

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

Кафедра Промислове та цивільне будівництво
(повна назва)

Кваліфікаційна робота

рівень вищої освіти Магістр
(рівень вищої освіти)

на тему: Аналіз конструктивних елементів будівлі адміністративно – офісного
центру

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1922 –
пцб-д

Дубінкін Андрій Михайлович
(прізвище та ініціали)

спеціальність

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

освітньо-професійна програма

промислове і цивільне будівництво
(шифр і назва)

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

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

Запоріжжя – 2023 року

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЗАПОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІНЖЕНЕРНИЙ НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ

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

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

« » 2023 року

ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ СТУДЕНТОВІ

Дубінкін Андрій Михайлович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1 Тема роботи (проекту) Аналіз конструктивних елементів будівлі адміністративно – офісного центру

керівник роботи Радкевич Анатолій Валентинович, д.т.н., проф.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

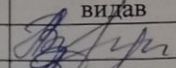
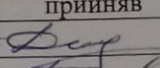
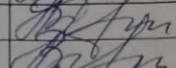
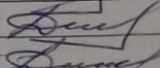
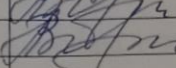
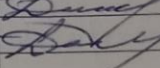
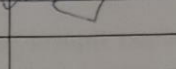
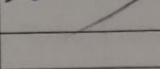
затверджені наказом ЗНУ від «01» 05 2023 року
№ 635-с

2 Строк подання студентом роботи _____
3 Вихідні дані до роботи нормативно-технічна документація, вихідні дані стосовно будівництва цивільної будівлі

4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) 1. Теоретико-методологічний аналіз конструктивних рішень при будівництві цивільної інфраструктури 2. Порівняльна оцінка конструктивних рішень зовнішніх стін. 3. Дослідження архітектурно-конструктивних рішень будівництва будівлі адміністративно – офісного центру. 4. Аналіз конструктивних рішень.

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

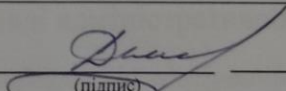
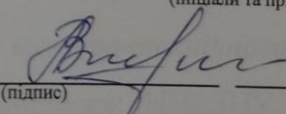
6 Консультанти розділів роботи

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

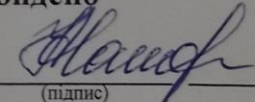
7 Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Срок виконання етапів роботи	Примітка
1	Теоретико-методологічний аналіз конструктивних рішень при будівництві цивільної інфраструктури	з 01.09 по 24.09.2023	
2	Порівняльна оцінка конструктивних рішень зовнішніх стін.	з 25.09 по 01.10.2023	
3	Дослідження архітектурно-конструктивних рішень будівництва будівлі адміністративно – офісного центру.	з 16.10 по 30.10.2023	
4	Аналіз конструктивних рішень	з 01.11 по 30.11.2023	

Студент  А.М. Дубінкін
(підпис) (ініціали та прізвище)Керівник роботи (проекту)  А.В. Радкевич
(підпис) (ініціали та прізвище)

Нормоконтроль пройдено

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

АНОТАЦІЯ

Дубінкін А. М. Аналіз конструктивних елементів будівлі адміністративно – офісного центру.

Кваліфікаційна випускна робота для здобуття ступеня вищої освіти магістра за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія, науковий керівник А.В. Радкевич, Інженерний навчально-науковий інститут Запорізького національного університету, 2023.

Оцінка конструктивних рішень є одним з ключових етапів будівельного процесу при будівництві цивільної інфраструктури. У процесі оцінки конструктивних рішень необхідно враховувати безпеку та надійність будівельних конструкцій, ефективність використання матеріалів та ресурсів, а також відповідність вимогам екологічної безпеки та енергоефективності. У даному науковому тексті буде розглянуто основні аспекти оцінки конструктивних рішень при будівництві цивільної інфраструктури..

Обґрунтовано застосування конструктивних рішень при будівництві цивільного об'єкту використовуючи сучасні технології будівництва.

Ключові слова: *організація будівництва, конструктивні рішення, аналіз, проблеми, технологія будівництва.*

Дубінкін А.М., Радкевич А.В., Арутюнян І.А. Аналіз конструктивних елементів будівлі адміністративно – офісного центру. *III всеукраїнська науково-практична конференція здобувачів вищої освіти, аспірантів та молодих вчених «Актуальні питання сталого науково-технічного та соціально-економічного розвитку регіонів України».* Запоріжжя: ІННІ ЗНУ, 2023.

ANNOTATION

Dubinkin A. Аналіз конструктивних елементів будівлі адміністративно – офісного центру.

Qualification of the output of the work for the health of the stage of higher education of the magistrate for the specialty 192 – Construction and civil engineering, scientific kerivnik A. Radkevich, Engineering and Scientific Institute of Zaporizky National University, 2023.

Evaluation of constructive solutions in one of the key stages of the construction process in the construction of a civil infrastructure. In the process of evaluating constructive solutions, it is necessary to ensure the security and reliability of construction constructions, the effectiveness of the use of materials and resources, as well as the impact of environmental security and energy. In this scientific text, the main aspects of the assessment of constructive decisions in the construction of a civil infrastructure will be examined.

The construction of constructive solutions in the construction of a civilized object of modern technology and construction has been established.

Keywords: organization of construction, *constructive solutions, analysis, problems, technology of construction.*

Дубінкін А.М., Радкевич А.В., Арутюнян І.А. Аналіз конструктивних елементів будівлі адміністративно – офісного центру. *III всеукраїнська науково-практична конференція здобувачів вищої освіти, аспірантів та молодих вчених «Актуальні питання сталого науково-технічного та соціально-економічного розвитку регіонів України»*. Запоріжжя: ІННІ ЗНУ, 2023.

ЗМІСТ

	Вступ.....	8
1	ТЕОРЕТИКО-МЕТОДОЛОГІЧНИЙ АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ЦИВІЛЬНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ	11
1.1	Оцінка конструктивних систем	11
1.2	Прогресивні будівельні конструктивні системи та технології їх зведення	25
2	ПОРІВНЯЛЬНА ОЦІНКА КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ЗОВНІШНІХ СТІН	33
3	ДОСЛІДЖЕННЯ АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ БУДІВНИЦТВА БУДІВЛІ АДМІНІСТРАТИВНО – ОФІСНОГО ЦЕНТРУ	38
3.1	Дослідження початкових даних для проектування будівництва адміністративно – офісного центру	38
3.2	Функціональні особливості	39
3.3	Генеральний план	35
3.4	Конструктивні рішення	40
3.5	Теплотехнічний розрахунок основних споруд.....	43
4	АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ	45
4.1	Розрахунок збірної залізобетонного сходового маршу.....	45
4.2	Розрахунок залізобетонних плит	50
4.3	Розрахунок проектування елементів несучої ферми	57

4.4	Збір навантажень на 1 м / п стрічкового фундаменту.....	62
4.5	Конструктивні рішення основ та фундаменту	63
	ВИСНОВКИ.....	77
	Список використаних джерел.....	78

ВСТУП

Актуальність дослідження.

Оцінка конструктивних рішень є одним з ключових етапів будівельного процесу при будівництві цивільної інфраструктури. У процесі оцінки конструктивних рішень необхідно враховувати безпеку та надійність будівельних конструкцій, ефективність використання матеріалів та ресурсів, а також відповідність вимогам екологічної безпеки та енергоефективності. У даному науковому тексті буде розглянуто основні аспекти оцінки конструктивних рішень при будівництві цивільної інфраструктури.

Перш за все, необхідно зазначити, що процес оцінки конструктивних рішень є дуже складним та багатоетапним. Він передбачає аналіз великої кількості даних, включаючи геологічні, геодезичні, архітектурні та інженерні відомості. Оцінка конструктивних рішень також повинна враховувати різні фактори, такі як кліматичні умови, земельні умови та навколишнє середовище.

Один з найважливіших аспектів оцінки конструктивних рішень є безпека та надійність будівельних конструкцій. Будь-які конструктивні рішення повинні бути розроблені з урахуванням можливих ризиків, пов'язаних з використанням будівельних матеріалів, механічними навантаженнями та іншими факторами. Оцінка безпеки та надійності будівельних конструкцій повинна включати аналіз ризиків, пов'язаних зі зсувами ґрунтів, зсувами ґрунтів, пошкодженнями будівельних матеріалів тощо.

Інший важливий аспект оцінки конструктивних рішень є ефективність використання матеріалів та ресурсів. При виборі конструктивних рішень необхідно враховувати економічні та екологічні аспекти, такі як вартість матеріалів, енергозатрати на їх виробництво та транспортування, а також можливість переробки та вторинного використання матеріалів. Наприклад, використання альтернативних будівельних матеріалів, таких як бамбук або

глина, може значно знизити вартість будівництва та сприяти екологічній сталості.

Крім того, при оцінці конструктивних рішень необхідно враховувати вимоги екологічної безпеки та енергоефективності. Будівлі та інфраструктурні споруди повинні бути спроектовані з урахуванням енергоефективності та зменшення викидів в атмосферу. Наприклад, використання сонячних батарей та вітрових турбін може знизити витрати на електроенергію та сприяти зменшенню викидів парникових газів.

Оцінка конструктивних рішень також повинна враховувати забезпечення доступності та безпеки будівельної інфраструктури для людей з обмеженими можливостями. Наприклад, в будівництві доріг необхідно передбачити пішохідні доріжки з адаптованими переходами для осіб з інвалідністю.

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

Тому мета дослідження є проведення аналізу конструктивних рішень при будівництві цивільної будівлі в м. Запоріжжя, враховуючи теоретичні рекомендації та практичних можливостей в умовах застосування сучасних архітектурно-конструктивно систем.

Об'єкт дослідження. Процеси архітектурно-конструктивних рішень при будівництві цивільної будівлі в сучасних умовах.

Предмет дослідження. Методи, системи, елементи архітектурно-конструктивних рішень при будівництві цивільної будівлі в умовах сучасних процесів .

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

- ✓ аналіз технічних праць та інших наукових джерел з метою розгляду оцінки конструктивних рішень при будівництві цивільної будівлі в умовах сучасних процесів в м. Запоріжжя;

- ✓ обґрунтування значення конструктивних рішень при будівництві цивільної будівлі в умовах сучасних процесів;
- ✓ визначення основних аспектів порівняльного аналізу конструктивних рішень при будівництві цивільної будівлі в м. Запоріжжя;
- ✓ застосування архітектурно-конструктивних рішень на прикладі будівництва будівлі податкової інспекції.

Методи дослідження. В процесі досліджень вивчені та узагальнені результати вітчизняних та зарубіжних наукових шкіл, що розглядають питання в розрізі архітектурно-конструктивних рішень при будівництві цивільної будівлі в умовах сучасних процесів.

Наукова новизна. Полягає у вирішенні актуальних проблем пов'язаних з вдосконаленням архітектурно-конструктивних рішень при будівництві цивільної будівлі в умовах сучасних процесів. Цивільна інфраструктура є актуальним питанням у сьогоденні, особливо в умовах невизначеності як політичної так і економічної ситуації країни, тому впровадження інноваційних рішень архітектурно-конструктивних процесів застосовуючи сучасні технології будівництва є затребуваними.

Практичне значення. Механізм архітектурно-конструктивних рішень при будівництві цивільної будівлі в умовах сучасних процесів.

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

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

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

1. ТЕОРЕТИКО-МЕТОДОЛОГІЧНИЙ АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ПРИ БУДІВНИЦТВІ ЦИВІЛЬНОЇ ІНФРАСТРУКТУРИ

1.1 Оцінка конструктивних систем

Аналіз конструктивних систем є важливим етапом в будівництві будь-якої споруди. Конструкція будівлі визначає не тільки її зовнішній вигляд, але й її стійкість до впливу навколишнього середовища та здатність витримувати навантаження. Основна мета аналізу конструктивних систем полягає в тому, щоб забезпечити безпеку жителів і користувачів будівлі.

Для початку, важливо розуміти, що конструктивні системи можуть бути різними. Однією з найпоширеніших є каркасна система, яка використовується в багатьох будівлях, таких як житлові будинки та офісні приміщення. Каркасна система включає стовпи, балки та інші елементи, які взаємодіють між собою, щоб створити міцну конструкцію. Іншим типом конструктивної системи є монолітна система, яка зазвичай використовується в багатоповерхових будівлях. Ця система передбачає відлиття бетону в форму на місці будівництва, щоб створити міцну конструкцію.

Щоб зрозуміти, які конструктивні системи найкраще підходять для різних типів будівель, необхідно провести аналіз. Аналіз може включати дослідження конструкцій, які використовуються в аналогічних будівлях, а також оцінку ефективності конструкцій, що застосовуються в даній будівлі.

Крім того, аналіз конструктивних систем включає в себе вивчення властивостей будівельних матеріалів. Наприклад, бетон має різні міцності в залежності від складу та якості матеріалу. Під час аналізу конструктивних систем необхідно враховувати, які матеріали найбільш підходять для конкретної будівлі, з огляду на її розмір, призначення та умови експлуатації.

Після визначення типу конструктивної системи та матеріалів, які будуть використовуватися, необхідно провести аналіз ефективності системи. Це може включати оцінку стійкості будівлі до різних типів навантажень, наприклад, вітру, землетрусів, снігових опадів та інших небезпек. Аналіз ефективності також включає в себе вивчення можливості збереження тепла та звукоізоляції будівлі.

Одним з ключових аспектів аналізу конструктивних систем є вивчення впливу на довкілля. Це включає оцінку енергоефективності будівлі та її відповідність стандартам енергоефективності. Аналіз впливу на довкілля також включає вивчення можливості використання відновлюваних джерел енергії та зменшення кількості викидів в атмосферу.

Залежно від розміру та складності будівлі, аналіз конструктивних систем може зайняти від декількох тижнів до декількох місяців. Для проведення аналізу зазвичай залучають фахівців з різних галузей, таких як інженери-конструктори, архітектори та інші спеціалісти.

Окрім аналізу конструктивних систем, важливим етапом в будівництві є проектування будівлі. Під час проектування необхідно враховувати результати аналізу та визначити оптимальні рішення щодо конструкції будівлі.

Тому нами ретельно проведено аналіз існуючих конструктивних систем.

Основні аспекти.

Конструктивна система - це взаємозв'язана сукупність вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій будівлі, які, сприймаючи все припадають на нього навантаження і впливу, спільно забезпечують міцність, просторову жорсткість і стійкість споруди.

Вибір конструктивної системи визначає роль кожного несучого конструктивного елемента в просторовій роботі будівлі.

Горизонтальні несучі конструкції (покриття та перекриття) сприймають все що припадають на них вертикальні навантаження і передають їх вертикальних несучих конструкцій (стін, колон та ін.), Які, в свою чергу, передають навантаження через фундамент на ґрунт (фундамент будівлі).

Горизонтальні несучі конструкції, як правило, грають в будівлі роль жорстких дисків - горизонтальних діафрагм жорсткості. Вони сприймають і перерозподіляють горизонтальні навантаження і впливу (вітрові, сейсмічні) між вертикальними несучими конструкціями.

Горизонтальні несучі конструкції цивільних будівель заввишки більше двох поверхів, як правило, однотипні і є залізобетонний диск - збірний (з окремих залізобетонних суцільних, багатопустотних або ребристих плит), збірно-монолітний або монолітний. Також в багатоповерхових промислових будинках (рідше - в цивільних будівлях) використовують перекриття по металевих балках (балкові) і профільованому сталевому настилу. Виходячи з протипожежних вимог в ряді випадків такі перекриття згодом замоноличивають бетоном.

Вертикальні несучі конструкції в порівнянні з горизонтальними різноманітніші. Розрізняють такі види вертикальних несучих конструкцій:

- стрижневі (стійки каркаса);
- площинні (стіни, діафрагми);
- об'ємно-просторові елементи висотою в поверх (об'ємні блоки);
- внутрішні об'ємно-просторові порожнисті стрижні (відкритого або закритого перетину) на висоту будівлі (стовбури жорсткості);
- об'ємно-просторові зовнішні несучі конструкції на висоту будівлі у вигляді тонкостінної оболонки замкнутого перетину (оболонки).

Відповідно увазі вертикальної несучої конструкції отримали найменування п'ять основних конструктивних систем будівель:

Поряд з основними широко застосовують комбіновані конструктивні системи. У цих системах вертикальні несучі конструкції компонують, поєднуючи різні види несучих елементів - стіни і колони, стіни і об'ємні блоки та ін.

У відповідності до функціональних вимог до об'ємно-планувального вирішення в будівлях можуть поєднуватися різні структури просторових осередків. Це тягне за собою і поєднання різних конструктивних систем в одній

будівлі. наприклад, безкаркасних для фрагмента будівлі пористої структури і каркасної - для зальних приміщень. Таке рішення називається змішаною конструктивною системою будівлі.

Вибір конструктивної системи при проектуванні заснований на об'ємно-планувальних, архітектурно-композиційних та економічних вимогах, відповідно до яких визначилися області раціонального застосування кожної з конструктивних систем.

Безкаркасні (стінна) система (рис. 1.1) - основа проектування житлових будинків різної поверховості та призначення (квартирні будинки, гуртожитки, готелі, пансіонати та ін.) і для різних інженерно-геологічних умов. Вибір цієї системи пов'язаний з відносною стабільністю об'ємно-планувальних рішень житлових будинків і з її техніко-економічними перевагами. Завдяки цьому розширюється застосування безкаркасних системи і для масових типів громадських будівель (шкіл, дитячих дошкільних установ, поліклінік та ін.).



Рисунок 1 1 - Безкаркасні система

Каркасна система (див. рис. 1.2) найбільш часто застосовується при проектуванні масових і унікальних громадських будівель різного призначення та поверховості. Ця система поступається бескаркасной системі за показниками витрат праці і строкам зведення. Однак перевага, яка каркасних систем, пов'язане з функціональними вимогами до гнучкості об'ємно-планувальних рішень громадських будівель і необхідності їх неодноразової перепланування в процесі експлуатації. З точки зору цих вимог компоновальні переваги каркасних систем перед бескаркасными очевидні.

Каркас представляет собой систему, состоящую из стержневых несущих элементов — вертикальных (колонн) и горизонтальных балок (ригелей), объединенных жесткими горизонтальными дисками перекрытий и системой вертикальных связей.

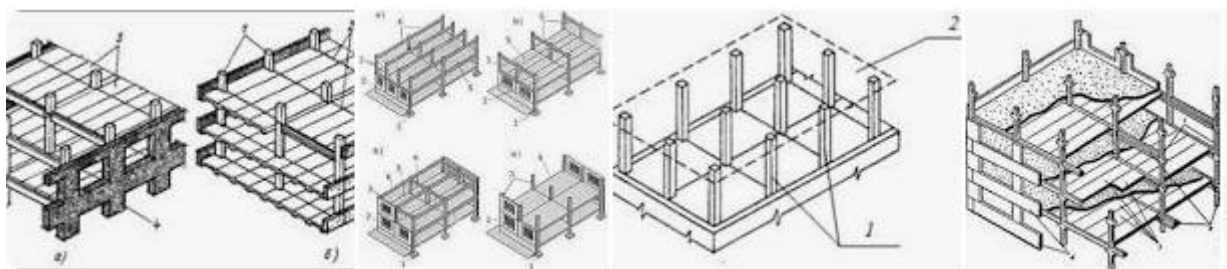
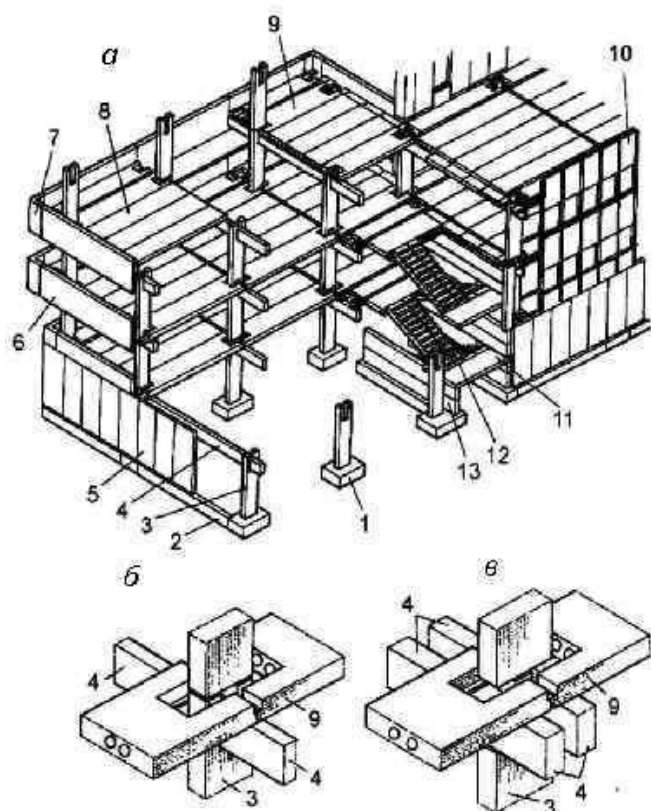


Рисунок 1.2 - Каркасна конструктивна система

Загальний вигляд каркасних конструктивних систем громадського та промислового будівель показані на рис. 1.3.

Каркасна будівля системи КВМ (Німеччина):



a – основні елементи будівлі;
б – одноригельне вирішення вузла каркаса; *в* – дворигельне;
 1 – фундамент стаканного типу під колону; 2 – стрічковий монолітний фундамент під стіну підвалу; 3 – колона; 4 – ригель; 5 – панель стіни підвалу; 6 – рядова горизонтальна панель зовнішньої стіни; 7 – кутовий елемент стіни; 8 – рядова плита перекриття; 9 – плита-розпірка; 10 – стінова панель вертикальної розрізки; 11 – сходова площадка; 12 – сходовий марш; 13 – панель стіни сходової клітки

Рисунок 1.3- Загальний вигляд будівель з каркасною конструктивною системою

Об'ємно-блокова система (див. рис. 1.4) застосовується при проектуванні житлових будинків різних типів висотою до 16 поверхів. Головна перевага такої конструктивної системи - скорочення витрат праці при будівництві будівель.

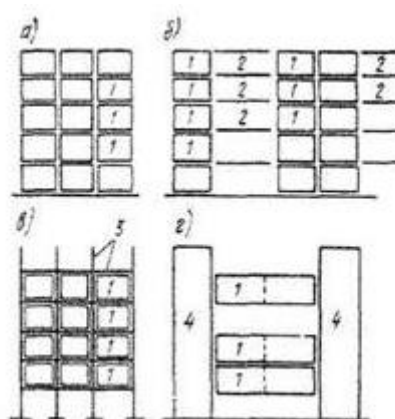


Рисунок 1.4 - Об'ємно-блокова конструктивна система

Ствольна система (див. рис. 1.5) забезпечує свободу планувальних рішень, оскільки простір між стовбуром жорсткості і зовнішніми огорожувальними конструкціями залишається вільним від проміжних опор. Відносно висока жорсткість будівлі дозволяє використовувати таку систему при проектуванні житлових і громадських будівель, як правило, баштового типу з компактною (квадратної, круглої і т.п.) формою плану, висотою понад 20 поверхів. Можливе застосування ствольної системи і для протяжних будівель, але в цих випадках конструктивна система таких будівель компонується з декількох стовбурів.

Найбільш доцільні компактні в плані багатоповерхові будівлі ствольної системи в сейсмостійкому будівництві, а також в умовах впливу деформацій земної поверхні (на просадних ґрунтах, над гірничими виробками і т.п.).

Ствольная конструктивная система – характеризуется тем, что все горизонтальные и вертикальные нагрузки воспринимаются конструкциями ствола, состоящего из монолитных стен или отдельных диафрагм, объединенных в пространственный элемент.

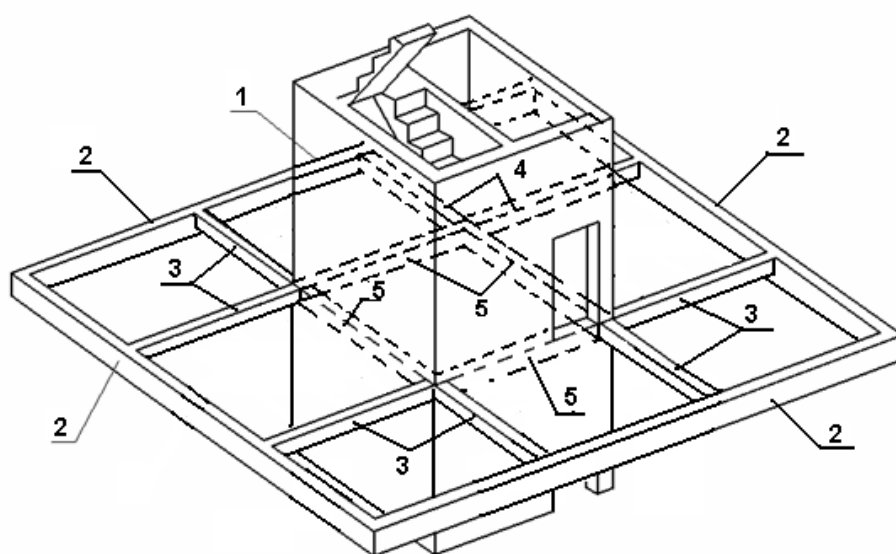


Рисунок 1.5 - Ствольна конструктивна система

Оболонкові система притаманна унікальним і висотним (більше 40 поверхів) будинків, оскільки забезпечує суттєвої збільшення жорсткості споруди. Застосування такої системи в якості основної (а також в комбінації з каркасом) забезпечує свободу планувальних рішень, що дозволяє застосовувати її для житлових і громадських будівель. Однак найчастіше такі будівлі проектують багатофункціональними. Оболонкові конструкція може поєднувати несучі та огорожувальні функції або доповнюватися зовнішніми огорожувальними конструкціями.



Рисунок 1.6 - Приклади будівлі з оболонкової конструктивної системою

Крім основних тіпообразуючих ознак конструктивної системи, тобто несучих вертикальних елементів, існують додаткові класифікаційні ознаки всередині кожної з систем. Ними служать геометричні ознаки - розміщення вертикальних несучих конструкцій в плані будівлі і відстані між ними. Спосіб розміщення несучих горизонтальних і вертикальних конструкцій будівлі в просторі називають конструктивною схемою.

При бескаркасной (стіновий) конструктивній системі, виходячи з основних геометричних ознак, можна виділити наступні види конструктивних схем (див. рис. 1.7):

- а) з великим шагом несущих стін (2,4 ÷ 4,5 м);
- б) з вузьким кроком несучих стін (6,0 ÷ 7,2 м);
- в) зі змішаним кроком;

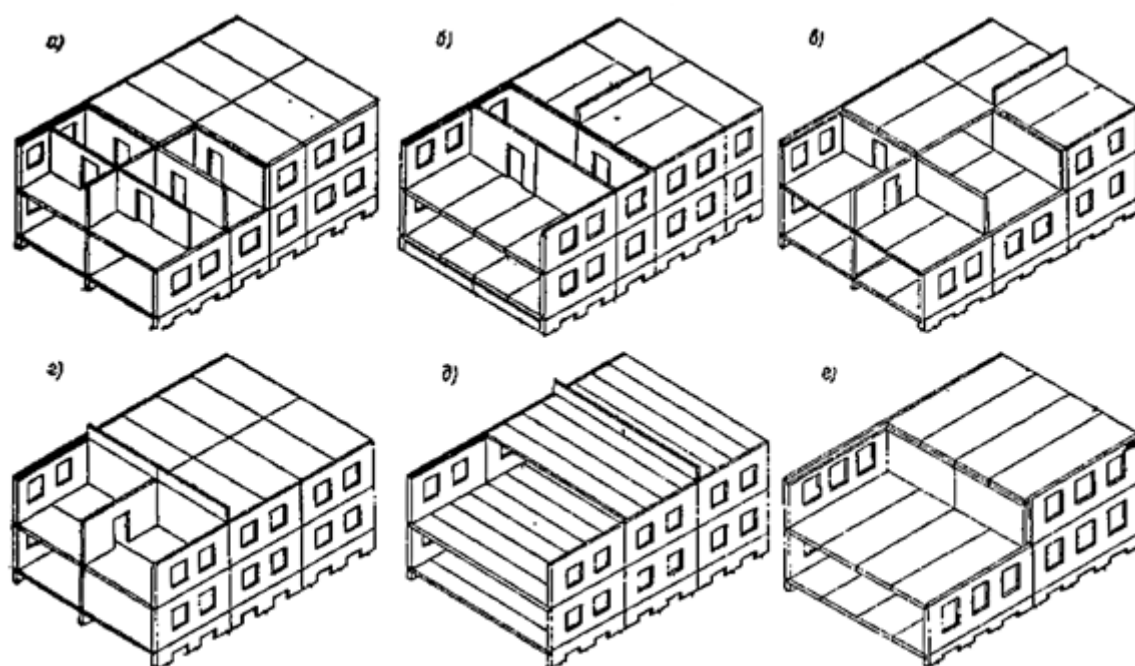


Рисунок 1.7 - Конструктивні схеми безкаркасних будівель

Поздовжньо-стінова конструктивна схема (див. рис. 1.7 а) традиційна в проектуванні будинків малої, середньої і підвищеної поверховості. Рідкісне розташування поперечних стін-діафрагм жорсткості (через 25 - 40 м) забезпечує свободу планувальних рішень в будівлях, тому цю схему застосовують при проектуванні житлових і громадських будівель різного призначення.

Поперечно-стінова конструктивна схема (див. рис. 1.7 б) менш гнучка в планувальному відношенні, ніж поздовжньо-стінова схема. Тому найбільш часто її застосовують при будівництві житлових будинків, рідше - масових типів громадських будівель (дитячих установ, шкіл і т.п.). Поперечно-стінова схема (особливо з великим кроком поперечних несучих стін) допускає можливість часткової перепланування внутрішнього обсягу будівель в процесі експлуатації, а також розміщення невеликих вбудованих нежитлових приміщень на перших поверхах житлових будинків.

в) притаманні малі розміри конструктивно-планувальних осередків (близько 20 м ²), що обмежує область її застосування тільки житловими будинками. Часте розташування поперечних стін робить трансформацію планів будівель важкоздійсненним. Різноманітності планувальних рішень в

проектуванні будинків на основі цієї схеми сприяє використанню декількох розмірів кроків поперечних стін (наприклад, 3,0; 3,6 і 4,2 м) в різних поєднаннях. Завдяки високій просторовій жорсткості перехресно-стінова схема широко поширена в проектуванні багатоповерхових будинків, а також будинків, що будуються в складних геологічних умовах, а також в сейсмічно небезпечних районах.

У каркасних будівлях застосовують чотири конструктивні схеми:

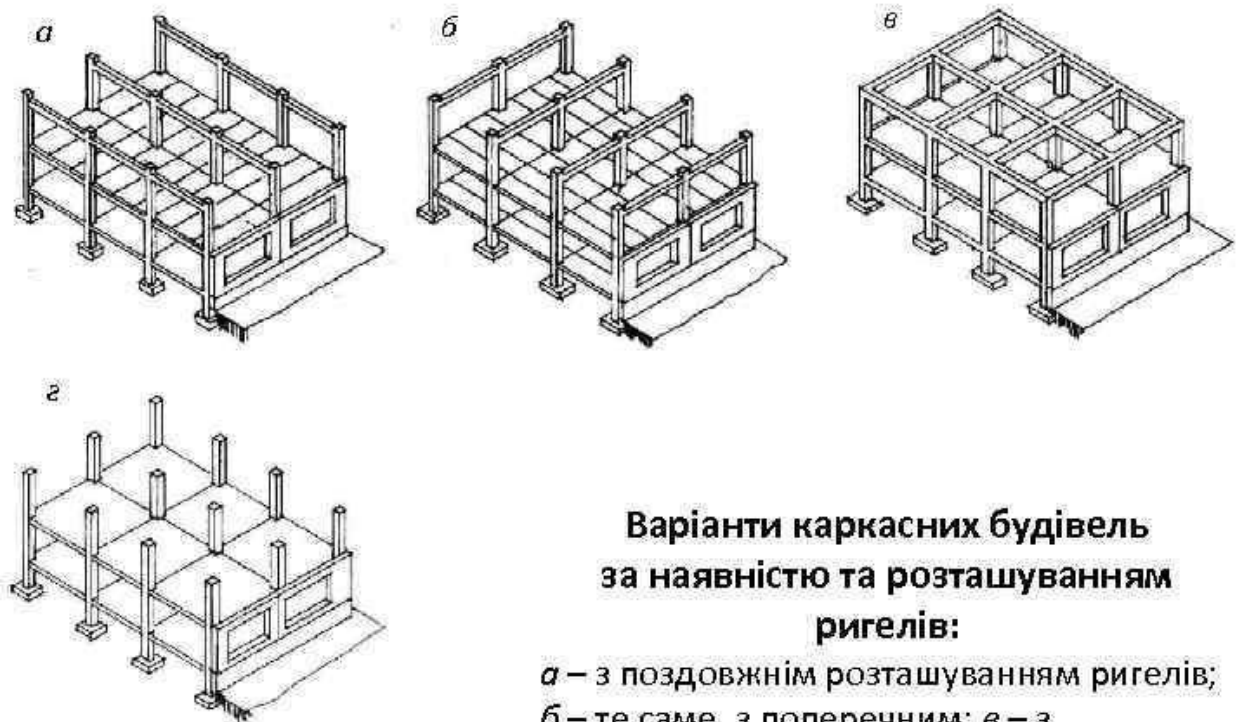
- I - з поперечним розташуванням ригелів;
- II - з поздовжнім розташуванням ригелів;
- III - з перехресним розташуванням ригелів;

Використання сучасних масових типових конструкцій перекриттів визначає розміри основної конструктивно-планувальної сітки осей каркаса 6 '6 м (при додатковій сітці 6' 3 м).

При виборі конструктивної схеми каркаса враховують як економічні, так і архітектурно-планувальні вимоги:

- елементи каркаса (колони, ригелі, діафрагми жорсткості) не повинні обмежувати свободу вибору планувального рішення;
- ригелі каркаса не повинні виступати з поверхні стелі в житлових кімнатах, а проходити по їх кордонів.

Каркас з поперечним розташуванням ригелів (див. рис. 1.8) доцільний в будівлях з регулярною планувальною структурою (гуртожитки, готелі), де крок поперечних перегородок поєднується з кроком несучих конструкцій.



**Варіанти каркасних будівель
за наявністю та розташуванням
ригелів:**

а – з поздовжнім розташуванням ригелів;
б – те саме, з поперечним; *в* – з
розташуванням ригелів по осях колон,
кесонована; *г* – безригельна

Рисунок 1.8 - Конструктивна схема каркасного будинку з поперечним розташуванням ригелів

Каркас з перехресним розташуванням ригелів виконують найчастіше монолітним і використовують в багатоповерхових промислових і громадських будівлях.

Безригельний каркас використовують як в багатоповерхових промислових, так і в цивільних будівлях, тому що в зв'язку з відсутністю ригелів ця схема в архітектурно-планувальному відношенні найбільш доцільна.

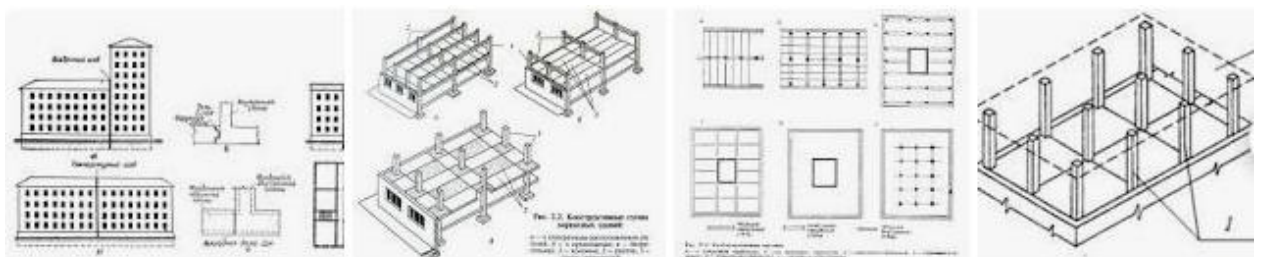


Рисунок 1.9 - Конструктивна схема будівлі з безригельной каркасом

В даному випадку ригелі відсутні, а збірний або монолітний диск перекриття спирається або на капітелі (розширення) колон, або безпосередньо на колони (див. рис. 1.9).

У комбінованих конструктивних системах може застосовуватися різне поєднання вертикальних несучих конструкцій, які використовуються в основних конструктивних системах. На практиці найбільш поширені такі види конструктивних схем в будівлях з комбінованими системами:

1) Неповний каркас (див. рис. 1.10). Таку схему вибирають виходячи з місцевих сировинних і виробничих умов застосування масивних конструкцій зовнішніх стін.

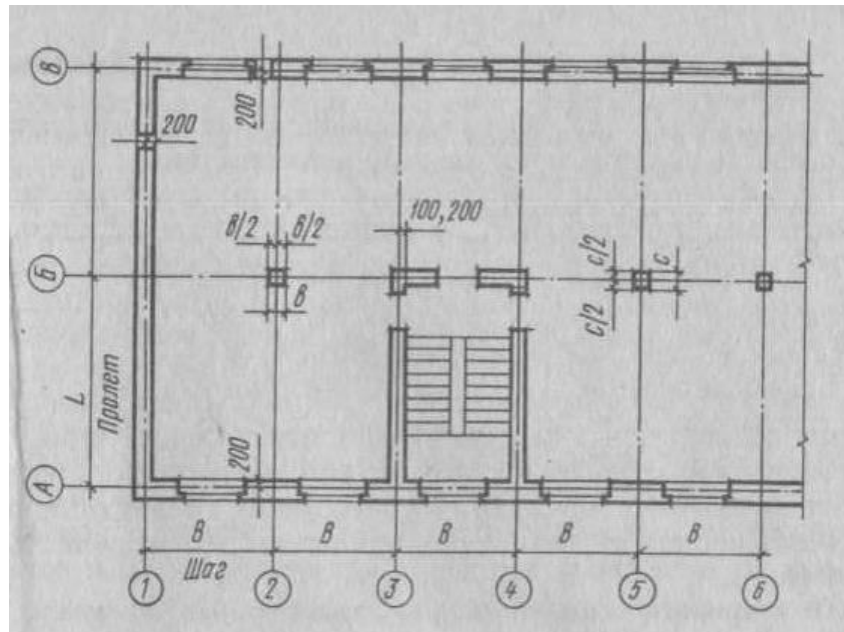


Рисунок 1.10 - Конструктивна схема будівлі з неповним каркасом (план)

2) Схема, в якій каркас розташований в межах першого поверху (або декількох поверхів), а вище будівля має стінну конструктивну систему (див. рис. 1.11).

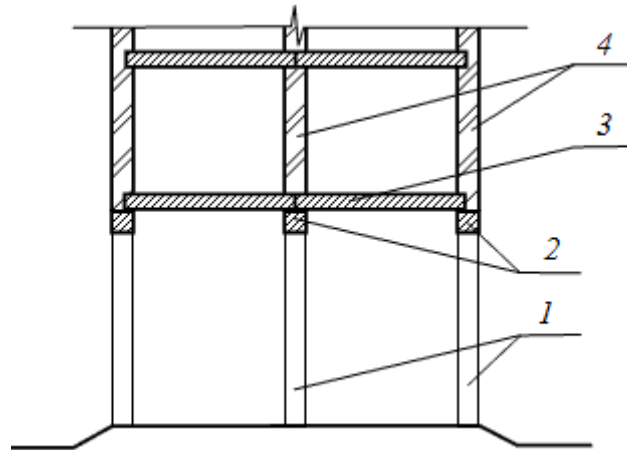


Рисунок 1.11 - Приклад комбінованої конструктивної системи (розріз)
 1 - колони каркаса; 2 - поздовжньо розташовані ригелі; 3 - збірний настил
 перекриття; 4 - несучі стіни

Після того як проект будівлі розроблений, його необхідно детально вивчити, щоб переконатися, що всі деталі відповідають вимогам, а також визначити, чи виконується весь спектр робіт. Зазвичай цю роботу виконують інженери-конструктори та інші спеціалісти з відповідною кваліфікацією.

Один з ключових аспектів проектування будівлі - це планування простору. У залежності від призначення будівлі, простір може бути розділений на різні функціональні зони, такі як кімнати, офісні приміщення, склади, магазини, тощо. Під час планування простору необхідно враховувати не тільки потреби користувачів будівлі, але й ергономіку та безпеку приміщень.

Окрім простору, проект будівлі включає в себе вибір матеріалів та технологій будівництва. При виборі матеріалів важливо враховувати їх вартість, енергоефективність, екологічність та довговічність. Технології будівництва повинні бути ефективними та безпечними, а також враховувати часові рамки та витрати на будівництво.

Після того, як проект будівлі розроблений та детально вивчений, необхідно розробити графік будівництва та знайти підрядників, які виконають

роботи згідно з проектом. Підрядники повинні мати достатню кваліфікацію та досвід для виконання робіт, а також повинні дотримуватися вимог до якості та безпеки під час будівництва.

Одним з важливих аспектів конструктивних систем є стійкість будівлі до навколишніх умов. При проектуванні будівлі необхідно враховувати різні фактори, такі як сейсмічність місцевості, кліматичні умови, рівень ґрунтових вод тощо. Використання стійких матеріалів та конструкцій, таких як армована бетонна конструкція, може забезпечити стійкість будівлі до різних умов.

Ще одним важливим аспектом аналізу конструктивних систем є врахування звукоізоляції та звукопоглинання. Звукова ізоляція є дуже важливим аспектом будь-якої будівлі, оскільки вона забезпечує комфортне середовище для проживання та роботи. Для забезпечення високого рівня звукоізоляції необхідно використовувати спеціальні матеріали та конструкції, такі як двошарові стіни або спеціальні звукопоглинаючі панелі.

Нарешті, при аналізі конструктивних систем, не можна забувати про естетичний аспект. Зовнішній вигляд будівлі має велике значення для її сприйняття людьми та для інтеграції в середовище. Інноваційні конструктивні системи можуть дозволити архітекторам створювати більш естетичні та вражаючі будівлі, які відповідають вимогам сучасності та можуть стати справжніми символами міст.

Отже, аналіз конструктивних систем є дуже важливим етапом проектування будівлі. Він дозволяє забезпечити безпеку та стійкість будівлі, зменшити витрати на будівництво та експлуатацію, забезпечити високий рівень енергоефективності та комфорту для проживання та роботи, а також створити естетично привабливі споруди. Оскільки технології та матеріали для будівництва постійно розвиваються, аналіз конструктивних систем є постійним процесом, який дозволяє застосовувати найбільш передові технології та матеріали для покращення будівельних проектів.

На жаль, не всі будівельні компанії ретельно аналізують конструктивні системи та використовують найсучасніші технології та матеріали. Це може

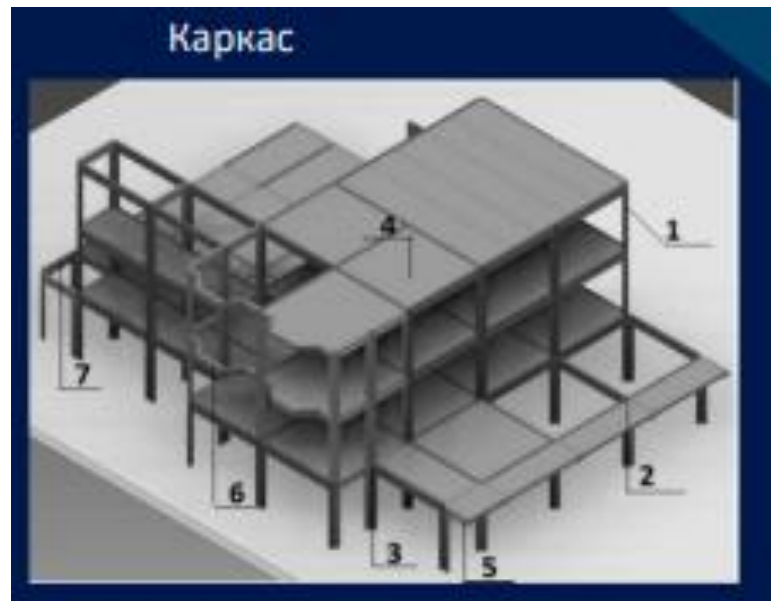
призвести до проблем зі стійкістю будівель, високими витратами на експлуатацію та комфорт проживання, а також до негативного впливу на навколишнє середовище. Тому важливо звертати увагу на якість будівельних проектів та вимоги до конструктивних систем при виборі будівельної компанії.

У підсумку, аналіз конструктивних систем є важливим етапом будівельного проектування, який дозволяє забезпечити стійкість та безпеку будівлі, знизити витрати на будівництво та експлуатацію, покращити енергоефективність та комфорт проживання, а також створити естетично привабливі споруди. Важливо пам'ятати про вплив конструктивних систем на навколишнє середовище та використовувати екологічно чисті матеріали та технології.

1.2 Прогресивні будівельні конструктивні системи та технології їх зведення

Архітектурно-будівельна система «РАМПА» є альтернативою панельному житловому будівництву і призначена для проектування і зведення п'яти - шестиповерхового житлових будинків, готельних комплексів, об'єктів соціально-побутового і культурного призначення, об'єктів охорони здоров'я, три-чотиріповерхових гаражних стоянок для легкового автотранспорту, котеджів, лікувально-курортних споруд та інших об'єктів житлово-цивільного призначення. Вона побудована за принципом органічного поєднання кращих якостей каркасних та безкаркасних систем. Основою архітектурно-будівельної системи «РАМПА» є каталог її виробів, виконаних із збірного залізобетону. При цьому, каталог має обмежений набір елементів, що породжують нескінченно велику варіантність їх об'єднання в просторові композиції. До цих елементів відносяться плоскі рами-панелі і панелі перекриттів, які є базовими елементами каркасу, що зводиться за принципом «конструктора». Чотири

ортогонально зчленовані рами і дві панелі перекриття створюють «кубик», що допускає вільне стикування з іншими структурними чарунками. При цьому, використання звичайного або легкого залізобетону обмежується тільки несучими елементами. Усі панелі є моноковими елементами, всередині яких розташовані вкладиші з легкого дешевого матеріалу. Основний розмір рам-панелей - 3,6х3,3 (h) м, панелей перекриттів - 3,6х3,6 м, 1,8х7,2 м. Власна вага рам-панелей не перевищує 800 кг, вага панелей перекриттів має вагу від 2 до 3,5 т.

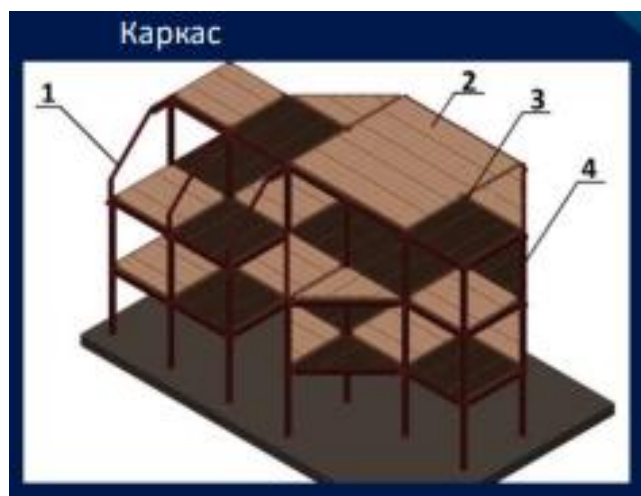


1 - залізобетонна рама; 2 - металевий вузловий елемент (кондуктор); 3 - складова колона; 4 - панель перекриття; 5 - консольна рама-панель; 6 - еркерна рама; 7 - ригель рами; 8 - рама нижнього поверху; 9 - кондур; 10 - рама верхнього поверху

Рисунок 1.12 - Архітектурно-будівельна система «РАМПА»

Архітектурно-будівельна система «ІКАР» (аббревіатура: індустріальний каркас) розроблено для проектування і будівництва сучасних об'єктів офісно-торгового типу, не виключаючи, однак, і зведення житлових будинків. Остов будівлі даної конструкції є просторовий каркас. Відмінною особливістю системи «Ікар» є відсутність в її номенклатурі плоских великогабаритних елементів: рам-панелей і панелей перекриття «на чарунок». Як результат,

з'являється можливість створювати міцні і, в той же час, «повітряні» несучі конструкції практично будь-якої конфігурації. Основні чарунки каркасу мають розміри 4,2 × 4,2 м; 4,2 × 2,1 м; 6,0 × 6,0 м; 8,4 × 8,4 м. Введено також трикутний осередок. Висота поверху може змінюватися від 2,8 до 4,2 м. Колони виконуються з бетону класу не нижче, ніж В30. Мінімальний (при необхідності - і єдиний) перетин колони - 250 × 250 мм. Будинки, побудовані по системі «Ікар», відрізняються архітектурною виразністю, індивідуальним стилем, і широкими можливостями вільного планування внутрішніх приміщень.

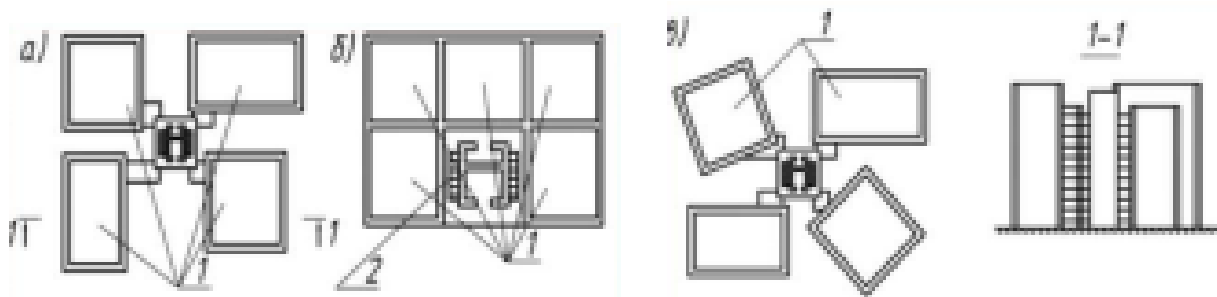


1 - мансардний рамка; 2 - панель; 3 - вузол спирання ригелів; 4 - колона; 5 - вузловий металевий елемент; 6 - ригель; 7 - верхня колона; 8 - нижня колона

Рисунок 1.13- Архітектурно-будівельна система «ІКАР»

Будинки безкаркасної системи «ДОБОЛ» (аббревіатура: будинок-оболонка) складаються з двох основних конструктивних елементів: стін, що зводяться у вигляді тонкостінної монолітної (цегляної, блокової, бетонної) оболонки і збірних дисків перекриттів. Таким чином, будівля являє собою оболонку, в загальному випадку, прямокутну в плані. Оболонка ослаблена отворами. Використання для внутрішніх перегородок легких конструкцій, або відмова від перегородок взагалі, дозволяє призначити наступні розміри блоків будівлі в плані 6,0х6,0 м; 6,0х9,0 м; 9,0х9,0 м; 9,0х12,0 м; 12,0х12,0 м (для

збірних дисків перекриттів) і збільшені для монолітних з попереднім напруженням арматури в будівельних умовах. Будинки системи «ДОБОЛ» мають високу просторову жорсткість, яка забезпечується розосередженим розташуванням несучих конструкцій по контуру будівлі і спеціальним об'єднанням їх в єдину статичну систему. Замкнутий в плані перетин будівлі оптимально по витраті матеріалу. При цьому ліфтово-сходовий вузол (найбюджетний елемент) з розташованими в ньому стояками мереж виділяється в самостійний блок. Подібні рішення дозволяють максимально завантажити комунікаційний чарунок, зменшивши тим самим вартість 1 м² площі. Локалізація розташування інженерних мереж підвищує комфортність проживання і покращує їх експлуатацію. Проектовані блоки можуть стикуватися між собою як незалежні або мати спільні стіни. Система ефективна для експлуатації у зонах із сейсмічною відповідальністю.



Варіанти блокування осередків будівлі системи «ДОБОЛ»: а - з незалежними контурами; б - з суміщеними опорними контурами; в - з поворотом контурів; 1 – житлові блоки; 2 – ліфтово-сходовий блок

Рисунок 1.14 - Будинки безкаркасної системи «ДОБОЛ»

Архітектурно-будівельна система «МОНОФАНТ» (аббревіатура: монолітна фантазія) є затребуваною під час будівництва нових або реконструкції наявних будівель будь-якого призначення, у тому числі різних інженерних споруд (резервуари, силоси, підпірні стіни та ін.) із довільною геометрією, практично необмеженою комбінаторикою об'ємно-композиційних рішень, вільним внутрішнім плануванням, використанням заданої витрати матеріалів, високою несучою здатністю елементів, обмеженою

деформованістю, невеликою власною вагою, ефективною технологією зведення. Конструктивні переваги системи: створення довільної нерегулярної сітки колон; застосування різних матеріалів для вкладишів з метою значного зменшення власної ваги конструкції та вартості; забезпечення складної конфігурації в плані і неоднорівності дисків перекриття; забезпечення можливості розташування диска перекриття не в одній площині; вибір раціональної топології ребр всередині диска перекриття, що забезпечує вирівнювання зусиль у плитах перекриття; створення складної конфігурації пустотілих колон; улаштування внутрішніх капітелей.

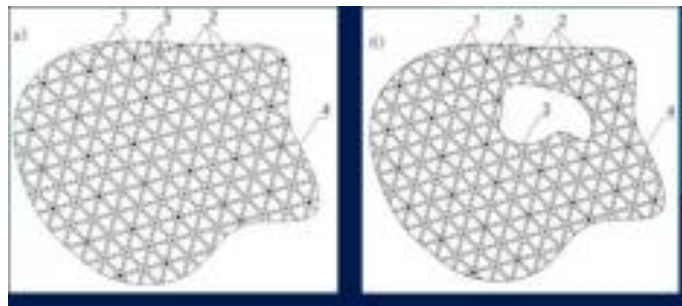


Рисунок 1.15 - Конструкція фундаментної плити і плити перекриття:

1 - колони; 2 - внутрішні ребра жорсткості плити перекриття; 3 - внутрішня окантовка ребром жорсткості; 4 - зовнішня окантовка ребром жорсткості; 5 - вкладиші

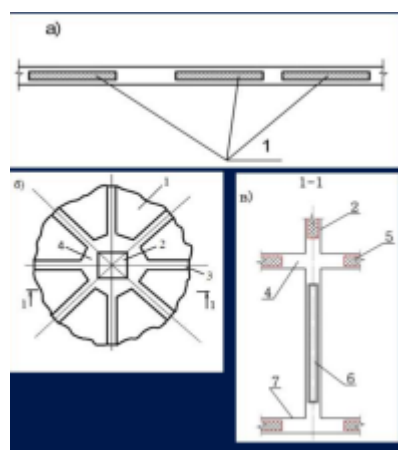


Рисунок 1.16 - Особливості конструкції каркаса «МОНОФАНТ»:

а - розріз плити перекриття; б - пристрій капітелі каркасного будинку; в - розміщення вкладишів в елементах каркасного будинку; 1 - вкладиш; 2 -

колона; 3 - внутрішні ребра жорсткості плити; 4 - капітель; 5 - вкладиш суцільного перетину; 6 - вкладиш з пустотами всередині; 7 – фундамент

Головними особливостями цієї системи є: використання вкладишів-пустотоутворювачів, що не виймаються, для зменшення ваги не тільки залізобетонних перекриттів, але й усіх базових елементів каркасу; створення пустот у самому вкладиші-пустотоутворювачі при бетуванні об'ємних елементів конструкції, що дозволяє заощадити витрату матеріалу вкладиша; бетонування без опалубки - методом «мокрого» торкретування, що значно спрощує процес створення елементів зі складною геометрією; високі показники по теплозахисту.

Для верифікації сформованих раціональних ефективних конструктивних рішень створені нові методи натурних випробувань конструктивних систем на силові і температурні впливи, які є базисом для розбудови високоточних розрахункових моделей, необхідних при проектування, і є менш трудомісткими та більш економічними. Експериментальний гідравлічний метод натурних випробувань на вертикальні навантаження плит і пологих оболонок покриттів і перекриттів гідростатичною дією, який реалізує такі режими: активне навантаження, розвантаження, малоциклове та довготривале навантаження. При цьому, навантаження в плані випробуваного елемента може мати практично довільний розподіл. Експериментальний метод досліджень конструкцій на температурні впливи, важливими особливостями якого є простота експериментальної частини, низька вартість експерименту, фізична прозорість і логічна обґрунтованість отриманих результатів, що зумовлено виконанням встановлених методологією процедур на ненагрітому тілі, шляхом завантаження найпростішим чином – одиничною силою. Розроблений метод не накладає ніяких обмежень на якісні й кількісні параметри температурного поля.

Позитивні властивості нових збірних і монолітних полегшених залізобетонних, сталезалізобетонних конструкцій зумовлені:

1. Формуванням порожнистої, заповненої недорогим легким матеріалом, структури, яка має нерегулярну, довільну топологію, що забезпечує незмінність щільності потенційної енергії деформації.

2. Малобюджетною технологією формування внутрішньої геометрії за рахунок надання вкладишам з пінополістиролу наперед визначеної розрахункової форми, в результаті формується довільна сітка ребр і капітелей, що забезпечує мінімальні витрати матеріалу.

3. Априорного встановлення ресурсу і строків життєвого циклу, що ніколи не виконувалося для існуючих традиційних конструктивів.

4. Експлуатацією самоущільненого бетону, регламент складу якого відрізняється тим, що зумовлює високе його розтікання до 75 см в щілину 5 см. Бетонна оболонка створюється за вдосконаленою технологією шляхом набризку мокрим способом торкретування на самонесучій остов без застосування знімної опалубки.

5. Зведенням залізобетонних і сталезалізобетонних конструкцій без застосування опалубки, допоміжних пристроїв й обладнання, а за рахунок розроблених процедур формування арматурних елементів і вкладищів-пустоутворювачів.

Таблиця 1.1 - Процедур формування арматурних елементів і вкладищів-пустоутворювачів

Вид вкладишу	Характеристика вкладишів				Наведена товщина перекриття	
	Обсяг одного вкладиша, см ³	Крок вкладишів, см	Кількість вкладишів, шт/м ²	Обсяг вкладишів, м ³ /м ²	см	У % від конструктивної
Перероблений поліпропілен	3100 – 28000	20 – 64	2,44 – 25	0,045 – 0,076	17,2 – 20,4	68,8 – 81,6
Пінополістирол	96000	100	1	0,096	13,0	52,0

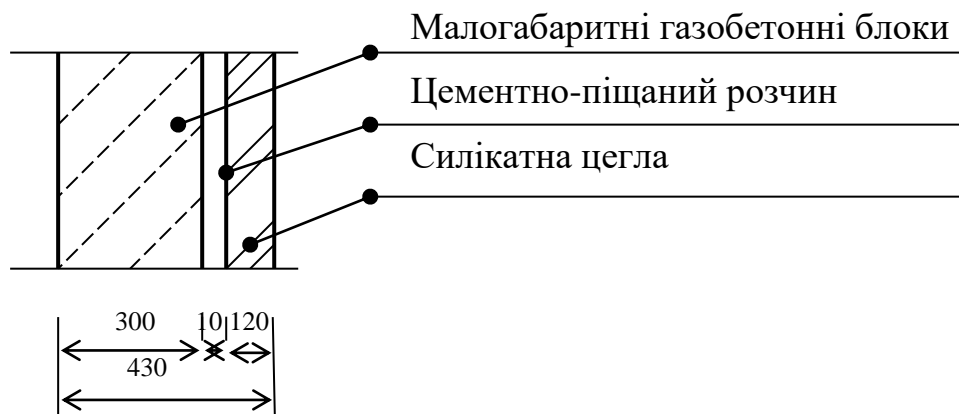
Таблиця 1.2 - Показники ефективності нових збірних і монолітних полегшених залізобетонних конструкцій

Найменування	Об'єм бетону, м ³	Різниця в м ³	Різниця у %
Суцільна плита перекриття (12×12, h=220 мм)	34,49	10,04	29,10
Полегшена плита перекриття (12×12, h=220 мм)	24,45		
Суцільний ростверк (h=400 мм)	20,00	3,84	19,20
Полегшений ростверк (h=400 мм)	16,16		
Суцільна колона (12×12, h=220 мм)	3,10	0,40	12,90
Полегшена колона (12×12, h=220 мм)	2,70		
Суцільна уся конструкція (одноповерховий фрагмент будівлі розміром 12×12 з кроком колон 6×6)	57,59	14,28	24,80
Полегшена уся конструкція (одноповерховий фрагмент будівлі розміром 12×12 з кроком колон 6×6)	43,31		

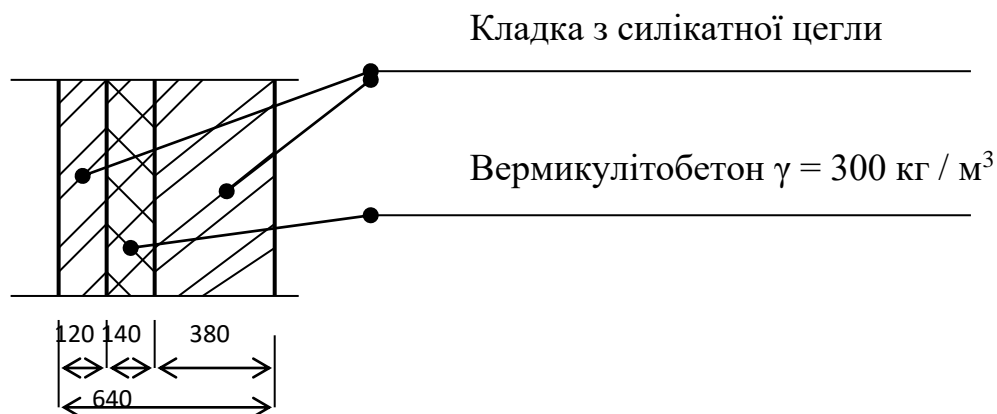
2 ПОРІВНЯЛЬНА ОЦІНКА КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ЗОВНІШНІХ СТІН

Вибір варіантів конструктивних рішень зовнішніх стін Зовнішні стінові конструкції можна вирішити в 3 варіантах:

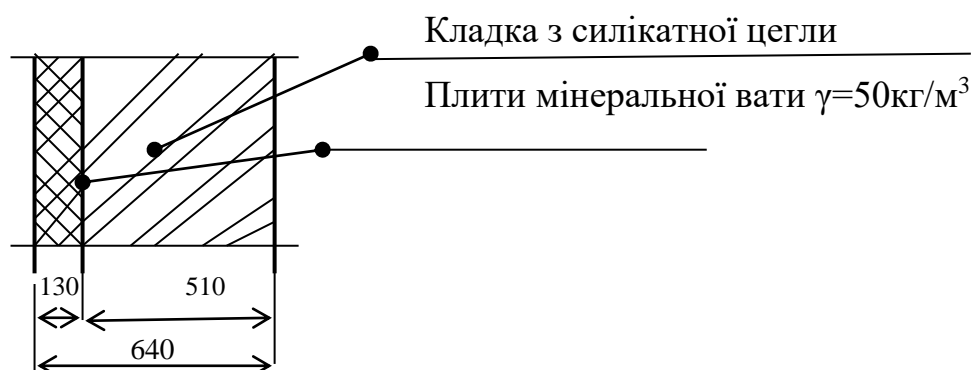
Варіант 1: Стіни з газобетонних блоків з облицюванням силікатною цеглою.



Варіант 2: Колодязна кладка з вермикулітобетонним утеплювачем.



Варіант 3: Кладка з мінераловатним утеплювачем.



Орієнтовна вартість варіантів з урахуванням місця будівництва:

$$C = C_c \cdot k_1 \cdot k_2$$

C_c – Орієнтовна вартість, грн.

$k_1=1,05$ – поправочний коефіцієнт територіального пояса (II пояс для м. Київ)

$k_2=0,92$ – поправочний коефіцієнт кліматичного регіону (III район для м. Київ).

$$C_1 = 233306 \cdot 1,05 \cdot 0,92 = 225370 \text{ грн}$$

$$C_2 = 375622 \cdot 1,05 \cdot 0,92 = 362854 \text{ грн}$$

$$C_3 = 519021 \cdot 1,05 \cdot 0,92 = 501376 \text{ грн}$$

Таблиця 2.1 - Витрата матеріалів на 1 м² поверхні утепленої стіни

№ пп	Матеріал	Од. вим.	Варіант		
			1	2	3
1	Малогабаритні газобетонні блоки	тыс.шт/м ³	0,152		
2	Цегла силікатна	тыс.шт/м ³	0,29	0,207	0,207
3	Вермикулітобетон	м ³ /м ³		1,05	
4	Плити мінеральної вати	м ³ /м ³			1,05

Тривалість робіт зі зведення стін: $t = m / N \cdot n \cdot S$

де m – трудомісткість робіт, чол-дн.

$N=1$ – кількість бригад, що беруть участь в роботі

$S=2$ – кількість змін роботи на добу

$N=6$ – кількість чоловік у бригаді

$$t_1 = 1018,2 / 1 \cdot 2 \cdot 6 = 90 \text{ днів} / 252 = 0,36 \text{ року}$$

$$t_2 = 1399,7 / 1 \cdot 2 \cdot 6 = 122 \text{ днів} / 252 = 0,48 \text{ року}$$

$$t_3 = 2610,6 / 1 \cdot 2 \cdot 6 = 218 \text{ днів} / 252 = 0,87 \text{ року}$$

Визначаємо вартість основних засобів. Попередньо приймаємо 2 крана КБ-100.3 (вартість 430 тис. грн). Вартість основних засобів, задіяних в монтажі конструкцій:

$$\Phi_{пр} = k \cdot t' / T$$

K – вартість крана, грн

T – строк експлуатації крана

t' – час роботи крана на будівельному майданчику, рік

$$\Phi_{\text{пр}}^1 = 430000 \cdot 0,36 \cdot 2 / 10 = 30960 \text{ грн}$$

$$\Phi_{\text{пр}}^2 = 430000 \cdot 0,48 \cdot 2 / 10 = 41280 \text{ грн}$$

$$\Phi_{\text{пр}}^3 = 430000 \cdot 0,87 \cdot 2 / 10 = 74920 \text{ грн}$$

Визначаємо кількість оборотних коштів, задіяних в процесі зведення конструкцій, з урахуванням показника оборотності. Середньорічне значення оборотних коштів будівельної організації: $\Phi_{\text{об}} = 1,06 \cdot c / t \cdot n'$

де $1,06$ – Коефіцієнт переходу від оціночної вартості до оціночної вартості

$n'=3$ – коефіцієнт оборотності

$$\Phi_{\text{об}}^1 = 1,06 \cdot (225370 / 0,36 \cdot 3) = 221196 \text{ грн}$$

$$\Phi_{\text{об}}^2 = 1,06 \cdot (362854 / 0,48 \cdot 3) = 267100 \text{ грн}$$

$$\Phi_{\text{об}}^3 = 1,06 \cdot (501376 / 0,87 \cdot 3) = 203624 \text{ грн}$$

Коефіцієнт зміни терміну служби конструкції нового типу в порівнянні з базовим: $\gamma = P_1 + E_n / P_2 + E_n$

де P_1 и P_2 – частки кошторисної вартості будівництва споруд за один рік їх служби згідно порівнюваних опціонів

$$t_1=11; \quad \gamma_1=0,2040/4,9020 = 0,0416$$

$$t_2=10; \quad \gamma_2=0,2127/4,7015 = 0,0452$$

$$t_3=9; \quad \gamma_3=0,2236/4,4723 = 0,0499$$

Витрати, наведені для порівнюваних варіантів:

$$\Pi = [C + E_n \cdot (\Phi_{\text{пр}} + \Phi_{\text{об}})] \gamma + 1,06 (1/E_{\text{пр}}) \cdot (PC/100)$$

де C – орієнтовна вартість будівництва, грн

$E_n=0,15$ – нормативний коефіцієнт економічної ефективності в будівництві

$E_{\text{пр}}=0,8$ – нормативний коефіцієнт зниження майбутніх витрат

$R=0,7$ – відрахування на ремонт і обслуговування конструкцій у відсотках від кошторисної вартості.

$$П_1=[225370+0,15(30960+221196)]\cdot 0,0416+1,06/0,08\cdot(0,7\cdot 225370/100)=31537\text{грн}$$

$$П_2=[362854+0,15(41280+267100)]\cdot 0,0452+1,06/0,08\cdot(0,7\cdot 362854/100)=51728\text{грн}$$

$$П_3=[501376+0,15(74820+203624)]\cdot 0,0499+1,06/0,08\cdot(0,7\cdot 501376/100)=73189\text{грн}$$

Таблиця 2.2 - Основні техніко-економічні показники

№ пп	Найменування	Од. вим.	Варіант		
			1	2	3
1	Кошторисна собівартість	грн	225370	362854	501376
2	Трудомісткість	чол-дн.	1018,2	1399,7	2610,6
3	Тривалість робіт	днів	90	122	218
4	Витрати матеріалів:				
	а) Малогабаритні газобетонні блоки	тис.шт/м ³	0,152		
	б) Цегла силікатна	тис.шт/м ³	0,29	0,207	0,207
	в) Вермикулітобетон	м ³ /м ³		1,05	
	г) Плити мінеральної вати	м ³ /м ³			1,05
5	Річні приведені витрати	грн	31537	51728	73189
6	Економічний ефект	тис.грн	41,65		

Порівняння кошторисної вартості утеплення стін з різних матеріалів показує, що варіант 1 має меншу вартість порівняно з варіантом 2 на 137,47 тис. грн, порівняно з варіантом 3 на 275,97 тис. грн за рахунок використання більш досконалих матеріалів. Трудомісткість утеплення зовнішніх стін за варіантом 1 знизилася на 381,4 людино-дня. порівняно з варіантом 2; на 1592,3 людино-днів порівняно з варіантом 3. Скорочення річних приведених витрат за варіантом 1 були зменшені порівняно з варіантами 2 та варіантом 3. Економічний ефект від вибору 1 варіанту:

$$\mathcal{E}_{\text{утепл.стен}} = 73,189 - 31,537 = 41,64 \text{ тис.грн}$$

Приймаємо варіант 3 для дизайну - зовнішні стіни з силікатної цегли з утепленням зовні. Хоча це і найгірший варіант, але за бажанням замовника саме силікатна цегла був обраний для основного матеріалу стін будівлі.

3. ДОСЛІДЖЕННЯ АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ БУДІВНИЦТВА БУДІВЛІ АДМІНІСТРАТИВНО – ОФІСНОГО ЦЕНТРУ

3.1 Дослідження початкових даних для проектування будівництва будівлі адміністративно – офісний центр

У Києві спроектовано 3-поверховий адміністративно – офісний центр. Розрахункові зимові температури зовнішнього повітря: абсолютний мінімум $t_n^a = -39^\circ\text{C}$; холодні дні $t_n^1 = -29^\circ\text{C}$; холодний п'ятиденний період, $t_n^5 = -25^\circ\text{C}$. Зона вологості суха.

Проектування внутрішньої температури при відносній вологості повітря 50% $t_v = 18^\circ\text{C}$.

Ступінь вогнестійкості будівлі - II.

Швидкість напору вітру для II області вітру 38 кг/м^2 .

Стандартне снігове навантаження для снігової ділянки 160 кг/м^2 .

Глибина промерзання ґрунту $0,9 \text{ м}$.

3.2 Функціональні особливості

Будівля 3-поверхова, складається з 3 секцій. Висота робочого поверху - $3,3 \text{ м}$, висота технічного підвалу - 4 м і $2,34 \text{ м}$. У адміністративної будівлі на першому поверсі знаходяться: - їдальня; - кімната переговорів; - є 2 входи з внутрішнього двору та 2 через чільний фасад до будівлі; - вестибюль гардеробної біля головного входу; - канцелярія головного начальника; - Резидент. Перший і другий поверхи з'єднані сходовими маршами. На другому поверсі знаходяться: бухгалтерія, головний бухгалтер, кабінети,

конструкторське бюро, комп'ютерний зал, підсобні приміщення, електрощит, вентиляційна камера, кімната переговорів.

3.3. Генеральний план

Будівля проектується на вільному від забудови ділянці, що має рівний, спокійний рельєф.

Будівля має окремі під'їзні шляхи, які забезпечують доступ до відкритого паркінгу з головного фасаду та до службового входу та до входів з фасаду внутрішнього двору.

Заходи по вертикальному плануванню проводилися і раніше, при проектуванні забудови мікрорайону.

Для озеленення території використовують місцеві види деревних і чагарникових рослин з урахуванням їх декоративних і санітарно-захисних властивостей - платан, каштани, ялівець.

Ділянка, виділена під будівництво, розташована недалеко від дороги, що забезпечує хороше транспортне сполучення між споруджуваним об'єктом і інфраструктурою міста.

Для забезпечення безперешкодного проїзду пожежних автомобілів навколо споруджуваного будинку були зроблені проїзди шириною проїжджої частини. Ці ж під'їзні шляхи використовуються і для доставки вантажів на розвантажувальні платформи і доступу персоналу на службові стоянки.

Зона головного входу виконана у вигляді мощених покриттів. Решта пішохідні комунікації, а також проїзди виконані з асфальтобетону.

Ширина основних транспортних комунікацій - 6 м, ширина тротуарів - 3 м.

3.4 Конструктивні рішення

Основи і фундаменти.

Грунт основи - палево-жовтий ліс. Для поліпшення підстави проектується грунтова подушка. Для фундаментів призначена монолітна залізобетонна майданчик фундаменту висотою 500 мм, виконана з бетону класу В15. Армування подушок: поздовжнє - класу АІІІ., поперечне - класу АІ..

Подушка влаштовується під усіма секціями будівлі і під колонами монолітних каркасів. Фундаментні стінові блоки укладаються на монолітну залізобетонну подушку. Гідроізоляція: горизонтальна - цемент, склад 1:1, з гідрофобними добавками; вертикальний - покриття гарячим бітумом за 2 рази. Глибина фундаменту: $H_f=2,6\text{м}$

Стіни.

Матеріал внутрішніх стін - силікатна цегла по ГОСТ 379-79. Зовнішні поздовжні стіни спроектовані з газобетонних блоків з облицюванням силікатною цеглою зовні. Товщина внутрішніх стін $\delta = 380\text{мм}$, зовнішніх стін $\delta = 510\text{мм}$.

Зовні стіни облицьовані навісними вентиляльованими фасадами.

Перекриття

Перекриття спроектована із збірних залізобетонних плит з круглими пустотами згідно серії 1.141-1, випуск 63. Панелі укладаються на шар цементного розчину М100. Шви між панелями заповнюються цементним розчином М150, про який складається акт на приховані роботи.

Покриття.

Несучими конструкціями кроквяної покрівлі є металеві ферми з парних кутів. Покриття прийнято у вигляді скатної покрівлі з ухилом $i = 0,28$. Покрівля - металочерепиця RANNILA типу MONTERREY на дерев'яній обрешітці. Утеплення мансардного поверху виконується з мінеральної вати.

Вікна, двері

Розміри віконних і дверних прорізів прийняті відповідно до ГОСТ 11214-86. Площа віконних прорізів береться з розрахунку $S_{\text{окон}} \geq 1/8 S_{\text{пола}}$ приміщення. Столярні вироби виготовляються з металопластикового профілю. Віконні блоки оснащуються склопакетами.

Над віконними і дверними прорізами укладаються барні перемички згідно серії 1.038.1-1, випуск 1.

Підлога.

Конструкції використовуваних підлог варіюються в залежності від призначення приміщення.

Зовнішнє і внутрішнє оздоблення.

Вологі приміщення, такі як ванні кімнати, підприємства громадського харчування, облицьовуються вологостійкими листами гіпсокартону, які мають знижене водопоглинання (менше 10%) і мають підвищену стійкість до проникнення вологи. Решта приміщення облицьовуються звичайним гіпсокартонним листом.

Основою каркаса перегородок є профіль. Вони мають перетин від 50x50 мм до 100x50 мм.

В якості звукоізоляційного шару використовуються вироби з мінерального або скловолокнистого до синтетичного сполучного.

Стіни офісів, приймальних обклеюються шпалерами під фарбування. Це дозволяє вносити зміни в колірну палітру кімнат при необхідності.

Стіни ванних кімнат викладені плиткою. Коридори та вестибюль покриті фактурними штукатурними стінами.

Архітектурну виразність фасаду надає облицювання, виконана за технологією навісних фасадів.

Інженерне обладнання та комунікації.

Будівля має систему природної каналної витяжної вентиляції. Система опалення однотрубна проточна, з верхньою проводкою. Опалювальні прилади - радіатори опалення М-140, встановлені під кожним вікном в приміщеннях.

Опалення центральне, від існуючої теплової електростанції. Лінія подачі водопроводу і відведення каналізаційної системи проектується з прокладанням труб в підвалі.

Водопостачання здійснюється з міської водопровідної мережі, каналізація скидається в міську каналізаційну мережу. У будівлі є електромережа з прихованою проводкою напругою 220В.

Протипожежні заходи.

Для пожежної безпеки будівля має достатню кількість виходів - окремі виходи з житлових входів, головний вхід в магазин з головного фасаду і службовий вхід з фасаду двору.

Всі несучі та огорожувальні конструкції відповідають вимогам, що пред'являються до будівель 2-го ступеня вогнестійкості.

Перекриття товщиною 220 мм є протипожежним бар'єром і перешкоджають поширенню вогню по вертикалі.

Протипожежні заходи передбачені всіма розділами проекту відповідно до вимог нормативної документації.

3.5 Теплотехнічний розрахунок основних споруд

Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін

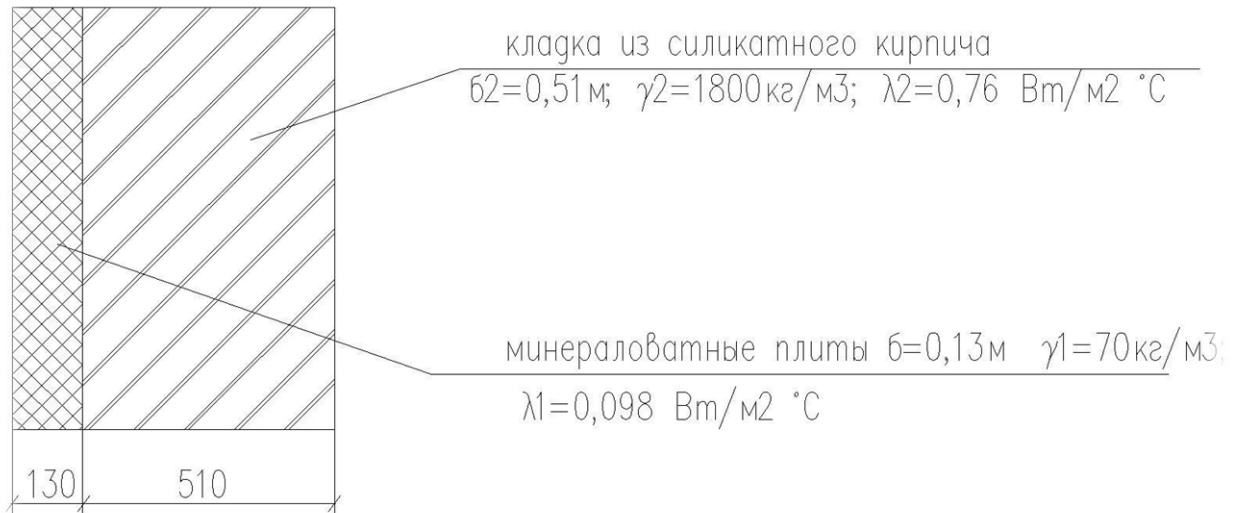
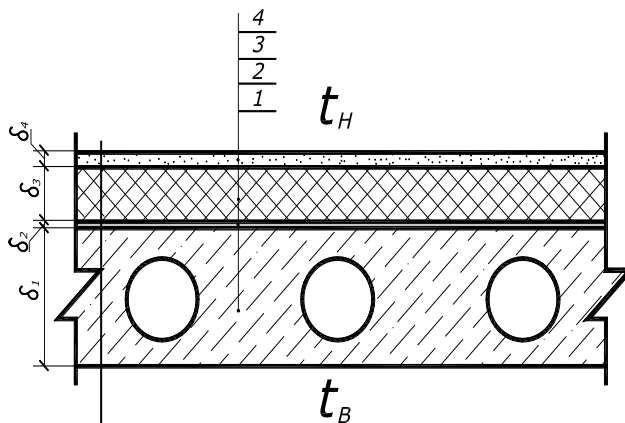


Рисунок 3.1- Проектування огорожувальної конструкції

Коефіцієнт необхідного опору теплопередачі для стін з утепленням $R_o^{\phi}=2,1\text{ м}^2\cdot^\circ\text{С/Вт}$. $R_o=1/\alpha_n + R_k + 1/\alpha_v$; $\alpha_v=8,7$; $\alpha_n=23$; $R_k=b/\lambda$; $R_o=1/8,7 + 0,13/0,098 + 0,51/0,76 + 1/23 = 2,15\text{ м}^2\cdot^\circ\text{С/Вт} > R_o^{тр}=2,1\text{ м}^2\cdot^\circ\text{С/Вт}$

Умова виконується. Приймаємо до оформлення стіни з газобетонних блоків з облицюванням з силікатної цегли.

Теплотехнічний розрахунок мансардного поверху



Цементно-піщана стяжка $b_1=0,04\text{м}$, $\gamma_1=1800\text{кг/м}^3$; $\lambda_1=0,76\text{ Вт/м}^2 \cdot ^\circ\text{С}$

Технопокрівельні плити $b_2=0,10\text{м}$, $\gamma_2=140\text{кг/м}^3$; $\lambda_2=0,043\text{ Вт/м}^2 \cdot ^\circ\text{С}$

Пароізоляція

З/б плита $b_3=0,22\text{м}$, $\gamma_3=2500\text{кг/м}^3$; $\lambda_3=1,92\text{ Вт/м}^2 \cdot ^\circ\text{С}$

Рисунок 3.2- Конструкція мансардного поверху

Коефіцієнт необхідного опору теплопередачі $R_0^{\text{тр}}=2,5\text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{С/Вт}$. $R_0=1/\alpha_{\text{н}}$
 $+ R_{\text{к}} + 1/\alpha_{\text{в}}=1/8,7 + 0,04/0,76 + 0,10/0,043 + 0,22/1,92 + 1/23 = 2,65\text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{С/Вт} >$
 $R_0^{\text{тр}}=2,5\text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{С/Вт}$.

Умова виконується. Приймаємо до конструкції утеплювач з газобетонного щебеню товщиною мм.

4 АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ

4.1 Розрахунок збірної залізобетонного сходового маршу

Розрахувати і спроектувати залізобетонний сходовий марш шириною висоти підлоги. Кут нахилу маршу 1350 мм , $3 \text{ ма} = 30^\circ$, кроки розміром $150 \times 150 \text{ мм}$. Бетон класу В25, армування каркасів класу А400с, сітки - БП-І300 мм.

Характеристики матеріалів відповідно до ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Конструкції будинків і споруд»:

- розрахунковий опір стиснення бетону $R_b = 14,5 \text{ МПа}$;
розтягування $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$;
- розрахунковий опір арматури на розрив:
класа А400с $R_s = 365 \text{ МПа}$;
класа ВР-І $R_s = 375 \text{ МПа}$.

Визначення навантажень і зусиль

Власна вага типових маршів відповідно до каталогу промислових виробів для житлового та цивільного будівництва становить $g_n = 3,6 \text{ кН/м}^2$ в горизонтальній проекції, коефіцієнт надійності навантаження $\gamma_f = 1,1$. Конструктивна модель маршу показана на малюнку. Тимчасове нормативне навантаження сходового прольоту відповідно до ДБН В.1.2-2-2-2006 "Навантаження та впливи" становить $p^n = 3,0 \text{ кН/м}^2$, коефіцієнт надійності навантаження $\gamma_f = 1,2$.

Коефіцієнт надійності за призначенням будинку $\gamma_n = 0,95$.

Загальне проектне навантаження на .п. довжини маршу: 1 м

$$q = (g^n \cdot \gamma_f + p^n \cdot \gamma_f) \cdot b \cdot \gamma_r = (3,6 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2) \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 7,9 \text{ кН/м.п.}$$

Загальне стандартне навантаження на довжину маршу: 1 м

$$q^i = (g^n + p^n) \cdot b \cdot \gamma_i = (3,6 + 3) \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 6,9 \text{ кН/м.п.}$$

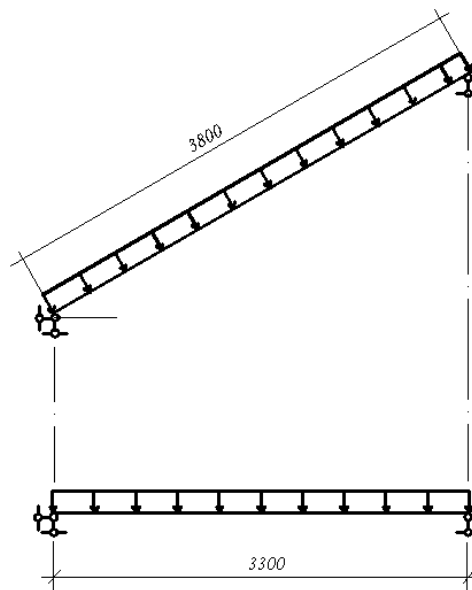


Рисунок 4.1- Конструкція моделі сходового маршу

Розрахунковий крутний момент в середині прольоту маршу від повного навантаження:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot \cos \alpha} = \frac{7,9 \cdot 3,3^2}{8 \cdot 0,867} = 10,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Крутний момент від повного стандартного навантаження:

$$M^n = \frac{q^n \cdot l^2}{8 \cdot \cos \alpha} = \frac{6,9 \cdot 3,3^2}{8 \cdot 0,867} = 9,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Зусилля зсуву на опорі:

$$Q = \frac{q \cdot l}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{7,9 \cdot 3,3}{2 \cdot 0,867} = 13,7 \text{ кН}$$

Попереднє призначення розмірів поперечного перерізу маршу

Відносно заводських стандартних форм присвоюємо товщину плити (на перетині між ступенями) $h'f = 30$ мм, висота ребер (шампурів) $h = 170$ мм, ширина ребер $b_r = 80$ мм

Фактичний перетин маршу замінюється розрахунковим Т-подібним перерізом з полицею в стислій зоні: $b = 2 \cdot b_r = 2 \cdot 80 = 160$ мм; ширину полки b'_f При відсутності поперечних ребер приймаємо не більше;

$$b'_f = 2 \cdot \frac{l}{6} + b = 2 \cdot \frac{3000}{6} + 160 = 1160 \text{ мм}$$

$$b'_f = 12 \cdot h'_f + b = 12 \cdot 30 + 160 = 520 \text{ мм}$$

Беремо найменше розраховане значення: $b'_f = 520$ мм

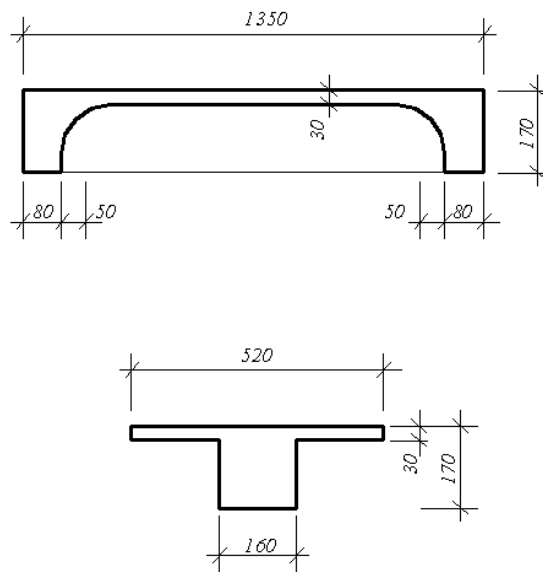


Рисунок 4.2 - Фактичний і зменшений перетин

Вибір площі поперечного перерізу поздовжньої арматури

Визначимо випадок розрахунку Т-подібного перерізу полицею в стислій зоні:

$$M \leq R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) \quad (4.1)$$

$$M = 10,3 \text{ кН}\cdot\text{м} < 14500 \cdot 0,9 \cdot 0,52 \cdot 0,03 \cdot (0,145 - 0,5 \cdot 0,03) = 26,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Умова дотримано, тому нейтральна вісь переходить в полку, тому розрахунок ведеться за формулами для прямокутних перетинів з шириною $b'_f = 52$ см.

Визначимо коефіцієнти для розрахунку елементів, які гнуться:

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{10,3}{14500 \cdot 0,9 \cdot 0,52 \cdot 0,145^2} = 0,089$$

при $\alpha_0 = 0,089$ знаходимо $\eta = 0,953$, $\xi = 0,095$.

Визначаємо площу робочого клапана:

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{10,3}{0,953 \cdot 365000 \cdot 0,145} = 2,518 \text{ см}^2$$

Приймаємо робочу арматуру 2III14 класу А400с, фактична площа арматури становить $3,08 \text{ см}^2$.

У кожне ребро встановлюємо по одному плоскому каркасу.

Розрахунок похилого перерізу для поперечної сили

Розрахуємо проекцію розрахункового похилого перетину на поздовжню вісь елемента за формулою:

$$B_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 \quad (4.2)$$

де: φ_n - коефіцієнт, що враховує наявність поздовжніх стискаючих або розтягуючих зусиль; поздовжні сили не діють на сходовий марш, тому що $\varphi_n = 0$;

φ_f - коефіцієнт, який враховує наявність стислих полиць, визначається за формулою:

$$\varphi_f = 2 \cdot \frac{0,75 \cdot (3 \cdot h_f') \cdot h_f'}{b \cdot h_0} = 2 \cdot \frac{0,75 \cdot (3 \cdot 0,03) \cdot 0,03}{0,16 \cdot 0,145} = 0,175 < 0,5$$

Перевірка стану

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = (1 + 0,175 + 0) = 1,175 < 1,5$$

Визначаємо проекцію розрахункового похилого перетину:

$$B_b = 2 \cdot 1,175 \cdot 1050 \cdot 0,9 \cdot 0,16 \cdot 0,145^2 = 7,5 \text{ кН/м}$$

У конструкції похилий перетин, а тому

$$c = B_b / 0,5 \cdot Q = 7,5 / 0,5 \cdot 13,7 = 1,1 \text{ м} > 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,145 = 0,29 \text{ м}$$

Потім зусилля сприймаються конкретним:

$$Q_b = \frac{B_b}{c} = \frac{7,5}{0,29} = 25,9 \text{ кН} > Q = 13,7 \text{ кН}$$

Тому поперечне армування з розрахунку не потрібно.

У 1/4 Призначаємо поперечні пруті з конструктивних вимог $\varnothing 4$ мм із сталі класа ВР-I, кроком $S = 80$ мм (не більше ніж $h/2 = 170/2 = 85$ мм), $A_{sw} = 0,126 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 265$ Мпа; для двох каркасів $n=2$:

- Поперечна площа армування $A_{sw} = 0,251 \text{ см}^2$;

- фактор армування $\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{0,251}{16 \cdot 8} = 0,002$;

- коефіцієнт зниження арматури до бетону $\beta = E_s/E_b = 1,7 \cdot 10^5 / 2,7 \cdot 10^4 = 6,3$.

У середній частині ребер жорсткості конструктивно укладається поперечна арматура 200 мм

Перевіряємо міцність елемента по похилій смузї між похилими тріщинами за формулою:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0 \quad (4.3)$$

де: φ_{w1} - Коефіцієнт, який враховує вплив поперечної арматури, визначається за формулою:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 6,3 \cdot 0,002 = 1,063$$

φ_{b1} - Коефіцієнт, який залежить від типу бетону, визначається за формулою:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 14,5 \cdot 0,9 = 0,87$$

Перевірка стану

$$Q = 17,0 < 0,3 \cdot 1,063 \cdot 0,87 \cdot 14500 \cdot 0,9 \cdot 0,16 \cdot 0,145 = 84 \text{ кН}$$

Умова дотримана, отже, забезпечується міцність сходового маршу по похилій ділянці.

Плита сходового маршу армується зі прутів діаметром 4 ... 6 мм, розташовані з кроком 100...300 мм Тому для армування плити сходового маршу приймаємо сітку:

$$\frac{4Bp - I - 100}{4Bp - I - 100}$$

Плита монолітно з'єднується зі ступенями, які ми армуємо конструктивно, і повністю забезпечується її несуча здатність з урахуванням експлуатації ступенів. Діаметр робочої арматури ступенів з урахуванням транспортно-монтажних впливів призначається в залежності від довжини ступенів. приймаємо фурнітуру $\varnothing 6$ мм із сталі класа А400с, з арматури приймаються поперечні прутки $\varnothing 4$ кроком 200 мм із сталі класа ВР-І.

4.2 Розрахунок залізобетонних плит

Проектні дані

Розрахувати і спроектувати ребристу залізобетонну плиту сходового майданчика двомаршових сходів. Ширина плити, товщина, ширина сходової клітки в світлі. Тимчасове нормативне навантаження $3,0 \text{ кН/м}$ 1350 мм 60 мм $2,8 \text{ м}^2$, коефіцієнт надійності навантаження $\gamma_f = 1,2$.

Бетон класа В25, арматура каркасов класа А400с, сеток – ВР-1.

Характеристики матеріалів наведені в розділі «Розрахунок сходового маршу».

Визначення навантажень і зусиль

Власна нормативна вага плити при $h_f' = 6 \text{ см}$:

$$g^n = 0,06 \cdot 25 = 1,5 \text{ кН/м}^2;$$

- Розрахункова вага плити:

$$g = 1,5 \cdot 1,1 = 1,65 \text{ кН/м}^2;$$

- Розрахункова вага лобового ребра (без урахування ваги пластини):

$$q = (0,29 \cdot 0,11 + 0,07 \cdot 0,07) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 = 1,0 \text{ кН/м}^2;$$

- розрахункова вага крайнього ребра:

$$q = 0,14 \cdot 0,09 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 = 0,35 \text{ кН/м}^2.$$

Тимчасове проектне навантаження:

$$p = 3 \cdot 1,2 = 3,6 \text{ кН/м}^2;$$

Розрахунок плитної полиці

Полку плити при відсутності поперечних ребер жорсткості розраховують як балковий елемент з частковим зацмленням на опорах. Розрахунковий проліт дорівнює відстані між ребрами 1,13 м.

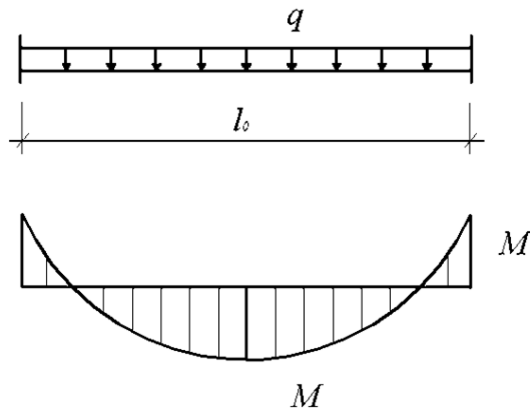


Рисунок 4.3- Конструкція моделі пластини

При обліку формування пластикового шарніра момент в прольоті і на опорі визначається за формулою, яка враховує вирівнювання моментів:

$$\bar{M} = M = \frac{q \cdot l^2}{16} \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (4.5)$$

де q – рівномірно розподіляється навантаження на конструкцію по ширині смуги

$b = 1$ м від власної ваги і від тимчасового навантаження, визначається за формулою:

$$q = (g + p) \cdot b = (1,65 + 3,6) \cdot 1 = 5,25 \text{ кН/м.п.}$$

Тоді згинальний момент, який виникає в прольоті і на опорах плити, складе:

$$\bar{M} = M = \frac{5,25 \cdot 1,13^2}{16} = 0,42 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Визначимо коефіцієнти для розрахунку елементів, які гнуться:

$$\alpha_0 = \frac{M \cdot \gamma_n}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{0,42 \cdot 0,95}{14500 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 0,04^2} = 0,0192$$

при $\alpha_0 = 0,0192$ знаходимо $\eta = 0,981$, $\xi = 0,019$.

Визначаємо площу робочого клапана:

$$A_s = \frac{M \cdot \gamma_n}{\eta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{0,42 \cdot 0,95}{0,981 \cdot 375000 \cdot 0,04} = 0,27 \text{ см}^2$$

поэтому для армирования полки принимаем сетку с отгибом на опорах:

$$\frac{3Bp - I - 200}{3Bp - I - 200}$$

Фактична площа арматури становить $0,36 \text{ см}^2$.

Розрахунок лобового ребра

На лобове ребро впливають такі навантаження:

- постійні і тимчасові, рівномірно розподілені від половини прольоту полиці і від власної ваги

$$q = \frac{(1,65 + 3,6) \cdot 1,2}{2} 0,55 + 1,0 = 4,55 \text{ кН/м.п.}$$

- рівномірно розподіляється навантаження від опорної реакції маршів, прикладається до випинання лобового ребра і його ізгоївб

$$q_1 = \frac{Q}{a} = \frac{13,7}{1,1} = 12,5 \text{ кН/м.п.}$$

Згинальний момент на виступі від вантажу q_1 на 1 метр:

$$M_1 = q_1 \cdot \frac{0,10 + 0,07}{2} = 12,5 \cdot 0,085 = 1,06 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

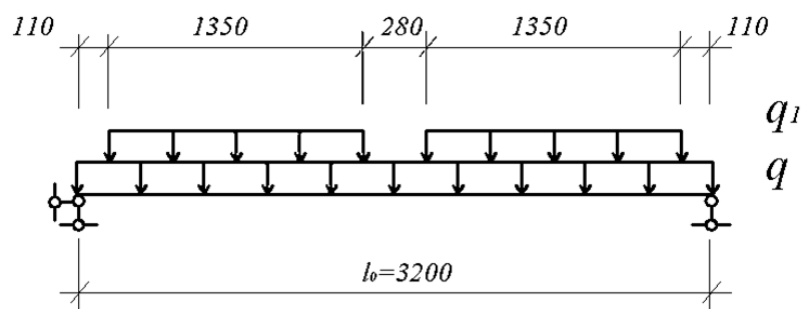


Рисунок 4.4 - Конструктивна модель лобового ребра

Визначаємо розрахунковий згинальний момент в середині прольоту ребра (рахуючи умовно через невеликі зазори, які q_l дійсний для всіх прольотів):

$$M = \frac{(q + q_1) \cdot l_0^2}{8} = \frac{(4,55 + 12,5) \cdot 3,2^2}{8} = 14,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Розрахункове значення зусилля зсуву:

$$Q = \frac{(q + q_1) \cdot l_0 \cdot \gamma_n}{2} = \frac{(4,55 + 12,5) \cdot 3,2 \cdot 0,95}{2} = 21,2 \text{ кН}$$

Конструктивний перетин лобового ребра Т-подібне з полицею в стислій зоні шириною

$$b_f' = 6 \cdot h_f' + b_r = 6 \cdot 6 + 12 = 48 \text{ см}$$

Так як кромка монолітно з'єднана з полицею, що сприяє сприйняттю моменту від консольного виступу, то розрахунок лобового ребра можна виконати на дію тільки згинального моменту $M = 14,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Відповідно до загального порядку розрахунку елементів, які згинаються, визначаємо (з урахуванням коефіцієнта надійності $\gamma_n = 0,95$):

- Розташування нейтральної осі визначається умовою

$$M \cdot \gamma_n \leq R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') \quad (4.6)$$

$$14,6 \cdot 0,95 = 13,9 \text{ кН}\cdot\text{м} < 14,5 \cdot 0,9 \cdot 0,48 \cdot 0,06 \cdot (0,315 - 0,5 \cdot 0,06) = 107 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

умова дотримана, тому нейтральна вісь проходить в шельфі;

- визначити коефіцієнти для розрахунку елементів, які гнуться

$$\alpha_0 = \frac{M \cdot \gamma_n}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{14,6 \cdot 0,95}{14500 \cdot 0,9 \cdot 0,48 \cdot 0,315^2} = 0,022$$

при $\alpha_0 = 0,022$ знаходимо $\eta = 0,989$, $\zeta = 0,022$.

- визначити площу робочого клапана:

$$A_s = \frac{M \cdot \gamma_n}{\eta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{14,6 \cdot 0,95}{0,989 \cdot 365000 \cdot 0,315} = 1,22 \text{ см}^2$$

Ми приймаємо конструктивно 2Ø12 класу А400с, фактична площа арматури становить $A_s^f = 2,26 \text{ см}^2$.

Розрахунок похилого перетину лобового ребра

Розрахуємо проекцію розрахованого похилого перетину на поздовжню вісь елемента за формулою:

$$B_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 \quad (4.7)$$

де: φ_n - коефіцієнт, що враховує наявність поздовжніх стискаючих або розтягуючих зусиль; Поздовжні сили не діють на сходовий марш, отже, $\varphi_n = 0$;

φ_f - Коефіцієнт, який враховує наявність стислих полиць, визначається за формулою:

$$\varphi_f = \frac{0,75 \cdot (3 \cdot h_f') \cdot h_f'}{b \cdot h_0} = \frac{0,75 \cdot (3 \cdot 0,06) \cdot 0,06}{0,12 \cdot 0,315} = 0,214 < 0,5$$

Перевірка стану

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = (1 + 0,214 + 0) = 1,214 < 1,5$$

Визначаємо проекцію розрахункового похилого перетину:

$$B_b = 2 \cdot 1,214 \cdot 1050 \cdot 0,9 \cdot 0,12 \cdot 0,315^2 = 27,4 \text{ кН/м}$$

У конструкції похилий перетин $Q_b = Q_{sw} = Q/2$,

$$\text{а тому } c = B_b / 0,5 \cdot Q = 27,4 / 0,5 \cdot 21,2 = 2,58 \text{ м} < 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,315 = 0,63 \text{ м}$$

Приймати $c = 0,63$ м.

Потім зусилля сприймаються конкретним

$$Q_b = \frac{B_b}{c} = \frac{27,4}{0,63} = 43,4 \text{ кН} > Q_{\max} = 21,2 \text{ кН}$$

Тому поперечне армування з розрахунку не потрібно.

З конструктивних вимог приймаємо закриті фіксатори (з урахуванням згинального моменту на консольному виступі), Виробництво арматури $\varnothing 3$ мм класа ВР-1, кроком $S = 150$ мм

Розрахунок ребра стінки

На ребро стіни впливає постійне і тимчасове навантаження, рівномірно розподілена з половини прольоту полиці і від власної ваги

$$q = \frac{(1,65 + 3,6) \cdot 0,55}{2} + 0,35 = 3,9 \text{ кН/м.п.}$$

Розрахунковий момент вигину в середині прольоту плавника:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{3,9 \cdot 3,2^2}{8} = 3,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахункове значення зусилля зсуву:

$$Q = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{3,9 \cdot 3,2}{2} = 5,1 \text{ кН}$$

Конструктивний перетин лобового ребра Т-подібне з полицею в стислій зоні шириною

$$b'_f = 6 \cdot h'_f + b_r = 6 \cdot 6 + 9 = 45 \text{ см}$$

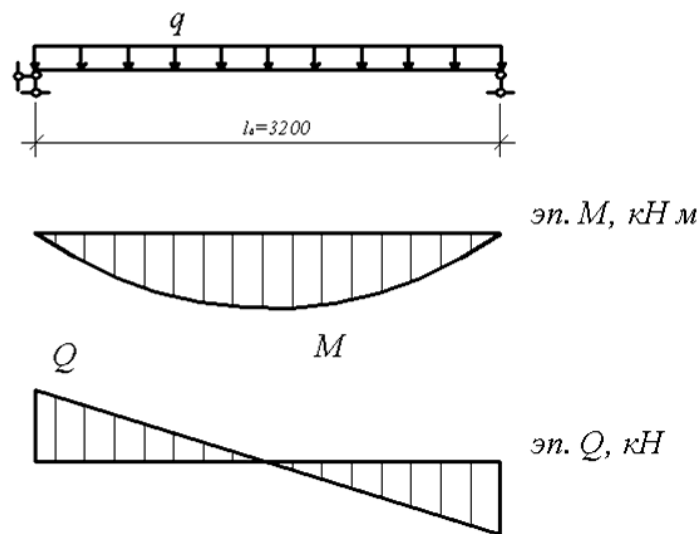


Рисунок 4. 5 - Розрахунковий зразок кріплення ребер жорсткості

Відповідно до загального порядку розрахунку елементів, які гнуться, визначимо:

- розташування нейтральної осі визначається умовою

$$M \cdot \gamma_n \leq R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) \quad (4.8)$$

$$3,9 \text{ кН} \cdot \text{м} < 14,5 \cdot 0,9 \cdot 0,45 \cdot 0,06 \cdot (0,175 - 0,5 \cdot 0,06) = 51 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

умова дотримана, тому нейтральна вісь проходить в шельфі;

- визначити коефіцієнти для розрахунку елементів, які гнуться

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{3,9}{14500 \cdot 0,9 \cdot 0,45 \cdot 0,175^2} = 0,028$$

при $\alpha_0 = 0,028$ знаходи $\eta = 0,986$, $\zeta = 0,028$.

- Визначаємо площу робочої арматури:

$$A_s = \frac{M \cdot \gamma_n}{\eta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{3,9}{0,986 \cdot 365000 \cdot 0,175} = 0,78 \text{ см}^2$$

Беремо з конструктивних розумінь $\emptyset 10$ класу А400с, фактична площа арматури дорівнює $A_s^f = 0,785 \text{ см}^2$.

Розрахунок похилого перерізу ребра стіни

Розрахуємо проекцію розрахункового похилого зрізу на поздовжню вісь елемента за формулою:

$$B_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 \quad (4.9)$$

де: φ_n - коефіцієнт, що враховує наявність поздовжніх стискаючих або розтягуючих зусиль; Поздовжні сили не діють на сходовий марш, отже, $\varphi_n = 0$;

φ_f - Коефіцієнт, який враховує наявність стислих полиць, визначається за формулою:

$$\varphi_f = \frac{0,75 \cdot (3 \cdot h_f') \cdot h_f'}{b \cdot h_0} = \frac{0,75 \cdot (3 \cdot 0,06) \cdot 0,06}{0,12 \cdot 0,175} = 0,51 > 0,5$$

Приймаємо $\varphi_f = 0,5$

Перевірка стану

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = (1 + 0,5 + 0) = 1,5 \leq 1,5$$

Визначаємо проекцію розрахункового похилого перетину:

$$B_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 1050 \cdot 0,9 \cdot 0,09 \cdot 0,175^2 = 31,3 \text{ кН/м}$$

В розрахованих похилих $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, а тому

$$c = B_b / 0,5 \cdot Q = 31,3 / 0,5 \cdot 5,1 = 12,3 \text{ м} > 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 0,175 = 0,35 \text{ м}$$

Приймати $c = 0,35 \text{ м}$.

Потім зусилля сприймаються конкретним:

$$Q_b = \frac{B_b}{c} = \frac{31,3}{0,35} = 89,4 \text{ кН} > Q_{\max} = 5,1 \text{ кН}$$

Тому поперечне армування з розрахунку не потрібно.

З конструктивних вимог приймемо поперечну арматуру класу $\text{ВР-}\varnothing 3 \text{ мм}$

1 Кроком $S = 100 \text{ мм}$

4.3 Розрахунок проектування елементів несучої ферми

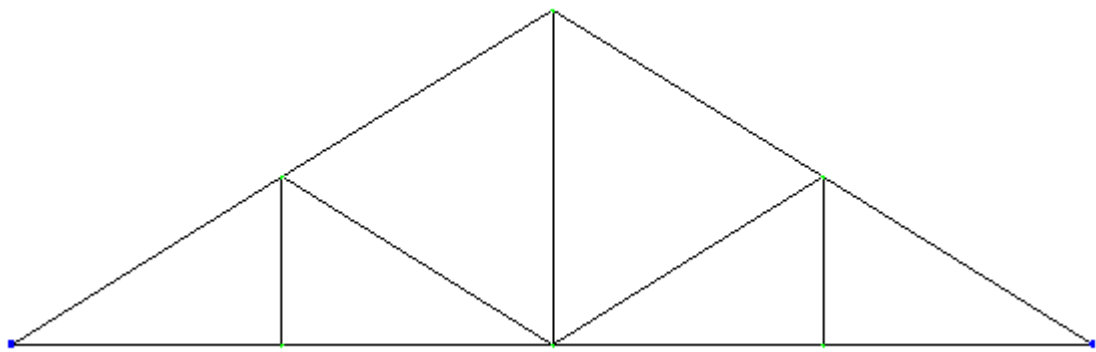


Рисунок 4.3 - Схема виду ферми

Збір навантаження, діючих на ферму

Збір снігового навантаження

Граничне розрахункове значення навантаження знаходять за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 c \quad (4.9)$$

$$S_m = 1,14 * 1,6 * 1 = 1,82 \text{ кН/м}^2$$

γ_{fm} - коефіцієнт надійності за граничним проектним значенням; береться в залежності від терміну служби(100лет)

$$\gamma_{fm} = 1,14$$

S_0 – Характерне значення снігового навантаження, кН/м^2

$S_0 = 1,6 \text{ кН/м}^2$ (для 5 снігового району)

$$c = \mu c_e c_{alt} \quad (4.10)$$

μ - Коефіцієнт переходу від навантаження снігового покриву на поверхню землі до покриття;

$$\mu = 1 \quad \text{при } i < 25^{\circ}$$

$$\mu = 0 \quad \text{при } i > 60^{\circ}$$

c_e – коефіцієнт, що враховує режим роботи покрівлі;

$$c_e = 1$$

c_{alt} – Географічний коефіцієнт висоти

$$c_{alt} = 1$$

$$q_{сн} = S_m B \gamma_n \quad (4.11)$$

$$q_{сн} = 1,82 * 4 * 0,95 = 6,498 \text{ кН/м}^2$$

$$\gamma_n = 0,95$$

B – крок ферм = 4м

Ведемо до вузла

$$S_1 = q_{сн} \frac{d_1}{2} \quad (4.12)$$

$$S_1 = 6,93 \cdot \frac{3,4}{2} = 11,78 \text{ кН / м}^2$$

$$S_2 = q_{сн} d_1 \quad (4.13)$$

$$S_2 = 6,93 \cdot 3,4 = 23,56 \text{ кН / м}^2$$

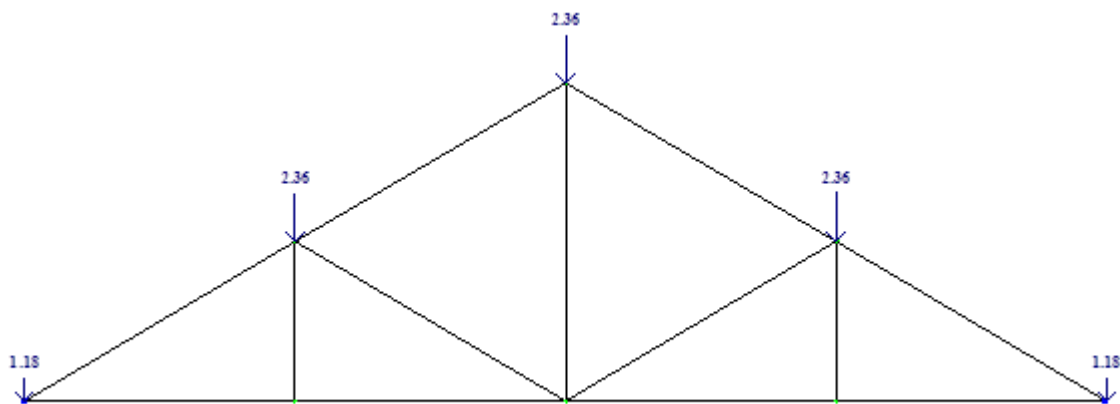


Рисунок 4.4 – Схема завантаження ферми сніговим навантаженням

Збір постійного навантаження

Таблиця 4.1 - Збір навантаження від покриття буде зведений в табличній формі:

склад покриття	Характерне значення навантаження, кН/м	Коеф. Надійність	Розраховане значення навантаження, кН/мІ
1. рулон. ковер	0,15	1,3	0,195
2. утеплитель пенобетон	0,6	1,2	0,72
3.металлочерепица	0,625	1,05	0,6563
4. Пароізоляція	0,04	1,3	0,052
5. Прогонки	0,05	1,05	0,0525
6.Зв'язки	0,05	1,05	0,0525

$$\Sigma = 2,25$$

Розрахунок поперечної схеми рами від дії постійного навантаження

$$P_1 = q_{\text{пок}} B \gamma_n \frac{d_1}{2}, \text{кН} / \text{м}^2 \quad (4.14)$$

$$P_2 = q_{\text{пок}} B \gamma_n d_1, \text{кН} / \text{м}^2 \quad (4.15)$$

$$P_1 = 2,25 \cdot 4 \cdot 0,95 \cdot \frac{3,4}{2} = 14,535 \text{кН} / \text{м}^2$$

$$P_2 = 2,25 \cdot 4 \cdot 0,95 \cdot 3,4 = 29,07 \text{кН} / \text{м}^2$$

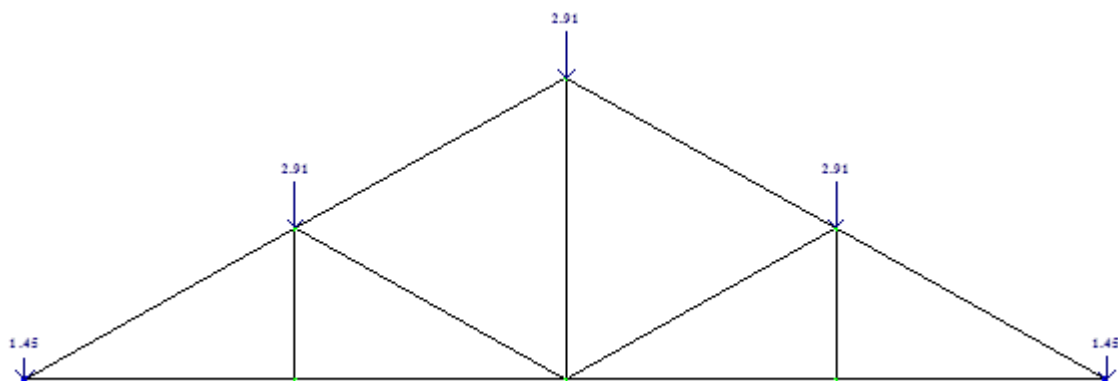


Рисунок 4.5 – Схема завантаження ферми з постійним навантаженням

Підбір перетинів кроквяних елементів проводиться в ЛІР-СТК.
Представлена жорсткість елементів на рисунку.

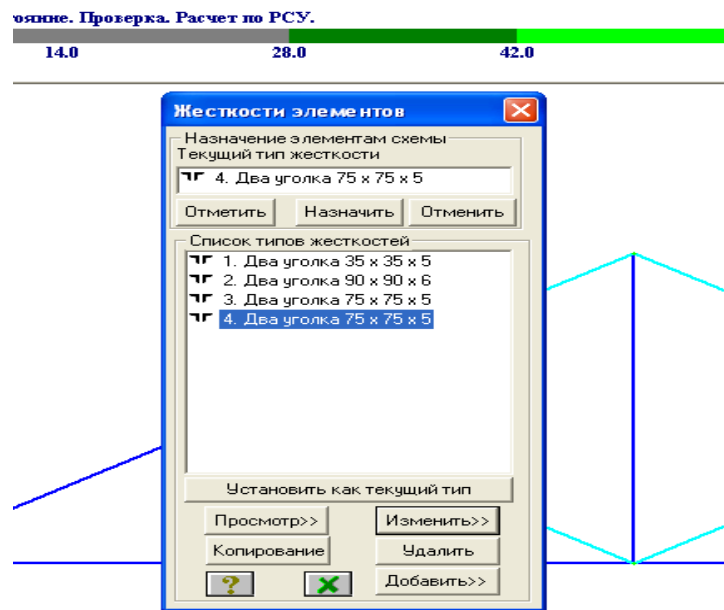


Рисунок 4.6 – Жорсткість елементів

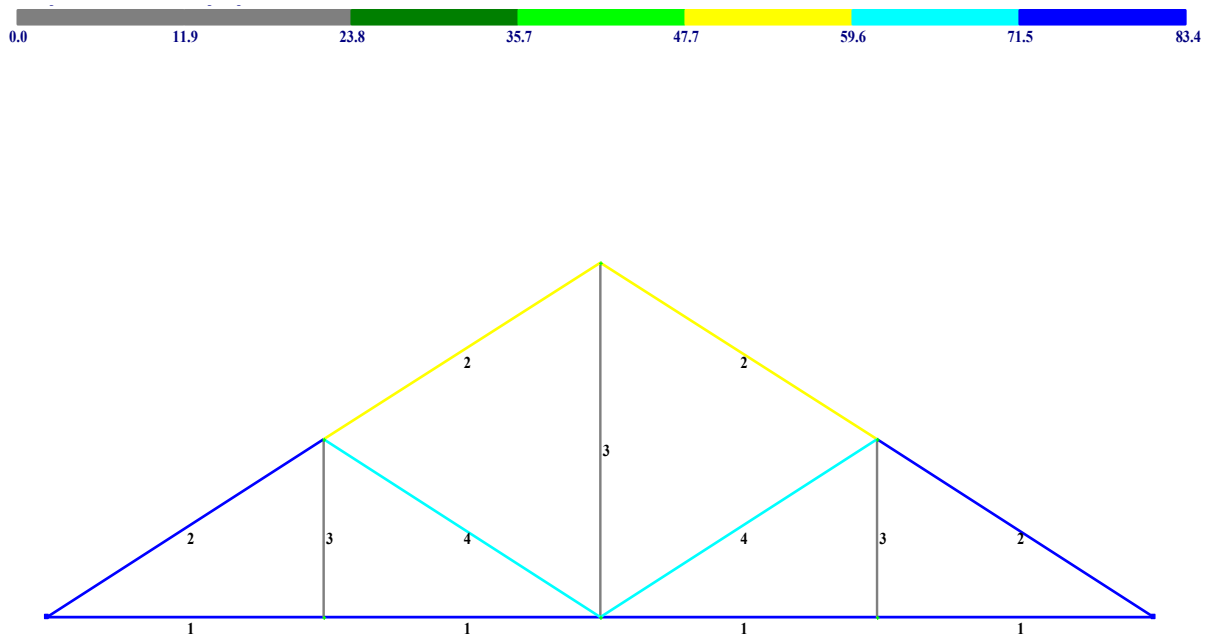


Рисунок 4.7 - 1-ое граничний стан. Випробування елементів на міцність і стабільність, за винятком локальних випробувань на стійкість

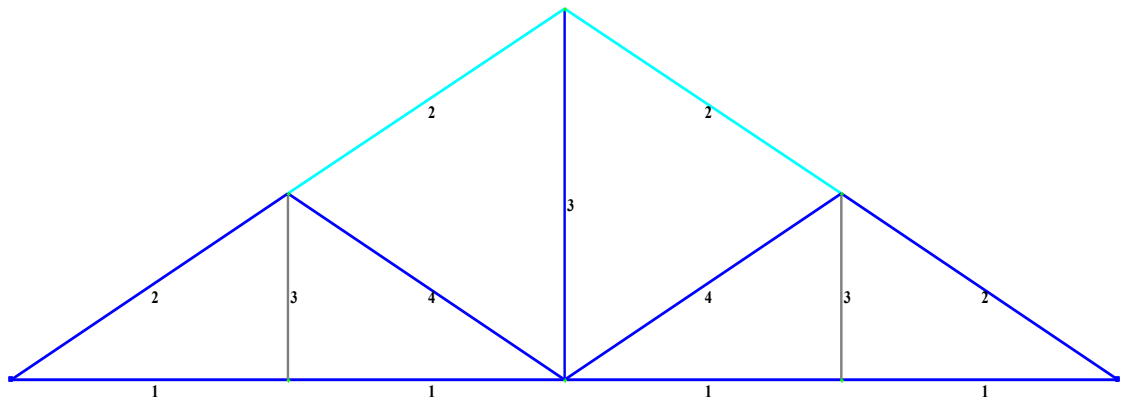


Рисунок 4.8 - 2-ое граничний стан

Випробування граничної гнучкості стислих, розтягнутих елементів і прогину балок

Вибір перерізів кроквяних елементів

За результатами відбору брекети і стойки знімаються з кута 75, нижнього пояса - 90, верхнього - 35

4.4 Збір навантажень на 1 м / п стрічкового фундаменту

Таблиця 4.2 - Постійне навантаження

№	Вид Навантаження	Ознака Значення навантаження кН/м ²	Коеф Надійності	Межа знач. навантаження кН/м ²
	Від покриття			
1	Захисний шар з гранит. отсева	0,4	1,3	0,52
2	3 шару наплавлення руберойду	0,15	1,3	0,2
3	Цем.-песчана стяжка	0,2	1,3	0,26
4	Збірна з/б пустотна плита	3,3	1,1	3,63
	Від перекриття			4,61
1	Паркет	0,36	1,3	0,47
2	Цем.-песчана стяжка	0,6	1,3	0,78
3	Збірна з/б пустотна плита	3,3	1,1	3,63
	Корисне навантаження			4,88
1	Корисне навантаження	4	1,3	5,2
				5,2

Снігове навантаження

$$S_M = S_0 * c * \gamma_{fM}$$

$$\gamma_{fM} = 1,14 \text{ при } T_{ef} = 100 \text{ років}$$

$$c = \mu * c_e * c_{alt}$$

$$\mu = 1, c_e = 1, c_{alt} = 1$$

$$c = 1$$

$$s_m = 1,11 * 1 * 1,14 = 1,27 \text{ кН/м}^2$$

Власна вага цегляної стіни на стрічковому фундаменті 1п / м на 1 поверсі:

$$h = 3,3 \text{ м}$$

1) З штукатурного шару

$$g_1^h = 18 * 3,3 * 0,012 = 0,68 \text{ кН/м}$$

2) Від утеплення

$$g_2^h = 4 * 3,3 * 0,05 = 0,66 \text{ кН/м}$$

3) Від цегляної стіни $\delta = 510 \text{ мм}$

$$g_3^h = 18 * 3,3 * 0,51 = 30,3 \text{ кН/м}$$

$$\text{Всього: } g_{\text{ст огр}}^h = 31,68 \text{ кН/м}$$

Максимальні навантаження на 1п / м стрічкового фундаменту:

1) від покриття

$$g_{\text{п}}^h = 4,61 * 6 * 0,95 = 26,28 \text{ кН/м}$$

2) від снігового навантаження

$$g_{\text{сн}}^h = 1,27 * 6 * 0,95 = 7,24 \text{ кН/м}$$

3) від перекриття

1.		0	0	-	-	-	-	-	-
2.	Розслиний шар	0.8	1.5	-	-	-	-	-	-
3.	Лесс палево-жовтий	6	1.6	2.67	10	24	19	2.0	0.079
								2.0	0.056
								2.0	0.042
4.	Суглінок червоно-бурий	9.2	1.99	2.71	15	33	19		-

Визначення фізичних характеристик ґрунту

Свердловина 1.

Шар 2 – палево-жовтий лес.

Визначення щільності частинок ґрунту

$$\rho_d = \rho / (1 + W_e) = 1.6 / (1 + 0.10) = 1.45,$$

де W_e - в долях Одиниць.

Визначення пористості ґрунту

$$n = (1 - \rho_d / \rho_s) \cdot 100\% = (1 - 1.45 / 2.67) \cdot 100\% = 46\%.$$

Визначення коефіцієнта пористості

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d = (2.67 - 1.45) / 1.45 = 0.84.$$

Щільність в суспензії

$$\rho_{\text{свзв}} = (\rho_s - \rho_w) / (1 + e) = (2.67 - 1) / (1 + 0.84) = 0.91,$$

де ρ_w – щільність води дорівнює 1 т/м^3 .

Визначення ступеня насиченості водою

$$S_r = W_e \cdot \rho_s / e \cdot \rho_w = 0.10 \cdot 2.67 / 0.84 \cdot 1 = 0.32.$$

Визначення числа пластичності

$$I_p = W_l - W_p = 0.24 - 0.19 = 0.05 = 5\%.$$

Показник консистенції

$$I_L = (W_e - W_p) / I_p = (0.10 - 0.19) / 0.05 = -1.80.$$

Показник Просадки:

$$e_1 = W_1 \cdot \rho_s / \rho_w = 0.24 \cdot 2.67 / 1 = 0.64,$$

$$\Pi = (e_1 - e) / (1 + e) = (0.64 - 0.84) / (1 + 0.84) = -0.11.$$

З табл. 11 и 13 (1) при $I_p = 5\%$, $I_L = -1.80$ – супіски тверді.

Приймаємо нормативні значення для лесових ґрунтів за результатами лабораторних досліджень:

специфічна адгезія $c_n = 7.0$ кПа;

кут внутрішнього тертя $\varphi_n = 22^\circ$;

модуль деформації $E = 17$ МПа.

Шар 3 - червоно-коричневий суглинок.

Визначення щільності частинок ґрунту

$$\rho_d = \rho / (1 + W_e) = 1.99 / (1 + 0.15) = 1.73,$$

де W_e - в долях Одиниць.

Визначення пористості ґрунту

$$n = (1 - \rho_d / \rho_s) \cdot 100\% = (1 - 1.73 / 2.71) \cdot 100\% = 36\%.$$

Визначення коефіцієнта пористості

$$e = (\rho_s - \rho_d) / \rho_d = (2.71 - 1.73) / 1.73 = 0.57.$$

Щільність в суспензії

$$\rho_{\text{свзв}} = (\rho_s - \rho_w) / (1 + e) = (2.71 - 1) / (1 + 0.57) = 1.09,$$

де ρ_w - щільністю води і дорівнює 1 т/м^3 .

Визначення ступеня насиченості водою

$$S_r = W_e \cdot \rho_s / e \cdot \rho_w = 0.15 \cdot 2.71 / 0.57 \cdot 1 = 0.72.$$

Визначення числа пластичності

$$I_p = W_L - W_p = 0.33 - 0.19 = 0.14 = 14\%.$$

Показник узгодженості

$$I_L = (W_e - W_p) / I_p = (0.15 - 0.19) / 0.14 = -0.29.$$

Показник Просадки:

$$e_1 = W_1 \cdot \rho_s / \rho_w = 0.33 \cdot 2.71 / 1 = 0.89,$$

$$P=(e_1-e)/(1+e)=(0.89-0.57)/(1+0.57)=0.21.$$

З табл. 11 и 13 (1) при $I_p = 14\%$, $I_L = -0.29$ – тверді суглинки.

Приймаємо нормативні значення для лесових ґрунтів за результатами лабораторних досліджень:

специфічна адгезія $c_n = 52.0$ кПа;

кут внутрішнього тертя $\varphi_n = 22^\circ$;

модуль деформації $E = 7$ МПа.

Визначення глибини фундаменту.

Глибина фундаменту визначається наступними факторами:

1. архітектурно-конструктивне рішення будівлі;
2. навантаження на фундаменти;
3. глибина комунікацій;
4. передбачувана глибина сезонного промерзання ґрунту.

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту визначається

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}, \quad (4.14)$$

де

k_h – Коефіцієнт, який враховує вплив теплового режиму будови і визначається по табл. 37 (1);

d_{fn} – стандартна глибина промерзання ґрунту (см. карту на стр.81 (1)):

$$d_{fn} = 0.9 \text{ м.}$$

$$d_f = 0.7 \times 0.9 = 0.63 \text{ м.}$$

З огляду на інженерно-геологічні умови ділянки, фундамент заглиблюється в 2-й шар мінімум за рахунок 200 - 300 мм.:

$$h = 0.8 + 0.3 = 1.1 \text{ м.}$$

Глибина фундаменту з урахуванням позначки цокольного поверху:

$$h = h_{\text{подв.}} + h_{\text{пола}} + h_{\text{ступ.ф.}}, \quad (4.15)$$

де

$h_{\text{подв.}}$ – глибина підлоги підвалу,;

$h_{\text{пола}}$ – Товщина підлоги підвалу – 0.1 м;

$h_{\text{ступ.ф.}}$ – Висота ступенів фундаменту $1 \times 0.5 = 0.5$ м:

$$h = 3.1 + 0.1 + 0.5 = 3.7 \text{ м.}$$

Відмітка дна фундаменту -3,7 м.

Відсутні ґрунтові води.

Визначення розмірів фундаменту.

Приблизно визначаємо площу підошви фундаменту:

$$A = N / (R_0 - \gamma \cdot h) , \quad (4.16)$$

де

N – Сила нормальна для підошви фундаменту, кН;

R_0 – Розрахунковий опір ґрунту (для попереднього призначення розмірів фундаменту), прийнятий відповідно до табл. 4 Додатки. 3 (2);

γ - Середня питома вага матеріалу фундаменту і ґрунту дорівнює 20 кН/м³;

h – Глибина фундаменту, м (див. вище):

$$A = 300 / (230 - 20 \cdot 3.7) = 1.92 \text{ м}^2.$$

Ширина підошви фундаменту при $l = 1$ м

$$b = A / l = 1.92 / 1 = 1.92 \text{ м.}$$

Приймати $b = 1.9$ м.

Визначаємо розрахунковий опір оснoвнoгo ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_l \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II} \right], \quad (4.17)$$

де

γ_{c1} и γ_{c2} – коєНедоліки умов праці приймаються згідно з таблицею 43 (1) відповідно до L/H , де L – Довжина будівлі и H – Висота будівлі;

$$k = 1.1;$$

M_γ , M_q и M_c – коефіцієнти, прийняті згідно з таблицею 44 (1) відповідно до $c \phi$;

$$k_z = 1;$$

γ_{II} – Середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче дна фундаменту;

γ'_{II} – Те ж саме, що лежить над підошвою;

c_{II} – розрахункове значення питомої адгезії ґрунту, що лежить безпосередньо під подошвою фундаменту (див. вище).

Отримуємо такі значення:

$$L/H = 52/10 = 5,2;$$

$$\gamma_{c1} = 1.25;$$

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

Коефіцієнти M_γ , M_q , M_c при $\varphi = 22^\circ$:

$$M_\gamma = 0.61;$$

$$M_q = 3.44;$$

$$M_c = 6.04;$$

$$\gamma_{II} = 16 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = 18 \text{ кН/м}^3;$$

$$c_{II} = 7.0 \text{ кПа};$$

$$d_1 = 0.6 \text{ м};$$

$$d_b = 3.1 \text{ м}.$$

$$R = 1.25 \cdot 1 \cdot (0.61 \cdot 1 \cdot 1.9 \cdot 16 + 3.44 \cdot 0.6 \cdot 18 + (3.44 - 1) \cdot 3.1 \cdot 18 + 6.04 \cdot 7.0) / 1.1 = 266.05 \text{ кН/м}^2.$$

Визначаємо площу подошви фундаменту:

$$A_1 = 300 / (266.05 - 20 \cdot 3.7) = 1.56 \text{ м}^2.$$

Ширина подошви фундаменту

$$b_1 = A_1 / 1 = 1.56 / 1 = 1.56 \text{ м}.$$

Приймати $b = 1.6 \text{ м}$.

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту R_1 при $b_1 = 1.6 \text{ м}$:

$$R_1 = 1.25 \cdot 1 \cdot (0.61 \cdot 1 \cdot 1.6 \cdot 16 + 3.44 \cdot 0.6 \cdot 18 + (3.44 - 1) \cdot 3.1 \cdot 18 + 6.04 \cdot 7.0) / 1.1 = 262.73 \text{ кН/м}^2.$$

Визначаємо площу подошви фундаменту:

$$A_2 = 300 / (262.73 - 20 \cdot 3.7) = 1.59 \text{ м}^2.$$

Ширина подошви фундаменту

$$b_2 = A_2 / 1 = 1.59 / 1 = 1.59 \text{ м}.$$

Приймати $b = 1.6 \text{ м}$.

Определяем расчетное сопротивление грунта R_2 при $b_2 = 1.6$ м:

$$R_2 = 1.25 \cdot 1 \cdot (0.61 \cdot 1 \cdot 1.6 \cdot 16 + 3.44 \cdot 0.6 \cdot 18 + (3.44 - 1) \cdot 3.1 \cdot 18 + 6.04 \cdot 7.0) / 1.1 = 262.73$$

кН/м².

Приймати $b \times l = 1.6 \times 1$ м.

Середній тиск на підшву фундаменту:

$$P_{cp} = (N + G_{\phi}) / (b \cdot l), \quad (4.18)$$

де

G_{ϕ} – Власна вага фундаменту і ґрунту по його краях, визначається за формулою:

$$G_{\phi} = b \times l \times \gamma h = 1.6 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 3.7 = 118.40 \text{ кН.}$$

$$P_{cp} = (300 + 118.40) / (1.6 \cdot 1) = 261.50 \text{ кН/м}^2 < 262.73 \text{ кН/м}^2.$$

Нарешті, приймаємо розміри фундаменту

$$b \times l = 1.60 \times 1 \text{ м.}$$

Розрахунок розрахункової бази.

Розрахунок підстави розраховується як для лінійно деформується напівпростору методом пошарового підсумовування.

Осадка підстави дорівнює:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpcp} \cdot h_i}{E_i}, \quad (4.19)$$

де

β - безрозмірний коефіцієнт, рівний 0.8;

σ_{zpcp} – Середнє значення додаткової вертикальної нормальної напруги в i -му шарі ґрунту, рівне половині суми цих напружень σ_{zp} на верхній і нижній межі шару по вертикалі, проходячи через центр підшви фундаменту;

h_i (м) и E_i (Па) – відповідно товщина і модуль деформації i -го шару ґрунту;

n – кількість шарів, на які ділиться стислива товщина підстави.

Додаткова вертикальна нормальна напруга на глибині z з нижньої частини фундаменту σ_{zp} Його визначають за формулою:

$$\sigma_{zp} = \alpha P_{cp}, \quad (4.20)$$

де

α - Коефіцієнт, взятий табл. 1 Додаток. 2 (2) в залежності від форми підшви фундаменту, співвідношення сторін прямокутного фундаменту і відносної глибини ξ , визначається за формулою:

$$\xi = \frac{2z}{b}, \quad (4.21)$$

де

z – глибина від нижньої частини фундаменту до нижньої межі шару;

P_{cp} – середній тиск під підшвою фундаменту (див. вище);

σ_{zg0} – вертикальна напруга від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту, що визначається за формулою:

$$\sigma_{zg0} = \gamma_{гр} \times h_{гр}, \quad (4.22)$$

де

$\gamma_{гр}$ - Питома вага ґрунту вище, ніж дно фундаменту;;

$h_{гр}$ – дорівнює глибині фундаменту.

Товщина елементарного шару

$$h_i \leq 0.4 \cdot b = 0.4 \cdot 1.60 \text{ м.}$$

Приймати $h_i = 0.32 \text{ м.}$

Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту

$$\sigma_{zg0} = 0.8 \cdot 1.5 \cdot 10 + 2.90 \cdot 1.6 \cdot 10 = 58.40 \text{ кН/м}^2.$$

Додатковий вертикальний тиск на підставу:

$$P_{zp} = 261.50 - 58.40 = 203.10 \text{ кН/м}^2.$$

$$S = 0.8 \cdot 0.32 \cdot \left(\frac{200,76 + 186,62 + 155,15 + 111,23 + 67,41 + 35,33 + 16,2 + 6,58}{17000} \right) =$$

$$= 0.0118 \text{ м} < 8 \text{ см.}$$

Осідання підстави визначається за формулою:

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}, \quad (4.23)$$

де

$\varepsilon_{sl,i}$ – Відносне осідання і-го шару ґрунту;

h_i – товщина і-го шару ґрунту ;

$k_{sl,i}$ – коефіцієнт, прийнятий рівним 1;

n – кількість шарів, на які ділиться зона просідання, H_{sl} .

$$S_{sl} = 1 * 1,8 * 0,079 + 1 \cdot (0,2 * 0,079 + 2 * 0,056 + 2 * 0,042) = \\ = 0.2118 \text{ м.}$$

$$\sum S = S + S_{sl} = 0.0118 + 0.2118 = 0.2236 \text{ м} > 10 \text{ см.}$$

Необхідні заходи ущільнення ґрунту.

Розрахунок ґрунтової подушки.

Для усунення просідаючих властивостей ґрунтів в найбільш напруженій зоні підстави фундаменту необхідно їх перетворити, тобто штучно поліпшити свої властивості.

У нашому випадку в якості штучного зміцнення ґрунтів ми використовуємо пристрій ґрунтової подушки, яка знизить тиск на слабкий ґрунт за рахунок розподілу навантаження від конструкції на велику площу. Крім того, подушка запобігає випинання ґрунту з-під подошви фундаменту і ущільнює своєю вагою підставу перед зведенням конструкції, тим самим зменшуючи кількість опадів.

ґрунтова подушка розташовується наступним чином: ґрунт осідання підбирається на проектну глибину і замінюється місцевим глинистим ґрунтом, покладеним шарами із заданою щільністю.

Характеристики майданчика-ґрунтової:

- шар ґрунту - 2;
- Задана питома вага сухого ґрунту $\gamma_{ск} = 17 \text{ кН/м}^3$;
- Питома вага ґрунту подушки $\gamma_{п} = 20 \text{ кН/м}^3$;
- Модуль деформації $E = 17 \text{ мПа}$;

- Внутрішній кут тертя $\varphi = 24^\circ$;
- коефіцієнт адгезії ґрунту $c_n = 29$ кПа.

Виходячи із середнього тиску на підшву фундаменту, визначаємо необхідну товщину ґрунтової подушки:

$$h_s = (P_{cp} - P_{sl}) \cdot b / P_{sl}, \quad (4.24)$$

де

$P_{sl} = 110$ кПа – Початковий тиск осідання ґрунту, що лежить нижче ґрунтової подушки.

$$h_s = (p - p_{sl}) \cdot b / 2 = (261,5 - 110) \cdot 1,6 / 110 = 2,2 \text{ м.}$$

Визначаємо ширину ґрунтової подушки:

$$b_s = b(1 + 2k_h), \quad (4.25)$$

де

k_h – коефіцієнт, що враховує характер розподілу горизонтальних деформацій.

$$b_s = 1,6 \cdot (1 + 2 \cdot 0,35) = 2,7 \text{ м.}$$

Розширення ґрунтової подушки в кожену сторону підшви фундаменту:

$$(2,7 - 1,6) / 2 = 0,55 \text{ м}$$

Виготовляємо тверду подушку ґрунту для всієї будівлі:

$$b_s = 11,9 + 2 \cdot 0,55 = 13,0 \text{ м,}$$

$$l_s = 51,8 + 2 \cdot 0,55 = 52,9 \text{ м.}$$

ґрунтова подушка - це як би умовний фундамент і необхідно визначити розрахунковий опір ґрунту під підшвою умовного фундаменту, щоб ефективний тиск на підставу подушки не перевищувало це розрахунковий опір.

Розраховуємо міцність підстиляючого шару.

Напруга від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту

$$\sigma_{zg0} = \gamma' \cdot d, \quad (4.26)$$

где γ' – осредненная плотность ґрунту по глубине фундаменту;

d – высота фундаменту:

$$\gamma' = \frac{15 \cdot 0,8 + 16 \cdot 1,8}{0,8 + 1,8} = 15,7 \text{ кН/м}^3;$$

$$\sigma_{zg0} = 15,7 * 2,6 = 40,8 \text{ кН/м}^2.$$

Напряга від власної ваги ґрунту на рівні дна ґрунтової подушки

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg0} + \gamma_{гп} \cdot h_s, \quad (4.27)$$

де $\gamma_{гп}$ – середня щільність ґрунту над висотою подушки,;

h_s – Висота подушки:

$$\gamma_{гп} = 20 \text{ кН/м}^3;$$

$$\sigma_{zg} = 40,8 + 20 * 2,2 = 84,8 \text{ кН/м}^2.$$

Додаткове навантаження на підставу на рівні подошви фундаменту

$$P_0 = P_{ср} - \sigma_{zg0}; \quad (4.28)$$

$$P_0 = 261,5 - 40,8 = 220,7 \text{ кН/м}^2.$$

Для визначення коефіцієнта α знаходимо:

$$\xi = \frac{2z}{b}, \quad (4.29)$$

де

z – Висота ґрунтової подушки;

b – Ширина фундаменту:

$$\xi = 2 * 2,2 / 1,6 = 2,75;$$

$$\alpha = 0,514 \text{ (по табл. 72).}$$

Додаткове навантаження на підставу на рівні дна ґрунтової подушки:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0. \quad (4.30)$$

$$\sigma_{zp} = 0,514 * 220,7 = 113,44 \text{ кН/м}^2.$$

Загальне навантаження на підставу на рівні дна ґрунтової подушки:

$$\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}. \quad (4.31)$$

$$\sigma_z = 84,8 + 113,44 = 198,24 \text{ кН/м}^2.$$

Визначаємо площу умовного фундаменту:

$$A_z = F / \sigma_{zp} \quad (4.32)$$

$$A_z = 300 / 113,44 = 2,65 \text{ м}^2.$$

Ширина подошви умовного фундаменту

$$b_z = \sqrt{(A_z + a^2)} - a,$$

$$\text{де } a = (b - 1) / 2.$$

$$a = (1,6 - 1)/2 = 0,3 \text{ м};$$

$$b_z = \sqrt{(2,65+0,3^2)} - 0,3 = 1,28 \text{ м}.$$

Визначаємо розрахунковий опір основи на рівні дна подушки:

$$R_z = (\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}) \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b_z \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II}] / k, \quad (4.33)$$

де

γ_{II} – Середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що лежать нижче підшви подушки;

γ'_{II} – Те ж саме, що лежить над підшвою подушки;

d_1 – висота від рівня макета до нижньої частини ґрунтової подушки.

$$\gamma_{II} = \frac{16 \cdot 4 + 19,9 \cdot 9,2}{4 + 9,2} = 18,72 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = \frac{15 \cdot 0,8 + 16 \cdot 4}{0,8 + 0,4} = 15,83 \text{ кН/м}^3;$$

$$d_1 = 4,8 \text{ м};$$

$$R_z = 1,25 \cdot 1 \cdot (0,61 \cdot 1 \cdot 1,28 \cdot 18,72 + 3,49 \cdot 15,83 \cdot 4,8 + (3,44 - 1) \cdot 15,83 \cdot 2 + 6,04 \cdot 7) / 1,1 = 395,6 \text{ кН/м}^2.$$

$$\sigma_z = 198,24 \text{ кН/м}^2 < R_z = 395,6 \text{ кН/м}^2.$$

Умова дотримана.

Визначення міцності фундаменту для штампування.

Розрахована сила пробивання

$$F = A \cdot R_{cp}, \quad (4.34)$$

де

$$A = b \cdot c = 1 \cdot 0,1 = 0,1 \text{ м}^2;$$

$$F = 0,1 \cdot 261,5 = 26,15 \text{ кН}.$$

Перевірка стану

$$F \leq \varphi_b \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h, \quad (4.35)$$

де

F – Розрахована сила пробивання,

φ_b – Коефіцієнт прийнято дорівнювати одиниці для важких бетонів;

R_{bt} – Розрахункова міцність бетону на розрив (для бетону кл. В15 $R_{bt}=750$ кН/м²);

u_m – середнє арифметичне між довжинами верхнього і нижнього підстави штампувальної піраміди в межах висоти h :

$$u_m = 0,5 \cdot (1+1) = 1 \text{ м:}$$

$$26,15 \leq$$

Тобто. Міцність розриву забезпечується.

Розрахунок армування підшви фундаменту.

Згинальний момент в секції 1-1:

$$M = \frac{P_{cp} \cdot l^2}{2} = \frac{261,5 \cdot 0,6^2}{2} = 47,1 \text{ кНм}$$

Приймаємо класи АІІ з розрахунковим опором $R_s = 360$ МПа.

$$h_0 = h - a = 500 - 70 = 430 \text{ мм.}$$

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{47,1}{0,9 \cdot 0,43 \cdot 360 \cdot 1000} = 0,00034 \text{ м}^2 = 3,4 \text{ см}^2$$

Приймати 9 \emptyset 10ш. 200

$$A_s = 7,07 \text{ см}^2 > 3,4 \text{ см}^2.$$

Розподільні класи приймають 5 \emptyset 6ш. 200.

Визначення просадки після поліпшення підстави

Осідання підстави визначається за формулою:

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i} \quad (4.36)$$

$$S_{sl} = 1 \cdot (2 \cdot 0,042) = 0,084 \text{ м.}$$

$$S = 0,8 \cdot 0,32 (112,14 + 104,24 + 85,48 + 60,53 + 36,68 + 19,23) / 17000 = 0,0063 < 8 \text{ см}$$

$$\sum S = S + S_{sl} = 0,0063 + 0,084 = 0,0903 \text{ м} < 10 \text{ см.}$$

ВИСНОВКИ

1. У магістерській роботі проведено аналіз наукових праць та інших джерел, на підґрунті детального теоретико-методологічного аналізу конструктивних систем, з метою розгляду предметної області порівняльного аналізу конструктивних рішень при будівництві цивільних об'єктів,
2. Детально відзеркалено обґрунтування ролі організаційно-конструктивних рішень будівлі адміністративно – офісного центру в умовах сучасних технологій будівництва.
3. Розглянуто прогресивні будівельні конструктивні системи та технології їх зведення.
4. Визначено основні аспекти порівняльного аналізу конструктивних рішень при будівництві будівлі адміністративно – офісного центру;
5. Застосовано конструктивні рішення на прикладі будівництва будівлі адміністративно – офісного центру.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

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

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

20. Організація будівництва : підручник / за редакцією С.А. Ушацького. Київ : Кондор, 2007. 521 с.
21. Павлов І.Д., Полтавець М.О. Організація, планування та системи управління в містобудівництві: навчально-методичний посібник для здобувачів вищої освіти «Магістра» спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія». Запоріжжя, ЗНУ, 2019. 165 с.
22. Павлов І.Д., Пшегорлінська О.А. Технологія, організація та планування будівництва: навчально-методичний посібник для студентів ЗДІА спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної та заочної форм навчання. Запоріж. держ. інж. акад. Запоріжжя: ЗДІА, 2018. 186 с.
23. Посібник з розробки проектів організації будівництва й проектів виконання робіт (до ДБН А.3.1-5-96). Київ : Укрархбудінформ, 1997. 105 с.
24. Пицаленко Ю. А. Технология возведения зданий и сооружений: учебник для вузов. Киев: Вища школа, 1982. 192 с.
25. Радкевич А.В., Павлов І.Д. Багатоцільові моделі організації капітального відновлення об'єктів: монографія. Дніпропетровськ, 2003. 225 с.
26. Притула С. Ф. Технологія будівельних процесів: навч. посібник. Київ: ІЗМН, 1996. 140 с.
27. Современные технологии в строительстве: учебник для студ. высш. учеб. заведен. / под ред. А.И. Менейлюка. Киев: Освіта України, 2010. 549 с.
28. Технологія будівельного виробництва: підручник / В.К. Черненко та ін.; за ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. Київ: Вища школа, 2002. 430 с.
29. Технология строительного производства / под общей ред. О.О. Литвинова, Ю.И. Белякова. Киев: Висш. шк., 1985. 479с.
30. Технологія будівельного виробництва: підручник для студ. внз / за ред. Ярмоленко М. Г. 2-ге вид., перероб. і доп. Київ: Вища школа, 2005. 341 с.

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