульсації тиску вітру. φ =0.667 z=Н

ν =0.697 ρ =В, χ =Н.

ξ - коэффициент динамичности определяемый по черт. 2 в зависимости от параметра

$$\xi = \frac{\sqrt{\gamma_f \cdot \omega_o}}{940 \cdot f}, \quad (3.4)$$

де: f_1 – перша частота власних коливань.

$f_1 = \frac{1}{T}$, T=0.021∗Н

$$f_1 = \frac{1}{0.021 \cdot 102.9 \cdot 9} = 0.463 = 0.5 \text{ Гц}$$

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{1.4 \cdot 300}}{940 \cdot 0.5} = 0.05 \Rightarrow \xi = 1.65$$

$$\omega_p^н = 1.4 \cdot \left(\frac{102.9}{102.9}\right) \cdot 1.65 \cdot 0.305 = 0.705 \text{кН/м},$$

де: $\omega_{ph} = 0.657 \cdot 0.667 \cdot 0.697 = 0.305$

z=Н

Розрахункове навантаження:

$$\omega_p = \omega_p^н \cdot \gamma_f \cdot B = 0.705 \cdot 1.4 \cdot 8 = 7.89 \text{ кН/м}$$

3.2 Розрахунок горизонтальних навантажень

Таблиця 3.1 - Навантаження на 1 м^2 покриття

Навантаження	Нормативне навантаження, Н/м^2	Коефіцієнт перенаванта-ження	Розрахункове навантаження, Н/м^2
Верхній шар покрівельного килима - ізопласт марки ЕКП-4.5	45	1.3	58.5
Нижній шар покрівельного килима - ізопласт марки ЕПП-4.0	40	1.3	52
Цементно-пісчана стяжка t=20 мм	360	1.3	468
Утеплювач мінераловатний Rokwool «Флексии-Баттс»- t=100 мм	34	1.3	44.2
Шар керамзитового гравію по ухилу, t=180 мм, D200	36	1.3	46.8
Пароізоляція. Ізопласт марки ХФМП-3.0	30	1.3	39
Монолітна залізобетонна плита D2500 – t=160 мм	4000	1.1	4400
Всього:	4545		5107.5
Тимчасове снігове навантаження	1500	1.4	2100
Всього:	6045	-	7207.5

3.3 Розрахунок навантаження на перекриття

Властна вага колони

$q_k = 0.1 + 0.03 \cdot (q + k \cdot H/L \cdot \omega_0)(1 + 0.01H)$

$q_k = 0.1 + 0.03 \cdot (6 + 1 \cdot 69.7/15 \cdot 0.3)(1 + 0.01 \cdot 69.7) = 0.48$ кН/м^2 = 0,048 т/м^2

$F_1 = q_k \cdot A_{kk} + q_{пан} \cdot A_{пан} = 0,48 \cdot 6 \cdot 3 + 1 \cdot 3,3 \cdot 6 = 28,44$ кН = 2,8 т

$F_1^{в} = 0,48 \cdot 6 \cdot 3 + 1 \cdot 2,4 \cdot 6 = 23,04$ кН = 2,3 т

$F_2 = q_k \cdot A_{ck} = 0,48 \cdot 4,5 \cdot 6 = 12,96$ кН = 1,3 т

Навантаження на перекриття:

q_r – власна вага ригелю

$q_r = (0.3 + 6/m)\cdot q_k \cdot 6 = 0.3 + 6/22)\cdot 0.48 \cdot 6 = 1.65$ кН/м =0,165 т/м

$q_{пл}$ – власна вага монолітної плити

$q_{пл} = 1,5 – 2$ кН/м^2 , приймаємо $q_{пл}= 2$ Кн/м^2

$q_{прг}$ – власна вага перегородок , приймаємо $q_{прг}= 0,3$ Кн/м^2

$q_{пер1}= 1,65 + 2\cdot 6 + 0,2\cdot 6 = 14,85$ Кн/м = 1,5 т/м

$q_{пер2}= 1,65 + 2\cdot 6 = 13,65$ Кн/м = 1,4 т/м

3.4 Розрахунок крайніх колон К-1, К-2

Перетин колон по всій висоті будівлі змінюється 3 рази. Висоти колон (довжини) прийняті з розрахунку на 3 поверхи. Сталь С345[16].

3.4.1 Підбір перерізу для колон К1 - К3

Сталь конструкцій С345. Приймається I 40 К 9.

Его характеристики: А=396 см^2

H=434,2 мм

в=412,2мм

d=23.0 мм

t=37.0 мм

I_x=130890

Згідно п.п. 5.27, 5-27 ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування [9].

Розрахунок на стійкість позацентрово-стиснутих і стиснуто-зігнутих елементів виконують як у площині дії моменту, так і для елементів постійного перерізу в площині дії моменту, що збігається з площиною симетрії, виконують за формулою:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} \le R_y \cdot \gamma_c \Rightarrow A_{òð} = \frac{N}{\varphi_{å} \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \qquad (3.5)$$

де φ_e - коефіцієнт, що визначається для суцільних стрижнів за табл. 74 [9] залежно від умов гнучкості та наведеного відносного ексцентриситету m_{ef} визначаємо за формулою:

$$m_{ef} = h \cdot m, \qquad (3.5)$$

де: h – коефіцієнт впливу форми перерізу.

$m = \frac{e \cdot A}{W_c}$ - відносний ексцентриситет (е - ексцентриситет);

W_c - момент опору перерізу для найбільш стиснутого волокна);

$$e = \frac{Ì}{N} = \frac{19{,}2}{238{,}38} = 0.081 = 8{,}1 \text{ см}$$

l_{ef} - розрахункова довжина колони

$l_{ef} = \mu \cdot l = 0.7108 * 3{,}3 = 2{,}35$ м,

де l=3,3 м – висота 1-го поверху.

μ - коефіцієнт розрахункової довжини колони постійного перерізу в площині рами при жорсткому кріпленні ригелів до колон, що визначається згідно [9]

$$\mu = \sqrt{\frac{1 + 0.46 \cdot (p+n) + 0.18 \cdot p \cdot n}{1 + 0.93 \cdot (p+n) + 0.71 \cdot p \cdot n}} = \sqrt{\frac{1 + 0.46 \cdot (50+0) + 0.18 \cdot 50 \cdot 0}{1 + 0.93 \cdot (50+0) + 0.71 \cdot 50 \cdot 0}} = 0.7108$$

$i_x = 0.42 * h$; $h = 434{,}2 \Rightarrow i_x = 18.9$

$$\lambda_x = \frac{l \cdot e \cdot f}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{235}{18.9} \cdot \sqrt{\frac{30.5}{2.06 \cdot 10^4}} = 1{,}51$$

$\lambda_x = 1{,}51 \Rightarrow$ згідно табл. 73 [23] маємо т.к. $0 < \lambda_x = 1{,}51 < 5$

$$m = \frac{8{,}1 \cdot 396}{6030} = 0{,}523$$

$\eta = (1.9 - 0.1 \cdot m) - 0.02 \cdot (6 - m) \cdot \lambda_x$ =(1.9-0.1*0,523)-0.02*(6-0,523)*0,48=1,8

m_{ef} =1,8*0523=0,94

m_{ef} =0,94; λ_x =1,48 $\Rightarrow$ згідно табл. 74[23] φ_e =0746

$$A_{тр} = \frac{238{,}38}{0{,}746 \cdot 30.0 \cdot 0.95} = 298{,}12 \text{ см}^2$$

Перевірка на стійкість

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} = \frac{238{,}38}{0{,}746 \cdot 392} = 15{,}97 < R_{y*} \gamma_c = 30.0 * 0.95 = 28.5 \text{ кН/см}^2$$

Стійкість забезпечена.

Оскільки відсутні ослаблення перерізу колони і < 20, то згідно з п.5.24* [9] перевірка міцності не потрібна.

Перевірка здійснюється за формулою (61) [23] $\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \le R_y \cdot \gamma_c$

$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x}$ т.к. m_x=0,523 < 1, то α по табл. 10[23] α =0.7

β λ_c =3.14* $\sqrt{\frac{E}{R_y}}$ =82.3 > $\lambda_c = \frac{l_y}{i_y} = \frac{330}{10.5} = 31{,}43 \Rightarrow \beta = 1$

$c = \frac{1}{1 + 0.7 \cdot 0{,}523} = 0{,}723 \text{кН/см}^2$ > $R_y \cdot \gamma_c$ =28.97 кН/см^2

Перевірка на стійкість із площини дії моменту як центрально стиснутого елемента не виконується.

Приймаємо рішення прийняти I 40 К 9.Н=434,2 мм; b=412,2 мм; d=23,0 мм; t=37 мм; А=396 см^2; W_x=6030

Виконується повірка на стійкість із площини дії моменту заново.

3.4.2 Подбор сечения для колонн К-3

Приймаємо І 40 К 6.

A=289 см^2; h=415,2 мм; b=406,2 мм; d=17 мм; t=27,5 мм; R_y=3050кг*с/см^2; I_x=91990 см^4; W_x=4430 см^3; i_x=17,8 см ; R_y=3050 кг*с/см^2;

Розрахунок проводиться аналогічно попередньому розрахунку.

$$\mu = \sqrt{\frac{1+0.46\cdot(50+0)+0.18\cdot 50\cdot 0}{1+0.93\cdot(50+0)+0.71\cdot 50\cdot 0}} = 0.7108$$

$l_{ef} = \mu \cdot l = 0.7108\cdot 3.3 = 234.5$ l=3.3 м – висота типового поверху.

$$\lambda_{\tilde{o}} = \frac{234.5}{i_x}\cdot\sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{235}{17,8}\cdot\sqrt{\frac{30.5}{2.06\cdot 10^4}} = 0.5$$

M= 9,26 т*м;

N=139,96 т

$$\check{a} = \frac{9,26}{139,96} = 0.066 = 6,6 \text{ см}$$

$\frac{A_f}{A_w} = \frac{\hat{a}\cdot t}{(h-2\cdot t)\cdot d} = \frac{406,2\cdot 27,5}{(415,2-2\cdot 27,5)\cdot 17} = 1.824 > 1 \Rightarrow$ згідно табл. 73 ДБН

$m = \frac{6,6\cdot 289}{4430} = 0,431$

0.1 < m = 0,431 < 0.5 и 0 < λ_x=0.5=0.5 $\Rightarrow$ згідно табл. 73 [9] маємо

$$\eta = (1.9-0.1\cdot m)-0.02\cdot(6-m)\cdot\lambda_x = (1,9-0,1\cdot 0,431-0.02\cdot(6-0,431)\cdot 0.5 = 1,8$$

m_{ef} =1,8·0,431=0,776 $\Rightarrow$

λ_x=0.5; m_{ef} =0,776 $\Rightarrow$ $\varphi_e = 0.775$

$$A_{тр} = \frac{1399,6}{0,775\cdot 30,0\cdot 0,95} = 178,5 \text{ см}^2 < A=289 \text{ см}^2.$$

Перевірка стійкості в площині.

$$\frac{N}{c\cdot\varphi_y\cdot A} = \frac{5453}{0,687\cdot 289} = 27,46 \hat{e}\acute{I} / \tilde{n}\grave{i}^2 \le R_y\cdot\gamma_c = 28.98 \text{ кН/см}^2$$

Тоді прицмаємо І 40 К 6.

A=289 см^2; h=415,2 мм; b=406,2 мм; d=17 мм; t=27,5 мм; i_x=17,8;

Оскільки відсутні ослаблення перерізу колони І 20, перевірка міцності не потрібна (згідно з п. 5.24 [9]).

Висновок: приймається І 40 К 9

3.4.3 Підбір перерізу колон К-4, К-5

Приймається І 35 К 1.

Характеристики перерізу: А=138 см^2; h=343 мм; b=350мм; d=9,3 мм; t=15,0 мм; I_x=31430 см^4; W_x=1830 см^3; i_x=15,1.

Розрахунок проводиться аналогічно попередньому розрахунку.

μ=0.7108; h=3.3 м; $l_{cf} = \mu \cdot l$=235 см

$$\lambda_{\tilde{o}} = \frac{l_{cf}}{i_1} = \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{235}{15{,}1} \cdot \sqrt{\frac{30.5}{2.06 \cdot 10^4}} = 0.52$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5{,}6}{51{,}13} = 0{,}11 \text{ м} = 11 \text{ см}$$

$\frac{A_f}{A_w} = \frac{400 \cdot 16{,}2}{(392{,}6 - 2 \cdot 16{,}2) \cdot 10{,}8} = 1{,}67 > 1 \Rightarrow$ m згідно. табл. 73 [23]

$$\text{m} = \frac{11 \cdot 138}{1830} = 0{,}726$$

$\eta = (1{,}9 - 0{,}1 \cdot 0{,}726) - 0{,}02 \cdot (6 - 0726) \cdot 0.52 = 1.773$

$m_e f = 1{,}773 \cdot 0{,}726 = 1{,}3$

φ_e згідно табл. 74 ДБН [9]

$m_e f = 1{,}3;\ \lambda_x = 0{,}52 \Rightarrow \varphi_e = 0{,}61$

$\text{A}_{\text{тр}} = \frac{511{,}3}{0{,}651 \cdot 30{,}0 \cdot 0{,}95} = 108{,}46$ см^2 < А = 138 см^2

Перевірка на стійкість у площині

$$\frac{551{,}3}{0{,}663\cdot 138} = 18{,}14\,\text{кН/см}^2 < R_y\gamma_y = 28.96\,\text{кН/см}^2$$

Умови перевірки виконуються.

Перевірка на стійкість із площини

$$\frac{N}{c\cdot\varphi_y\cdot A} \le R_y\cdot\gamma_c \qquad (3.6)$$

$$c = \frac{1}{1+0{,}7\cdot 0{,}726} = 0{,}663$$

$$\lambda_y = \frac{3.3}{8{,}83} = 37{,}4;\ \varphi_y = 0{,}881$$

$$\frac{551{,}3}{0{,}663\cdot 0881\cdot 138} = 16{,}84\,\text{кН/см}^2$$

Умови перевірки виконуються.

Висновок: приймається І 35 К 1

3.5 Розрахунок ригеля

Сталь конструкции С345. Згідно п. 5.22 ДБН [9]

Розрахункові значення згинального моменту М визначається за формулою:

$$\alpha = 0.5\cdot(1+\frac{M_{cf}}{M_{\max}}) \qquad (3.7)$$

де M_{max} - найбільший згинальний момент у прольоті або на опорі, який визначається з розрахунку нерозрізної балки в припущенні пружної роботи матеріалу

α - коефіцієнт перерозподілу моментів, що визначається за формулою:

де $_{Mef}$ - умовний згинальний момент, що дорівнює $M_{ef} = 0.5\cdot M_3$, де M_3 – найбільший із моментів, обчислений як у балках із шарнірами на опорах.

$$M_З = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6.976 \cdot 8^2}{8} = 55.8 \text{ т.м.}$$

M_{ef}=0.5∗55.8=27.9 т.м.

$\alpha = 0.5*(1+\frac{27.9}{96.55}) = 0.64$

M=0.644∗96.55=62.23 т.м. = 62230 кН∗см

По формулі ДБН [9] маємо $\frac{M}{W_{n,\min}} \le l_y \cdot \gamma_c \Rightarrow$

$W_{n,\min} > \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{62230}{30.5 \cdot 0.95} = 2147.5 \text{ см}^3 \Rightarrow$

За сортаментом двотаврові приймається I 45 Ш 1

Его характеристики: W_x=2548.7 см^3; A=157.38 см^2; h=440 мм; *в* = 300 мм; d=11 мм; t=18 мм; Y_x=56072 см^4; W_x=3240 см^3; i_x=18.88; i_y=7.18; Yy=8110.31 см ^{4}.

Тоді:

$$\frac{16840}{799} = 21{,}08 \text{ кН/см}^2 \le R_y \cdot \gamma_c = 30.5*0.95 = 28.98 \text{ кН/см}^2$$

Перевірка дотичних напружень τ згідно формулі (29) ДБН [9]

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t} \le R_s \cdot \gamma_c \qquad (3.8)$$

$$\tau = \frac{103{,}15 \cdot 640}{15810 \cdot 0{,}7} = 5{,}965 < R_y \cdot \gamma_c = \frac{0.58 \cdot R_y}{\gamma_m} \cdot \gamma_c = \frac{0.58 \cdot 31}{1.025} \cdot 0.95 = 16.66$$

Умови виконуються.

Перевірка прогину балки від дії нормативного навантаження за допущення пружної роботи матеріалу.

$$\frac{f}{l} \le \left[\frac{f}{l}\right] \qquad (3.9)$$

$$f = \frac{\frac{5}{384} \cdot q \cdot l^4}{E \cdot I} = \frac{\frac{5}{384} \cdot 0.589 \cdot 600^4}{2.06 \cdot 10^4 \cdot 15810} = 3{,}05 \text{ см} < \frac{1}{250} \cdot l = 2{,}4 \text{ см}$$

Умова не виконується приймаємо I 45 Б 1

Его характеристики: W_x=1110 см^3; A = 74,6 см^2; h = 445,4 мм; b = 180 мм; d = 7,6 мм; t = 11 мм; I_x = 24690 см^4; W_y =190 см^3; i_x =18,2; i_y = 3,79; I_y=1070 см ^{4}.

$$f = \frac{\frac{5}{384}\cdot q\cdot l^4}{E\cdot I} = \frac{\frac{5}{384}\cdot 0.589\cdot 600^4}{2.06\cdot 10^4\cdot 24690} = 1{,}95 \text{ см} < \frac{1}{250}\cdot l = 2{,}4 \text{ см}$$

Умова перевірки виконується. Остаточно приймаємо I 45 Б 1

де: q=0.589 кН/см – нормативне значення навантаження.

Перевірка стійкості балок не потрібна, тому що навантаження передається через суцільну монолітну плиту, яка безперервно спирається на стиснутий пояс балки і надійно з ним пов'язана. (згідно п.5.16* ДБН [9]).

3.6 Розрахунок і конструювання рамного (жорсткого) вузла сполучення ригеля з колоною

Колона К1: I 40 К 9.

W_x=6030 см^3; A=651 см^2; $h_к$=434,2 мм; $b_к$ = 412,2 мм; d=23 мм; t=37,0 мм; I_x=130890 см^4; i_x=18,3 см; Iy=43240 см ^{4};

Зусилля в колонні:

$N_к$ = - 114,02 т

$M_к$= - 22,53 т*м.

$Q_к$=10,315 т

Метал конструкції С-345 згідно ДСТУ 8539[16].

Ригель: I 45 Б 1.

$W_{xр}$=2548.7 см^3; $A_р$=74,6 см^2; $h_р$=445,4 мм; $b_р$ = 180 мм; d=7,6 мм; $t_р$=11 мм; $I_{xр}$=24690 см^4; $i_{xр}$=18,2 см; $i_{ур}$=3,79 см; $I_{ур}$=1070 см ^{4}; $W_{ур}$=119 см^3

Зусилля в ригелі (max):

$N_р$ = - 0,071 т

$M_р$= - 20,3 т*м.

$Q_р$= 9,7 т

1) Шви W_1

Приймаємо товщину пластини

$t_{пласт.}=t_p+2.0=11+2=13$ мм≈ 15 мм

$$l_W \geq \frac{\frac{M_p}{h_p}+\frac{N_p}{2}}{2\cdot\beta_f\cdot k_f\cdot R_{\omega f}\cdot\gamma_{\omega f}\cdot\gamma_c}+1 \qquad (3.10)$$

Э-50 ⇒ $R_{wun}=5000$ кгс/см^2

$R_{wf}=2200$ кгс/см^2

Згідно табл. 34* ДБН [9] $\beta_\gamma=0.7$; $\beta_z=1$ (ручна).

$\gamma_c=0.9$, $\gamma_{\omega f}=\gamma_{\omega z}=1$

$K_f \leq 1.2*t_p=1.2*15=18$ мм згідноп.12.8*а*) ДБН

$K_{f\,min}=7$ мм, согласно табл. 38*ДБН.

Приймаю категорію шва K_f = 1,4 мм у дві проходки по 7 мм.

Тоді за металом шва:

$$l_{W1} \geq \frac{\frac{-20{,}3\cdot10^5}{44.{,}54}+\frac{71}{2}}{2\cdot0.7\cdot1{,}4\cdot2200\cdot1\cdot0.9}+1=11{,}3 = 12 \text{ см} = l_W$$

$l_W=\beta_f * K_f * 85=0.7*1.6*85=95.2$ см вимоги п.12.8 ДБН

Тоді по металу границі сплавлення:

$$l_{W1} \geq \frac{4561{,}51}{2\cdot1\cdot1{,}4\cdot2100\cdot1\cdot0{,}9}+1=8{,}54\approx 9 \text{ см.}$$

Приймаємо:

$K_f=1.4$ см

$l_{W1}=20$ см

2) Шви W_3

$t_к=37$ мм, $t_{пл}=15$ мм

$K_f \leq 1.2\cdot15{,}0=18$ см згідно табл. П. 12.8 *а*) ДБН

$K_{f\,min}=12$ мм згідно табл. 38* ДБН

Приймаємо катет шва K_f = 16 мм

$$l_W \geq \frac{\frac{M_p}{h_p} + \frac{N_p}{2}}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{\frac{-20{,}3 \cdot 10^5}{44{,}54} + \frac{71}{2}}{0{,}7 \cdot 1{,}6 \cdot 2200 \cdot 1 \cdot 0{,}9} + 1 = 21{,}6 \text{ см.}$$

оскільки умова виконується, приймаємо товщину планки $t_{пл}$=15 мм

3) Шви W_2 $t_{пл}$=15 мм

K_f = 16 мм в дві проходки.

Э-50

$K_{f\,min}$=12 мм

$$l_{W2} = \frac{4561{,}51}{2 \cdot 1 \cdot 1{,}6 \cdot 2200 \cdot 0{,}9 \cdot 1} + 1 = 8{,}2 \text{ см}$$

$l_W = \beta_f * K_f * 85 = 0.7 \cdot 1{,}6 \cdot 85 = 95{,}2$ см

По металу границі сплавлення.

$$l_{W2} = \frac{4557704}{2 \cdot 1 \cdot 1{,}6 \cdot 2100 \cdot 0.9 \cdot 1} + 1 = 8{,}5 \text{ см}$$

Значення приймається K_f = 16 мм, $l_{\text{øâà}} = 10$ см

4) Шви W_4.

Э-50.

$t_{рб} = t_{ст..р.} + 2 = d_p + 2 = 7{,}6 + 2 \approx 10$ мм.

Згідно сортаменту приймаємо $t_{рб}$=10 мм.

$h_{рб}$=445,4 - 2·11 - 2·18 = 387,4 мм = 38,7 см

Приймаємо h_p=30 см.

$$Ì_{\tilde{n}m} = \frac{M_p}{I_p} \cdot \frac{h_p^3 \cdot t \cdot \omega_p}{12} = \frac{20{,}3 \cdot 10^5}{24690} \cdot \frac{30^3 \cdot 0{,}76}{12} = 2{,}86 \cdot 10^5 \text{ кгс}*\text{см}$$

$K_f \leq 1.2 \cdot 7{,}6 = 9{,}12$ мм;

$K_{f\,min}$=6 мм.

Приймаємо K_f = 9 см.

$$\tau_{\omega f} = \sqrt{\left[\frac{Q_p}{(h_p - 1)\cdot \beta_f \cdot K_f}\right]^2 + \left[\frac{M_{cm}\cdot 6}{(h_p - 1)^2 \cdot \beta_f \cdot K_f}\right]^2} =$$

$$= \sqrt{\left[\frac{9{,}7\cdot 10^3}{2\cdot(30-1)\cdot 0{,}7\cdot 0{,}9}\right]^2 + \left[\frac{2{,}86\cdot 10^5 \cdot 6}{2\cdot(30-1)^2\cdot 0{,}7\cdot 0{,}9}\right]^2} = 1212{,}8 \text{ кг/см}^2 \leq$$

$\leq R_{Wf} \cdot \gamma_{Wf} \cdot \gamma_C = 1980$ кг/см^2

Умова виконується. По металу меж сил також виконується.

5) Шов W_6.

$l = 4+2*4=12$ см.

Приймаємо $l = 14$ см.

$M_1=Q_p * l = \frac{9{,}7\cdot 10^3 \cdot 14}{1} = 136*10^3$ кг*см

$M_2=Q_p * \frac{l}{2} + M_{ст} = 9700* \frac{14}{2} + 2.86 * 10^5 = 354*10^3$ кг*см

$M_{max}=M_1=354*10^3$ кг*см

$t_к = 37$ мм; $t_{рб} = 14$ мм; $K_{f\,min}=10$ мм.

$K_f \leq 1.2*14=16.8$ см.

Приймаємо значення $K_{f1}=1.3$ см.

$$\tau_{\omega z} = \sqrt{\left[\frac{Q_p}{3\cdot(h_p - 1)\cdot \beta_z \cdot K_f}\right]^2 + \left[\frac{M_{\max}\cdot 6}{3\cdot(h_p - 1)^2 \cdot \beta_z \cdot K_f}\right]^2} =$$

$$= \sqrt{\left[\frac{9700}{3\cdot(30-1)\cdot 1\cdot 1{,}3}\right]^2 + \left[\frac{354\cdot 10^3 \cdot 6}{3\cdot(30-1)^2\cdot 1\cdot 1{,}3}\right]^2} = 1640{,}5 <$$

< 2100 кг/см^2 * 1.0*0.9= 1890 кг/см^2.

Умови виконуються.

Приймається значення $K_f = 1.3$ см.

Перевірка по металлу шву:

$$\tau_{\omega f} = \sqrt{\left[\frac{Q_p}{3\cdot(h_p-1)\cdot\beta_f\cdot K_f}\right]^2 + \left[\frac{M_{\max}\cdot 6}{3\cdot(h_p-1)^2\cdot\beta_f\cdot K_f}\right]^2} =$$

$$= \sqrt{\left[\frac{9700}{3\cdot 29\cdot 0{,}7\cdot 1{,}3}\right]^2 + \left[\frac{354\cdot 10^3\cdot 6}{3\cdot 29^2\cdot 0{,}7\cdot 1{,}3}\right]^2} = 933{,}2 \text{ кг/см}^2 < 1980 \text{ кг/см}^2.$$

Умови виконуються. Приймаємо $h_{рб}$ = 30 см.

Перевірка перерізу ребра на рівні наведених напружень (не поява шарнірові пластичності).

$$\sigma_{\text{red}} = \sqrt{\left(\frac{M_{\max}\cdot 6}{h_p^2\cdot t_{зб}\cdot 2}\right)^2 + 3\cdot\left(\frac{Q_p}{h_p\cdot t_{рб}\cdot 2}\right)^2} \le R_y\cdot\gamma_C \quad (3.11)$$

$$\sigma_{\text{red}} = \sqrt{\left(\frac{354\cdot 10^3\cdot 6}{30^2\cdot 1{,}4\cdot 2}\right)^2 + 3\cdot\left(\frac{9700}{30\cdot 1{,}4\cdot 2}\right)^2} = 866{,}26 \text{ кг/см}^2 < 3150{*}0.9 = 2835 \text{ кг/см}^2 .$$

Умови виконуються.

б) Перевірка колони в місці організації вузла на рівні наведених напружень для фібр примикання стінки до найбільш стиснутого поясу колон.

$$\sigma_{\text{red}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\cdot\tau_к^2} \le 1.15{*}R_y\cdot\gamma_C \quad (3.12)$$

$$\sigma_к = \frac{N_к}{A_к} + \frac{M_к}{W_к} + \frac{h_w}{h_к} \quad (3.13)$$

$h_к$ = 434,2-2·37=360.2 мм = 36 см.

$$\sigma_к = \frac{-114{,}02\cdot 10^3}{43{,}42} + \frac{-22{,}53\cdot 10^5}{6030} + \frac{36}{434{,}2} = 2935{,}76 \text{ кгс/см}^2$$

$$\tau_{ê} = \frac{\frac{Ì_{ð}}{h_p} - Q_{ê}}{h_{ωr}\cdot h_ω} = \frac{\frac{20{,}3\cdot 10^5}{44{,}54} - 10315}{3{,}7\cdot 36} = 264{,}73 \text{ кг/см}^2.$$

$$\sigma_{\text{red}} = \sqrt{2935{,}76^2 + 3\cdot 264{,}73^2} = 2973{,}35 \text{ кг/см}^2 \le 1.15{*}3100{*}0.9{=}3208.5 \text{ кг/см}^2$$

Умови виконуються.

3.7 Розрахунок бази колони

Матеріал фундаментної підливки – бетон С25/ 30.

$R_в$ = 1.7 кН/см^2; $\varphi_в$=1.2; $R_{в.сох.} = \varphi_в * R_в$ =1.2 *1.7 = 2.04

Приймаємо В=50 см, тогда:

$$L_{пл} = \frac{N}{2 \cdot B_{пл} \cdot R_{в.сох.}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B_{пл} \cdot R_{в.l_{ок}}}\right)^2 + \frac{6 \cdot M}{B_{pl} \cdot R_{в.l_{ок}}}} =$$

$$= \frac{2383{,}83}{2 \cdot 50 \cdot 2{,}04} + \sqrt{\frac{2383{,}83}{2 \cdot 50 \cdot 2{,}04} + \frac{6 \cdot 19198{,}2}{50 \cdot 2{,}04}} = 63{,}92 \text{ см.}$$

Приймаємо $L_{пл}$ = 70 см.

Тоді розмір плити в плані 500х700 мм.

Визначення товщини опорної плити.

Крайові напруження в бетоні фундаменту під опорною плитою:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\hat{A}_{pl} \cdot L_{pl}} + \frac{6 \cdot M}{\hat{A}_{ðl} \cdot L_{pl}^2} = -\frac{2383{,}83}{50 \cdot 70} - \frac{6 \cdot 19198{,}2}{50 \cdot 70^2} = -1{,}15 \text{ кН/см}^2$$

σ_{min} = 0,681 - 0.47 = 0,211 кН/см^2.

Момент визначається як для консолі ділянки з вильотом консолі a_1.

$$M = \sigma_{max} * \frac{a_1^2}{2} = 1{,}15 \cdot \frac{18.0^2}{2} = 186{,}3 \text{ кН/см}^2.$$

Товщина опорної плити знаходиться за максимальним моментом:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 186{,}3}{27}} = 6{,}43 \text{ см}$$

R_y для сталі С270; R_y = 27 кН/см^2.

Приймаємо t_{pl} = 100 мм.

Діаметри анкерних болтів d = 30 мм.

Розрахунок зварного з’єднання.

Має бути задоволена умова:

$$\tau_{\omega f} = \sqrt{(\tau_{wf}^{Q})^2 + (\tau_{wf}^{N} + \tau_{wf}^{M})^2} \le R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c, \qquad (3.14)$$

де: $\tau_{wf}^{Q} = \frac{Q}{\beta_f \cdot K_f \cdot (\sum l_w - 4см)}$

$\tau_{wf}^{N} = \frac{N}{\beta_f \cdot K_f \cdot (\sum l_w - 4см)}$

$\tau_{wf}^{M} = \frac{M}{W_w}$

Приймаємо K_f=1,6 мм (в 2 проходки по 8 мм).

Э-50.

$l_{шва} = 259.22$ см

$W_w = 0.7 \cdot 2.4 \cdot \frac{(259.22-4)^2}{6} = 38.4$

$$\tau_{wf} = \sqrt{\left(\frac{27.528}{0.7 \cdot 2.4 \cdot (259.22-4)}\right)^2 + \left[\left(\frac{12256}{0.7 \cdot (259.22-4) \cdot 2.4}\right) + \left(\frac{575.07}{18238.4}\right)\right]^2} =$$

$= \sqrt{0.41 + 645.44} = 25.42$ кН/см < $R_y \cdot \gamma_C$ =28.5∗1∗0.9=25.65 кН/см.

Умови перевірки виконуються.

Тоді: K_f =1,6 см Э-50.

Аналогічний катет шва і марку електрода беремо для виконання стику колони з колоною.

4 ПРОЄКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНОК ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТІВ

4.1 Прив'язка будівлі, що проєктується, до наявного рельєфу будівельного майданчика по вертикалі

Природний рельєф будівельного майданчика має ухил із північного заходу (ПЗ) на південний схід (ПС), абсолютні відмітки від рівня Балтійського моря відповідно до горизонталей на ПЗ 189,5 і на ПС 192,0. Розміри будівельного майданчика становлять АВ х АД = 140 х 76 м. Незначний перепад висот за абсолютними відмітками в межах довжини будівлі становить 192,0 - 189.5 = 2,5 м. Це свідчить про те, що рельєф будівельного майданчика відносно спокійний. Ухвалюємо рішення згладити рельєф у межах будівельного майданчика, приймаючи рельєф із постійною відміткою, тобто горизонтальним.

Наявні ухили будівельного майданчика у східному та південному напрямку становлять відповідно:

для АВ = 140 м iАВ = (192,4 – 190,1) / 140 = 0,016

для АД = 76 м iАД = (192,4 – 192,1) / 76 = 0,004

З умови забезпечення безперешкодного стоку атмосферних опадів, приймаємо проектний ухил в обох напрямках iАВ = iАД = 0,01.

Проєктну позначку в точці А призначаємо рівною RA = 192,0 м, тоді проєктні (червоні) позначки землі в кутах будівельного майданчика дорівнюватимуть:

угол В 192,0 – 0,01 х 140 = 190,6

угол С 192,0 – 0,01 х (140 + 76) = 189,8

угол Д 192,0 – 0,01 х 76 = 189,3.

Визначимо проєктні (червоні) відмітки кутів контуру проєктованої будівлі

кут 1 192,0 – (70 + 17,3) х 0,01 = 191,13м;

кут 2 192,0 – (88 + 27.7) х 0,01 = 190,84 м;

кут 3 192,0 – (70 + 58.9) х 0,01 = 190,71 м;

кут 4 192,0 – (52 + 48,5) х 0,01 = 191,0 м.

Червоні позначки проставимо в чисельниках виносних ліній розрахованих точок, а чорні позначки рівнів наявного рельєфу - у знаменнику. Призначаємо абсолютну позначку, що відповідає рівню чистої підлоги першого поверху 0,000. За неї приймаємо максимальну червону позначку в північно-західному кутку 1 проєктованої будівлі плюс висоту проєктного цоколя, що дорівнює 0,9 м, і отримуємо 191,13 + 0,90 = 192,02 м

4.2 Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва. Загальні положення. Класифікація ґрунту

Під час оцінювання інженерно-геологічних умов майданчика будівництва уточнюємо найменування кожного інженерно-геологічного елемента (ІГЕ), представленого на бланку завдання для району Горки міста Казані, а також визначаємо похідні та класифікаційні характеристики ґрунтів і початковий розрахунковий опір[5].

Розрахунок проводимо в порядку залягання ІГЕ ґрунту від поверхні землі по свердловині № 2.

Класифікація ґрунтів

ІГЕ-1. Потужність шару h2=2,8 м. Проба взята з глибини $h_1' \approx \frac{h_1'}{2} = \frac{2,8}{2} = 1,4$ м. Ґрунт зв'язний, тому що присутні вологість на межі плинності вологості WL і вологість на межі розкочування WP.

1) Визначаємо найменування ґрунту за числом пластичності Jp.

Jp = WL – WP = 18 – 12 = 6%,

Так як 1 < JP=6% < 7%, то, грунт – супесь.

2) Визначимо стан ґрунту за показником плинності JL:

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{J_P} = \frac{8 - 12}{6} = -0{,}67, \quad (4.1)$$

де W – природна вологість ґрунту ІГЕ-1, W=8%

Так як JL = -0,67, то, супесь тверда.

3) Визначимо значення коефіцієнта пористості e:

$$e = \frac{\rho_S}{\rho}(1 + W) - 1 = \frac{2{,}66}{1{,}69}(1 + 0{,}08) - 1 = 0{,}7, \quad (4.2)$$

де ρS=2,66 г/см^3 ; ρ=1,69 г/см3 ; W=8%.

4) Визначаємо різновид ґрунту за ступенем вологості Sr:

$$S_r = \frac{W\rho_S}{e\rho_w} = \frac{0{,}08 \cdot 2{,}66}{0{,}7 \cdot 1} = 0{,}304. \quad (4.3)$$

Так як 0 < Sr=0,304 <0,5 , то супесь маловолога.

5) Так як ε_{sl} =0.015>0,01, значить ґрунт (супісок) просадочний.

Початковий розрахунковий опір ґрунту ІГЕ-1 дорівнює R_0=250 кПа.

ВИСНОВОК: ІГЕ-1 - ґрунт - супісок твердий, маловологий, непросадочний, з модулем деформації E_0=10 МПа і початковим розрахунковим опором R_0=250 кПа.

ІГЕ-2. Потужність шару h2=7,9м. Проба взята з глибини $h_2' \approx \sum_{i=1}^{2} h_i + \frac{h_2}{2} \approx 2{,}8 + \frac{7{,}9}{2} \approx 6{,}8$ м.

1) Визначаємо найменування ґрунту за числом пластичності JP:

JP=WL–WP=23 – 13=10%, де WL – вологість ґрунту ІГЕ-2 на границе текучості WL=23%,Wp-вологість ґрунту ИГЭ-2 на границе розкачування Wp=13%

Так як 7 < JP=10% < 17%, то, грунт – суглинок.

2) Визначимо стан ґрунту за показником плинності JL:

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{J_P} = \frac{10 - 13}{10} = -0{,}3,$$

де W – природна вологість грунту ІГЕ-2, W=10%

Так як JL = -0,3, то, суглинок твердий.

3) Визначимо значення коефіцієнта пористості e:

$$e = \frac{\rho_S}{\rho}(1+W) - 1 = \frac{2{,}68}{1{,}65}(1+0{,}1) - 1 = 0{,}787,$$

де ρS=2,68 г/см3 ; ρ=1,65 г/см3 ; W=10%

4) Визначаємо різновид ґрунту за ступенем вологості Sr:

$$S_r = \frac{W\rho_S}{e\rho_w} = \frac{0{,}1 \cdot 2{,}68}{0{,}787 \cdot 1} = 0{,}34.$$

Так як 0 < Sr=0,34 < 0,5, супесь маловлажна.

5) Так як ε_{sl} =0.03>0,01, значить ґрунт (суглинок) просадковий.

6) Визначаємо щільність ґрунту в сухому стані.

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1.65}{1+0.1} = 1.5\,\text{т/м}^3$$

Початковий розрахунковий опір ґрунту ІГЕ-2 дорівнює R_0=387,5 кПа.

ВИСНОВОК: ІГЕ-2 - ґрунт - суглинок твердий, маловологий, просідаючий з модулем деформації E_0=12 МПа і початковим розрахунковим опором R_0=387,5 кПа.

ІГЕ-3. Потужність шару h3=1,8м. Проба взята з глибини $h_3' \approx \sum_{i=1}^{3} h_i + \frac{h_3}{2} \approx 2{,}8 + 7{,}9 + \frac{1.8}{2} \approx 11.6$ м. Грунт связный, т.к. присутствуют влажность на границе текучести WL и влажность на границе раскатывания WP

1) Визначаємо найменування ґрунту за числом пластичності JP:

JP=WL–WP=56 – 36=20%,где WL – вологість ґрунту ИГЭ-3 на границе текучості WL=56%,Wp-вологість ґрунту ІГЕ-3 на границі розкатування Wp=36% Так як 17% < JP=20%, то, грунт – глина.

2) Визначимо стан ґрунту за показником плинності JL:

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{J_P} = \frac{16 - 36}{20} = -1,$$

де W – природна вологість ґрунту ІГЕ-3, W=16%

Так як JL = -1 то, глина твердая.

3) Визначимо значення коефіцієнта пористості e:

$$e = \frac{\rho_S}{\rho}(1+W) - 1 = \frac{2,7}{1,69}(1+0,16) - 1 = 0.853$$

де ρS=2,7 г/см3 ; ρ=1,69 г/см3 ; W=16%

4) Визначаємо різновид ґрунту за ступенем вологості Sr:

$$S_r = \frac{W\rho_S}{e\rho_w} = \frac{0,16 \cdot 2,7}{0.853 \cdot 1} = 0,506.$$

Так як Sr=0,506 ≈0.5, глина маловлажна.

5) Так як данні по ε_{sl} відсутні в бланку завдання, то приймаємо, що ε_{sl} <0,01, тоді грунт (глинок) непросадочний.

Початковий розрахунковий опір ґрунту ІГЕ-3 дорівнює R_0=291,2 кПа.

ВИСНОВОК: ІГЕ-3 - ґрунт - глина тверда, маловолога, непросадочна з модулем деформації E_0=20 МПа і початковим розрахунковим опором R_0=291,2 кПа.

ІГГ-4. Потужність шару h2=13,9 м. Проба взята с глибини $h_4' \approx \sum_{i=1}^{3} h_i + \frac{h_4}{2} \approx 2,8 + 7,9 + 1,8 + \frac{13.9}{2} \approx 19,5$ м. Грунт незв'язний.

1) Визначимо вид піщаного ґрунту за гранулометричним складом. Для цього величини відсоткового вмісту частинок досліджуваного ґрунту послідовно підсумовуємо, доки не виконуватиметься умова, що задовольняє показник найменування

>2 мм	-%
2 – 0,5 мм	19%
0,5 – 0,25 мм	30%
0,25 – 0,1 мм	27%
	∑76% > 75% то грунт – пісок дрібний.

2) Визначимо значення коефіцієнта пористості е:

$$e = \frac{\rho_S}{\rho}(1+W) - 1 = \frac{2,65}{1,85}(1+0,06) - 1 = 0,518$$

де ρS=2,65 г/см^3 ; ρ=1,85 г/см3 ; W=6%.

т.к. е = 0,518 <0,6, то пісок щільний.

3) Визначаємо різновид ґрунту за ступенем вологості Sr:

$$S_r = \frac{W\rho_S}{e\rho_w} = \frac{0{,}06 \cdot 2{,}65}{0{,}518 \cdot 1} = 0{,}31.$$

Так як 0 < Sr=0,31 < 0,5, пісок маловологий.

4) Оскільки дані ε_{sl} відсутні в бланку завдання, то приймаємо, що ε_{sl} <0,01, значить ґрунт (пісок) непросадочний.

Початковий розрахунковий опір ґрунту ІГЕ-4 дорівнює R_0=400 кПа.

ВИСНОВОК: ІГЕ-4 - ґрунт - пісок дрібний, середньої густини, маловологий, непросадочний, з модулем деформації E_0=28 МПа і початковим розрахунковим опором R_0=400 кПа.

ІГЕ-5. Потужність шару h5=3.1 м. Проба взята с глибини $h_5^{/} \approx \sum_{i=1}^{3} h_i + \frac{h_5}{2} \approx 2{,}8 + 7{,}9 + 1{,}8 + 13{,}9 + \frac{3.1}{2} \approx 28$ м. Грунт незв'язний.

1) Визначимо вид піщаного ґрунту за гранулометричним складом. Для цього величини відсоткового вмісту частинок досліджуваного ґрунту послідовно підсумовуємо, доки не виконуватиметься умова, що задовольняє показник найменування

>2 мм	1%
2 – 0,5 мм	50%
	∑51% > 50% то грунт – песок крупный.

2.) Визначимо значення коефіцієнта пористості е:

$$e = \frac{\rho_S}{\rho}(1 + W) - 1 = \frac{2{,}64}{1{,}9}(1 + 0{,}05) - 1 = 0{,}459$$

де ρS=2,64 г/см^3 ; ρ=1,9 г/см3 ; W=5%.

Т.к. е = 0,459 <0,6, то пісок щільний.

3) Визначаємо різновид ґрунту за ступенем вологості Sr:

$$S_r = \frac{W\rho_S}{e\rho_w} = \frac{0{,}05 \cdot 2{,}64}{0{,}459 \cdot 1} = 0{,}288.$$

Так як 0 < Sr=0,288 < 0,5, пісок маловологий.

4) Оскільки дані ε_{sl} відсутні в бланку завдання, то приймаємо, що ε_{sl} <0,01, значить ґрунт (пісок) непросадний.

Початковий розрахунковий опір ґрунту ІГЕ-5 дорівнює R0=500 кПа.

ВИСНОВОК: ІГЕ-45 - ґрунт - пісок дрібний, середньої густини, маловологий, непросадочний, з модулем деформації Е0=35 МПа і початковим розрахунковим опором R0=500 кПа.

Таблиця 4.1 Похідні та класифікаційний характеристики ґрунтів

№ ІГЕ	Умовні позначення	Найменування ґрунту и його стан	Потужність шару, h_i, м	Число пластичності	Показник текучості J_{Li}, %	Коефіцієнт пористості, e_i	Ступень вологості, S_{Ri}	Модуль деформації E_{Oi},	Розрахунковий опір ґрунту R_{Oi},
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1		Супісок сірувато-коричневий	2.8	6	-0.67	0.7	0.304	10000	250
2		Суглинок світлобурий	7.9	10	-0.3	0.787	0.34	12000	387.5
3		Глина темносірая	1.8	20	-1	0.853	0.506	20000	291.2
4		Пісок сірий	13.9	-	-	0.518	0.31	28000	400
5		Пісок жовтий	3.1	-	-	0.459	0.288	35000	500

Висновок щодо інженерно-геологічних умов і вибір варіантів досліджуваних фундаментів.

Згідно з геологічним розрізом майданчик будівництва характеризується спокійним рельєфом. Ґрунт має шаруваті нашарування з витриманим заляганням ґрунтів. Рівень ґрунтових вод не виявлено.

Природною основою для фундаментів можуть служити всі п'ять шарів ґрунту. Найбільш раціональним варіантом фундаментів є комбінований пальово-плитний фундамент.

Монолітна плита фундаменту працює спільно з буронабивними палями і стіною підземної стоянки (стіна в ґрунті).

4.3 Розрахунок комбінований пальово-плитного фундаменту

Застосовується напівзакритий спосіб зведення підземної частини будівлі за технологією «зверху - вниз», тобто під захистом підземних міжповерхових перекриття, як найсучасніший і найпрогресивніший. При цьому зовнішні стіни підземної частини будівлі зводяться методом «стіна в ґрунті», а колони (бурові опори) підземної частини зводяться буронабивним способом[28,29].

Після зведення «стіни в ґрунті» і бурових опор починається розробка ґрунту всередині споруди, яка ведеться поярусно з паралельним зведенням підземних міжповерхових перекриття за технологією «зверху – вниз». В останню чергу бетонується фундаментна плита-ростверк.

Після завершення розроблення ґрунту всередині споруди верхня частина буронабивних паль (вище за плитний ростверк) виконує функції колони каркаса підземної частини будівлі, а нижня частина працює як звичайна буронабивна паля.

За такої схеми влаштування підземної частини навантаження від будівлі буде сприйматися як за рахунок роботи фундаментної плити-ростверку і бурових опор, так і за рахунок роботи «стіни в ґрунті» (за рахунок бічного і лобового опорів), тобто

$$F = Fpl + N_D^{\text{св}} * n + N_D^{\text{ст}} * l\text{ст}, \qquad (4.4)$$

де F - загальна несуча здатність фундаменту глибокого закладення;

Fpl - навантаження, що сприймається ґрунтом під плитним ростверком;

Nd паля - навантаження, що сприймається однією буровою опорою (палею);

n - кількість бурових опор;

Nd ст - навантаження, що сприймається 1 п.м. «стіни в ґрунті» (траншейної стіни);

L ст - загальна довжина траншейної стіни по всьому периметру будівлі.

Необхідні глибини «стіни в ґрунті» (траншейної стіни) і «бурової опори» визначаються розрахунком за несучою здатністю.

Визначення несучої здатності бурових опор (паль)

Задаємося діаметром паль згідно з формулою:

$$N_u = \varphi\left(R_b A_b + R_{sc} A_b 0.03\right) \quad (4.5)$$

де Rb - розрахунковий опір бетону за міцністю на стиск;

Ab - площа поперечного перерізу арматури;

Rsc - розрахунковий опір арматури стисненню;

0.03 - коефіцієнт, що відповідає максимальному коефіцієнту армування 3%.

$N_u = \varphi\left(R_b A_b + R_{sc} A_b 0.03\right)$=0.8(10.35*785000+355*785000*0.03)=1319 т.

Задовольняють умовам:

$$Nu > P1, \quad (4.6)$$

де Nu - несуча здатність залізобетонної колони;

P1 - максимальне навантаження на колону нижнього ярусу з урахуванням РСУ ПК Ліра.

Приймемо діаметр колон підземної частини будівлі 1.0 м.

Попередню довжину бурових опор приймемо виходячи з глибини закладення ростверку та інженерно-геологічних умов. Приймемо 17.4 м.

Діаметр бурових опор нижче підошви ростверку приймаємо 1.2 м.

Для обраного розміру паль (бурової опори) визначається її розрахункова несуча здатність за формулою:

$$F_D^{\text{св}} = \gamma_c \left(\gamma_{CR} * RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i\right), \quad (4.7)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 1;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається за формулою:

$$R = 0{,}75\alpha_4\left(\alpha_1\gamma_1^1 d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1 h\right) \quad (4.8)$$

де α1, α2, α3, α4 – безрозмірні коефіцієнти;

γ'1 - розрахункове значення питомої ваги ґрунту в основі палі, кН/м^3;

γ1 - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі, кН/м^3

d - діаметр палі, м;

h - глибина закладення нижнього кінця палі, що відраховується від природного рельєфу або рівня планування, м;

A - площа спирання палі на ґрунт, кПа;

u - зовнішній периметр поперечного перерізу стовбура палі, м;

fi - розрахунковий опір і-го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі;

hi - товщина і-го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м (у разі потужності шару hi> 2м товщу, що розглядається, розбиваємо на шари завтовшки не більше ніж 2м);

γcR - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, приймаємо рівним 1;

γcf - коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі.

R=0.75*0.21(163*1.9*1.2+260*0.79*1.72*27.9)=1611 т.

$F_D^{\text{св}}$ =1611*1.13 + 3.77*(0.7*3.5*2 + 0.7*4.44*0.8 + 0.7*5.2*2 + 0.7*5.76*2 + 0.7*6.16*2 + 0.7*6.46*1.9 + 0.6*6.72*1.8 + 0.7*6.99*2 + 0.7*7.27*2 + 0.7*7.55*2 + 0.7*7.83*2 + 0.7*8.11*2 + 0.7*8.39*2 + 0.7*8.66*1.9 + 0.7*8.87*1) = 2288.18 т.

Розрахункове навантаження Nd, що допускається на палю, визначається за формулою:

$$N_D^{\text{св}} = \frac{F_d^{\text{св}}}{\gamma_k} = \frac{2288.18}{1.4} = 1634.41\text{т.},$$

де γk – коефіцієнт надійності, який приймають рівним 1,4.

Визначення несучої здатності траншейних стін (стін у ґрунті) на вертикальне навантаження.

Попередньо глибину траншейних стін нижче за підошву ростверку приймемо з розрахунку 0,5Н (де Н - загальна висота підземної частини будівлі) і дорівнюватиме 6,5м.

Несучу здатність 1 п.м. траншейних стін за вертикального навантаження можна визначати за аналогією з буровими опорами (палями), з урахуванням зменшення сил тертя і зчеплення на контакті «стіна - ґрунтовий масив».

$$F_D^{ст} = \gamma_c \left(\gamma_{CR} * RA + \sum u_i \gamma_{cfi} f_i h_i \right) \quad (4.9)$$

де γс - коефіцієнт умов роботи стіни в ґрунті, приймаємо =1;

γсR = 1 - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем стіни;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

А - площа поперечного перерізу 1 п.м. стіни;

u1 - ширина розрахункової ділянки стіни, що стикається з ґрунтом;

γcfi - коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні стіни, що залежить від технології влаштування і матеріалу стіни;

fi - розрахунковий опір і-го шару ґрунту основи на бічній поверхні стіни;

hi - товщина і-го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею стіни, м (у разі потужності шару hi> 2м розглянуту товщу розбиваємо на шари завтовшки не більше ніж 2м).

R=0.75*0.23(89.65*1.85*0.8+156*0.72*1.68*17)=576.2 т.

$F_D^{ст}$ =576.2*0.8 + 0.67*(2*(3.5 + 5.2 + 5.76 + 6.16 + 6.99 + 7.27) + 0.8*4.44 + 1.9*6.46 + 1.8*6.72) = 526.4 т.

Розрахункове вертикальне навантаження, що допускається на 1 пм стіни, при цьому визначиться за виразом

$$N_D^{ст} = \frac{F_d^{ст}}{\gamma_k} = \frac{526.4}{1.4} = 376т.$$

Визначення несучої здатності основи під підошвою фундаментної плити-ростверку.

Граничне навантаження, що сприймається ґрунтом, який залягає безпосередньо під фундаментною плитою, за умови рівномірного розподілу напружень визначиться за формулою:

$$Fpl = R * Apl \quad (4.10)$$

де R – розрахунковий опір ґрунту, що залягає під підошвою плити ростверку, кПа;

Apl - площа нетто підошви плити-ростверку, м^2.

Розрахунковий опір ґрунту основи під підошвою плитного фундаменту визначається за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma * k_z * b * \gamma_2 + \left(M_q - 1\right) * d_b * \gamma_2^{|} + M_c * c_2\right] \quad (4.11)$$

де γc1 и γc2 – коефіцієнти умов роботи;

k - коефіцієнт, що приймається рівним: k = 1.1;

Mγ, Mq, Mc - коефіцієнти;

b - ширина підошви плитного фундаменту;

kz - коефіцієнт, за умови b > 10 м, який визначається за формулою kz =z / b+0,2;

γ2 - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підошви фундаменту;

γ2 - те саме, що залягають вище підошви;

c2 - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підошвою фундаменту;

db - відстань від рівня планування до підлоги підвалу.

R=1.3*1.3/1.1*(1.82*0.42*52.4*1.875 + (8.24-1)*9*1.68 + 9.97*0.4)=289.7 т.

$Fpl = R * Apl$ =289.7*2772.46=803181.7 т.

Однак у разі пальово-плитного фундаменту на плиту-ростверк передається тільки частина загального навантаження. Розрахунок для знаходження цього навантаження здійснюють на основі визначення часткових значень жорсткості всіх паль ростверку, коефіцієнта їхньої взаємодії та коефіцієнта жорсткості фундаменту:

а) визначають жорсткість усіх паль Кр за формулою

$$K_p = \frac{K_1 * n}{R_s} \quad (4.12)$$

де К1 - жорсткість однієї палі, яка визначається як К1=Esl*d/Is

n - загальне число паль у фундаменті;

Esl - модуль загальної деформації ґрунту, що залягає під нижнім торцем палі;

Rs - коефіцієнт.

Коефіцієнт Is визначають за формулою:

$$Is = \frac{2.6}{l/\mathrm{d} + 4} \quad (4.13)$$

де l и d - відповідно, довжина і діаметр бурової опори (палі).

Is=2.6/(17.4/1.2+4)=0.1284

К1=3500*1.2/0.1284=32710.28 т.

Кр=32710.28*83/5.7=476307.6 т.

б) визначають жорсткість плити Кс за формулою:

$$Kc = \frac{Es * A}{(1-\nu^2)m_0} \quad (4.14)$$

де Es - середній модуль деформації ґрунту на глибині до В (В - ширина плити-ростверку), кПа;

А - площа плити-ростверку (А =BL, де L - довжина плити), м^2;

ν - коефіцієнт Пуассона ґрунту;

m0 - коефіцієнт площі, що залежить від відношення L/B;

Кс=11440*2866.28/(1-0.3*0.3)/0.88=4094685.7 т.

в) обчислюють загальну жорсткість фундаменту Kf за формулою:

$Kf = Kp + Kc$ =476307.6+4094685.7=4570993.3

При цьому величина навантаження, що передається на плиту-ростверк, складе:

$$Fpl = \frac{Kc}{Kf} \sum P \quad (4.15)$$

де Р – сумарне навантаження від будівлі.

Fpl=4094685.7/4570993.3*51573.38=46199.32 т

Для розрахунку загальної несучої здатності фундаменту глибокого закладення приймається менше зі значень Fpl,.

$F = Fpl + N_D^{св} * n + N_D^{ст} * l_{ст}$=46199.32 + 1634.41 * 83 + 376 * 214.4 = 262469.75 т.

Несуча здатність фундаменту глибокого закладення перевіряється за умовою: F > P,

де F – загальна несуча здатність фундаменту глибокого закладення, що визначається за формулою;

P - сумарне навантаження від будівлі.

262469.75 > 51573.38

Умова виконується. Фундамент запроєктовано правильно.

ВИСНОВКИ

Металоконструкції широко використовуються при будівництві різних споруд і будівель. Висока щільність і міцність металу, надійність з'єднання елементів і можливість їх багатократного складання і розбирання, порівняно невелика вага, водо- і газонепроникність, а також доступна ціна на арматуру і інші вироби з металу забезпечують низьку собівартість зведення конструкцій з металу і їх оперативне введення в експлуатацію.

Визначенні та розраховані ефективні конструктивні рішень будівництва багатоповерхової будівлі ділового центру з урахуванням в конкретних умовах для забезпечення стабільності, міцності та безпеки таких будівель, враховуючи їхню значну висоту. Ці рішення дають змогу будувати хмарочоси, забезпечуючи їхню стійкість до вітрових навантажень, сейсмічної активності та інших факторів, специфічних для висотних споруд.

Застосовується напівзакритий спосіб зведення підземної частини будівлі за технологією «зверху - вниз», тобто під захистом підземних міжповерхових перекриття, як найсучасніший і найпрогресивніший. При цьому зовнішні стіни підземної частини будівлі зводяться методом «стіна в ґрунті», а колони (бурові опори) підземної частини зводяться буронабивним способом.

Вартість висотних будівель незрівнянно вище, ніж об'єктів масового будівництва, і обумовлена не лише специфічними конструктивними рішеннями, але також системами життєзабезпечення і вимогами комплексної безпеки. Безумовно, при проєктуванні висотних будівель треба приймати економічно виправдані технічні рішення, але при цьому вони не повинні знижувати надійність споруди і перетворювати його на джерело підвищеної небезпеки для людей і довкілля. Тільки за цих умов висотні будівлі стануть своєрідною візитною карткою держави, свідчитимуть про його економічне благополуччя і досягнення науково-технічного прогресу у будівельній галузі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1 Арутюнян І.А., Данкевич Н.О. Техніко-економічне обґрунтування проектних рішень в будівництві : навч.-метод. посіб. Запоріжжя : ЗДІА, 2018. 131 с.

2 Будівництво будинків з монолітним каркасом - плюси і мінуси. URL: https://kievnovbud.com.ua/ua/2017/05/budivnictvo-budinkiv-z-monolitnim-karkasom-plyusi-i-minusi/. (дата звернення 10.09.2023)

3 Бабич Є.М., Крусь Ю.О. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник. Рівне : Видавництво РДТУ, 2001. 367 с.

4 ДБН В.2.2-15:2019 Житлові будинки. Основні положення. Чинний від 2019–01–19]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2019. 42 с.

5 ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2019–01–01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 42 с.

6 ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві: Основні положення. [Чинний від 2012–04–01]. Вид. офіц. Київ : 2012. 94с. (Національні стандарти України).

7 ДБН В 1.1-7-2021 Пожежна безпека об'єктів будівництва. [Чинні з 2022-01-09]. Вид. офіц. Київ : 2021. 17с. (Національний стандарт України).

8 ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівництва. [Чинний від 2016-05-05]. Вид. офіц. Київ, 2016. 51с. (Національний стандарт України).

9 ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1. [Чинний від 2022-09-01]. Вид. офіц. Київ, 2022. 224с. (Національний стандарт України).

10 ДСТУ-Н Б В 2.6-145:2010. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Загальні технічні умови. [Чинний від 2010–10–26]. Вид. офіц. Київ, 2010. 52 с. (Національний стандарт України).

11 ДСТУ-Н Б В 2.6-206:2015. Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних будівель і споруд. [Чинний від 2016–10–01]. Вид. офіц. Київ, 2015. 28 с. (Національний стандарт України).

12 ДСТУ-Н Б В 2.1-28:2013. Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів. [Чинний від 2014–01–01]. Вид. офіц. Київ, 2013. 98 с. (Національний стандарт України).

13 ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. [Чинний від 2007–10–01]. Вид. офіц. Київ, 2007. 28с. (Національний стандарт України).

14 ДСТУ Б А.3.1-22:2013 Визначення тривалості будівництва об’єктів. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2014. 30с. (Національний стандарт України).

15 ДСТУ–Н Б В.2.6-203:2015. Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажу будівельних конструкцій. [Чинний від 2016–04–01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України , 2015. 62 с.

16 ДСТУ 8539:2015 Прокат для будівельних сталевих конструкцій. Загальні технічні умови. Поправка. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2016. 23с.

17 Данкевич Н.О., Радкевич А.В., Павлов І.Д., Огляд сучасних методів і методик оцінки впливу організаційно-технологічних рішень на будівельне виробництво. // *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин*. Київ, 2018. № 35. С. 3-10.

18 Загородній А.Г., Стадницький Ю.І. Економічне обґрунтування вибору оптимальних технологічних рішень в будівництві : навч. посібник. Львів : Львівська політехніка, 1995. 103 с.

19 Інженерні рішення з охорони праці при розробці дипломних проектів інженерно-будівельних спеціальностей : навч. посіб. Київ : Основа, 2001. 336с.

20 Карапузов Є.К. Соха В.Г., Остапченко Т.Є Матеріали і технології в сучасному будівництві : підручник. Київ: Вища освіта, 2004.416 с.:

21 Керування проектами та системотехніка в будівництві : навч.-метод. посіб. / за заг.ред. І.Д. Павлова. Запоріжжя : ЗДІА, 2018. 153 с.

22 Козик В.В., Гавриляк А.С., Петрушка Т.О. Організація будівництва : підручник. Львів : Видавництво Львівської політехніки, 2020. 256 с.

23 Кизима В. П,. Яковчук В. В, Люльчик О. В. Теплоізоляційні та гідроізоляційні роботи у будівництві : навч. посіб. Рівне : Нац. ун-т вод. госп-ва та природокористування, 2010. 256 с.

24 Мальований І.В., Шаровар М.К., Зведення і монтаж будівель та споруд : метод. вказівки до практичних занять, самостійних та контрольних робіт Запоріжжя : ЗДІА, 2015. 56 с.

25 Наукові основи розвитку будівельної галузі України : монографія / В. А. Банах, І. Д. Павлов, А. В. Радкевич та ін. ; ред. І. А. Арутюнян. Запоріжжя : ЗДІА, 2017. 460 с.

26 Нілов О.О. Металеві конструкції : балки: колони : навч.посіб. Київ : Логос, 2013. 240 с.

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

28 Сучасні технології в будівництві : підручник / за. ред. О.І. Менейлюка. Київ : Освіта України, 2011. 534 с.

29 Теліченко О.І., Нагорний М.В. Зведення і монтаж будівель та споруд : навч. посіб. Суми : Видавництво Сумський національний аграрний університет, 2020. 197 с.

30 Хоменко ОГ. Залізобетонні конструкції : підручник. Глухів. 2017. 208с. URL: http://tpgnpu.ho.ua/images/my_images/doc_pdf/zalizobeton.pdf.

31 Хоменко О.Г. Металеві конструкції у будівництві. підручник. Глухів. 2018. 347с. URL: http://www.tpgnpu.ho.ua/images/my_images/doc_pdf/metalevi_constr_pidruchnik_2018.orig.pdf