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

Кваліфікаційна робота

рівень вищої освіти Магістр
(рівень вищої освіти)

на тему: Порівняльний аналіз конструктивних рішень будівництва житлової будівлі

Виконав: студент 2 курсу, групи 8.1923 – пцб
СОБЕНКО ВОЛОДИМИР РОМАНОВИЧ .
(прізвище та ініціали)

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

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

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

Рецензент проф., д.е.н. Анін В.І.
(посада, вчене звання, науковий ступінь, прізвище та ініціали)

Запоріжжя – 2024 року

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
«__» _____ 20___ року

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

СОБЕНКО ВОЛОДИМИР РОМАНОВИЧ
(прізвище, ім'я, по батькові)

1 Тема роботи (проекту) Порівняльний аналіз конструктивних рішень будівництва житлової будівлі
керівник роботи Арутюнян Ірина Андріївна, д.т.н., проф.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
затверджені наказом ЗНУ від «30» 09 2024 року
№ 1486-С
2 Строк подання студентом роботи грудень 2024
3 Вихідні дані до роботи нормативно-технічна документація, вихідні дані стосовно офісного центру
4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) 1. Теоретико-методологічний аналіз конструктивних рішень багатоповерхових житлових будівель. 2. Порівняльна оцінка конструктивних рішень зовнішніх стін. 3. Дослідження архітектурно-конструктивних рішень будівництва багатоповерхової житлової будівлі. 4. Аналіз конструктивних рішень 5. Конструктивні рішення основи та фундаменту.
5 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) 8 листів

6 Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Розділ 1	Арутюнян І.А.		
Розділ 2	Арутюнян І.А.		
Розділ 3	Арутюнян І.А.		
Розділ 4	Арутюнян І.А.		
Розділ 5	Арутюнян І.А.		

7 Дата видачі завдання _____

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Теоретико-методологічний аналіз конструктивних рішень багатоповерхових житлових будівель.	з 01.09 по 30.09.2024	
2	Порівняльна оцінка конструктивних рішень зовнішніх стін.	з 30.09 по 15.10.2024	
3	Дослідження архітектурно-конструктивних рішень будівництва багатоповерхової житлової будівлі.	з 15.10 по 24.10.2024	
4	Аналіз конструктивних рішень	з 15.10 по 24.10.2024	
5	Конструктивні рішення основи та фундаменту	з 25.10 по 15.11.2024	

Студент _____ В.Р. Собенко
(підпис) (ініціали та прізвище)

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

Нормоконтроль пройдено

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

АНОТАЦІЯ

Собенко В.Р. Порівняльний аналіз конструктивних рішень будівництва житлової будівлі.

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

В роботі розглянуто порівняльний аналіз конструктивних рішень будівництва житлової будівлі, враховуючи сучасні технології цивільного будівництва. Розглянуто конструктивну систему - 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.

Обґрунтовано аналіз конструктивних рішень при будівництві житлової будівлі застосовуючи сучасні технології житлового будівництва.

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

ANNOTATION

Sobenko V.R. Comparative analysis of constructive solutions for the construction of a residential building.

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

The comparative analysis of structural decisions of building of dwelling is in-process considered building. taking into account modern technologies of civil building. The structural system is considered is the associate aggregate of vertical and horizontal load carrying structures of building, that, perceiving everything are on him loading and influence, jointly provide durability, spatial inflexibility and building firmness.

The analysis of structural decisions is reasonable at building of housing building, applying modern technologies of housing.

Keywords: *organization of building, structural decisions, analysis, problems, building technology.*

.

ЗМІСТ

	Вступ……	8
1	ТЕОРЕТИКО-МЕТОДОЛОГІЧНИЙ АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ БАГАТОПОВЕРХОВИХ ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ	11
1.1	Аналіз конструктивних систем ……	11
1.2	Значення та необхідність конструктивних елементів …….	21
1.3	Основні вимоги до будівель та їх елементів……..…..	23
2	ПОРІВНЯЛЬНА ОЦІНКА КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ЗОВНІШНІХ СТІН	27
3	ДОСЛІДЖЕННЯ АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ БУДІВНИЦТВА БАГАТОПОВЕРХОВОЇ ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ …….……..……...	32
3.1	Дослідження початкових даних для проектування будівництва багатоповерхової житлової будівлі …….....	32
3.2	Об'ємно-планувальні рішення ……..	33
3.3	Аналіз архітектурно - конструктивних рішень ……...…….	35
3.4	Техніко-економічні показники …….	43
3.5	Визначення категорії складності об’єкта будівництва……	45
4	АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ……...…	48
4.1	Розрахунок збірного залізобетонного маршу ……	48
4.2	Розрахунок похилого перетину на поперечну силу …….	49
4.3	Розрахунок залізобетонної майданчикової плити……	51
4.4	Розрахунок полиці плити ……	52
4.5	Розрахунок лобового ребра ……	52
4.6	Розрахункова схема лобового ребра……..	53
4.7	Розрахунок похилого перетину бічного ребра на поперечну силу……...	54

5 КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТУ.... 55
5.1 Збір навантаження ….……..…..55
5.2 Визначення типу грунтових умов ……...…….…...56
5.3 Визначення розмірів підошви фундаменту ……....61
5.4 Визначення міцності окремо стоячих фундаменту на продавлювання……..…….…65
5.5 Розрахунок арматури підошви одиночного фундаменту…….……..67
5.6 Перевірка міцності підстилаючого шару …….……..…67
5.7 Визначення осідання і просадки основи…….69
ВИСНОВКИ……..……... 73
Список використаних джерел…….……... 74

ВСТУП

Актуальність дослідження.

Будівлі і споруди як індустріалізовані будівельні системи мають сукупність структурних об′ємно-планувальних та огороджувальних елементів, що функціонує як єдина система і характеризується одночасно архітектурними, конструктивними і технологічними сторонами взаємозв'язку елементів, способів їхнього виробництва і методів зведення, розглядають як архітектурно-конструктивно-технологічну систему (АКТС) [1,4,34,38].

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

Оскільки сучасні будівлі зводять звичайно індустріалізованими методами, зі збірних будівельних конструкцій заводського виготовлення або із застосуванням виробів (опалубки і ін.) чи матеріалів (бетону і ін.) промислового виробництва, то АКТС фактично є індустріалізованими будівельними системами (ІБС). Класифікація ІБС. За рівнем застосовуваної будівельної техніки, методів зведення будівель, використовуваних конструкцій і матеріалів маються ІБС різного рівня розвитку промислового виробництва і механізованого зведення, а саме: дрібноштучні, повнозбірні, монолітні, комбіновані з перелічених і інші (пневматичні, насипні тощо [44].

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

Об’єкт дослідження. Процеси конструктивних рішень житлової забудови в умовах сучасного будівництва.

Предмет дослідження. Методи конструктивних рішень житлової забудови в умовах сучасного будівництва.

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

- ✓ аналіз технічних праць та інших джерел з метою розгляду предметної області порівняльного аналізу конструктивних рішень при будівництві житлової будівлі в м. Запоріжжя;
- ✓ обґрунтування значення конструктивних рішень житлової забудови в умовах сучасних технологій будівництва;
- ✓ визначення основних аспектів порівняльного аналізу конструктивних рішень при будівництві житлової будівлі в м. Запоріжжя;
- ✓ застосування конструктивних рішень на прикладі будівництва житлової будівлі.

Методи дослідження. В процесі досліджень вивчені та узагальнені результати вітчизняних та зарубіжних наукових шкіл, що розглядають питання в розрізі конструктивних рішень житлової забудови в умовах сучасних технологій будівництва.

Наукова новизна. Полягає у вирішенні актуальних проблем пов’язаних з вдосконаленням конструктивних рішень житлової забудови в умовах сучасних технологій будівництва. Житлове будівництво є актуальним питанням у сьогоденні, особливо в умовах невизначеності як політичної так і економічної ситуації країни, тому впровадження інноваційних рішень конструктивних процесів застосовуючи сучасні технології будівництва є затребуваними.

Практичне значення. Механізм конструктивних рішень житлової забудови в умовах сучасних технологій будівництва.

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 БАГАТОПОВЕРХОВИХ ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

1.1 Аналіз конструктивних систем

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 [1,6,9,27,38,42].

Вибір конструктивної системи визначає роль кожного несучого конструктивного елемента в просторової 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 грунт (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 [1,4,6,9,11,27,42-44].

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 замоноличивают бетоном.

Вертикальні несучі конструкції в порівнянні з горизонтальними різноманітніші. Розрізняють такі види вертикальних несучих конструкцій,[1,27,37,42-44]:

- 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 [1,6,27,37,38,42,44].

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.) [40-44].

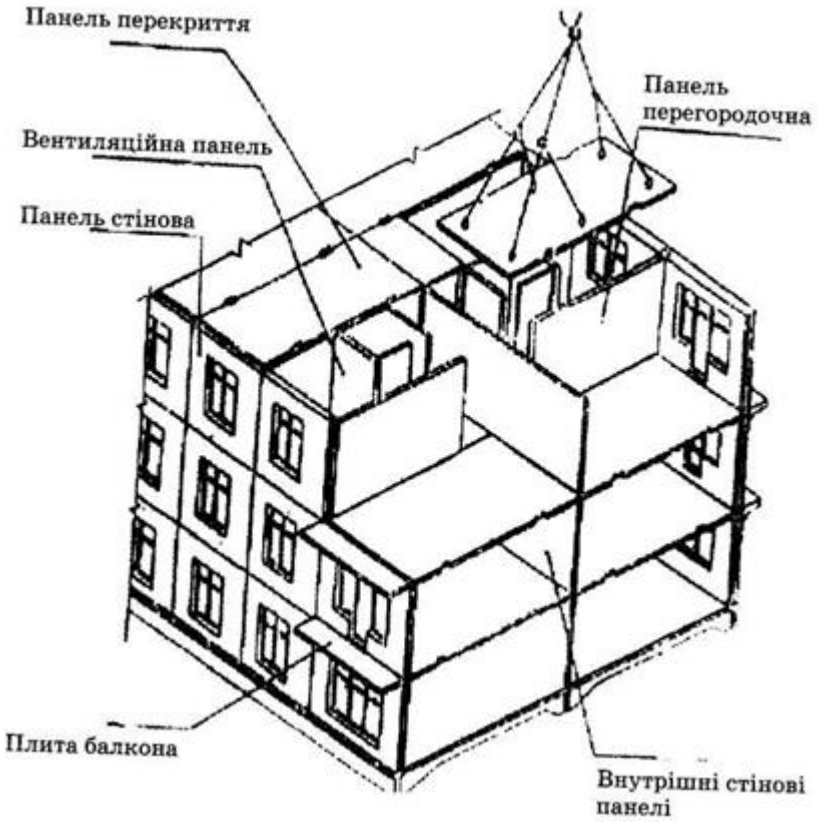


Рисунок 1 1 - Безкаркасні система

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 компонувальні переваги каркасних систем перед безкаркасними 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.

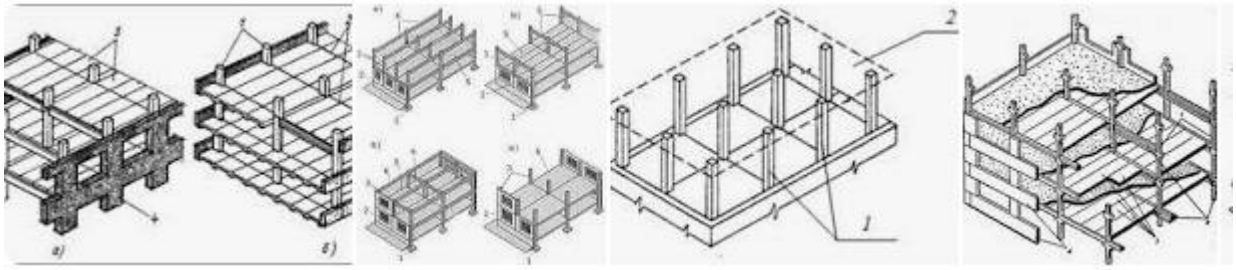
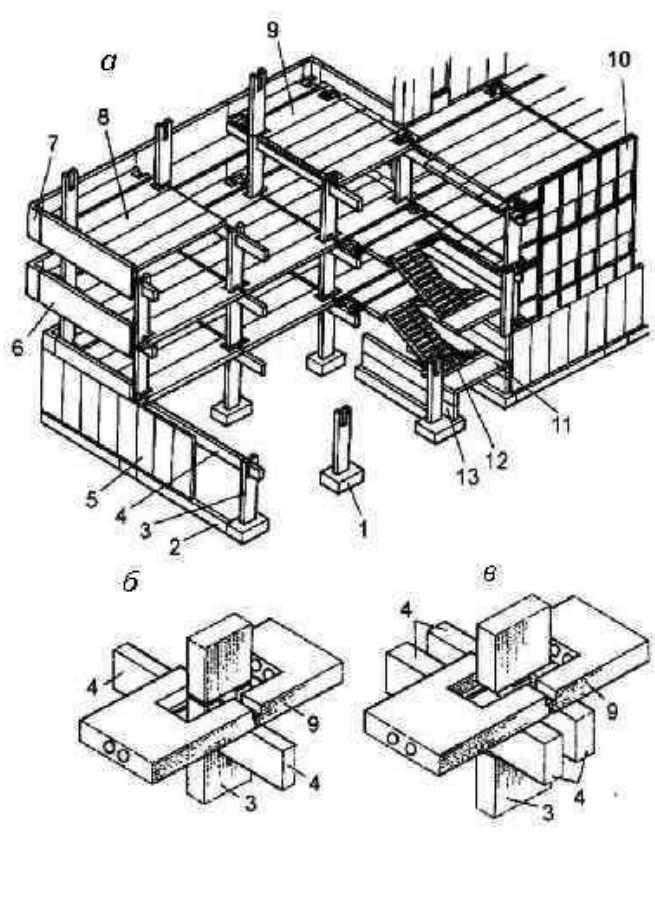


Рисунок 1.2 - Каркасна конструктивна система

Загальний вигляд каркасних конструктивних систем громадського та промислового будівель показані на рис. 3.



Каркасна будівля системи КВМ (Німеччина):

а – 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 [1,6,9,11,27,37,40-44,48].

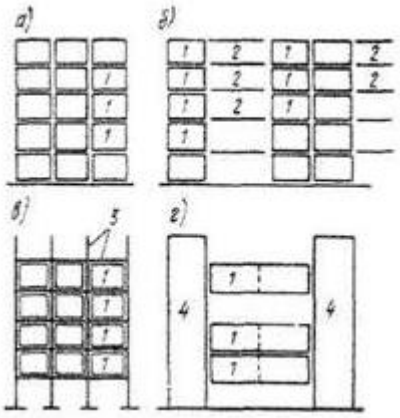


Рисунок 1.4 - Об'ємно-блокова конструктивна система

Ствольна система (див. рис. 1.5) забезпечує свободу планувальних рішень, оскільки простір між стовбуром жорсткості і зовнішніми огороджувальними 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 [4,9,11,27,38,40-44,45].

Найбільш доцільні компактні в плані багатоповерхові будівлі ствольної системи в сейсмостійкому будівництві, а також в умовах впливу деформацій земної поверхні (на просадних грунтах, 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 [1,4,6,9,11,27,34,37,40-44,45].

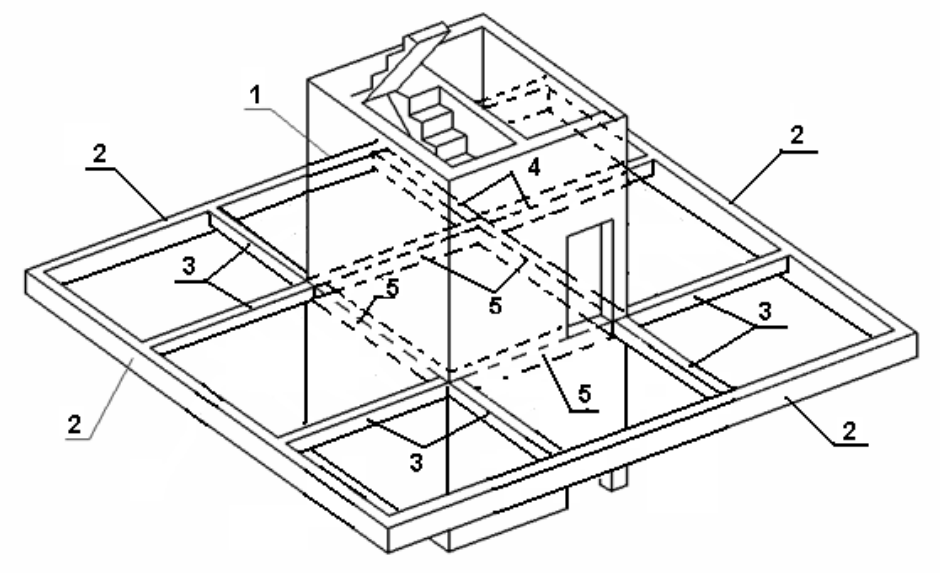


Рисунок 1.5 - Ствольна конструктивна система

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 огороджувальні функції або доповнюватися зовнішніми огороджувальними конструкціями [27,34,40-44].



Рисунок 1.6 - Приклади будівлі з оболонкової конструктивної системою

Крім основних тіпообразующіх 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) [27,34,44]:

а) з великим шагомнесущіх стін (2,4 ÷ 4,5 м);

б) з вузьким кроком несучих стін (6,0 ÷ 7,2 м);

в) зі змішаним кроком;

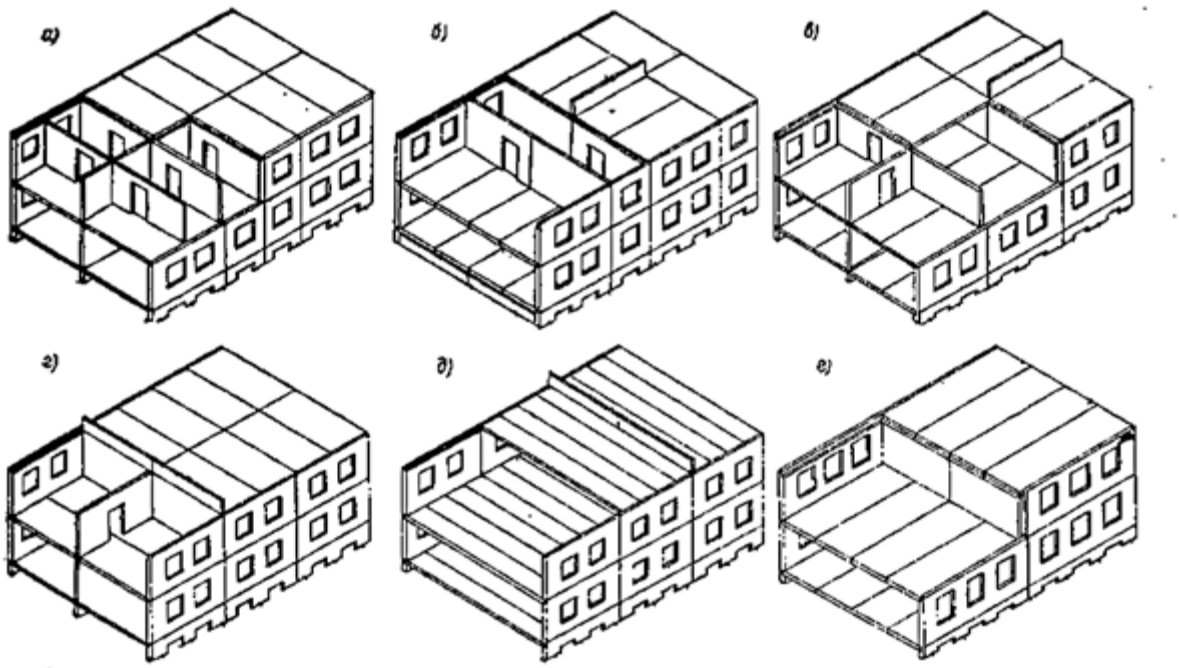


Рисунок 1.7 - Конструктивні схеми безкаркасних будівель

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 [1,4,6,9,37,40-44].

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 [1,4,6,9,11,27,34,40-44].

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 використання декількох розмірів кроків поперечних стін (наприклад, 3,0; 3,6 і 4,2 м) в різних поєднаннях. Завдяки високій просторової 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 [27,37].

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 [6,9,11,37].

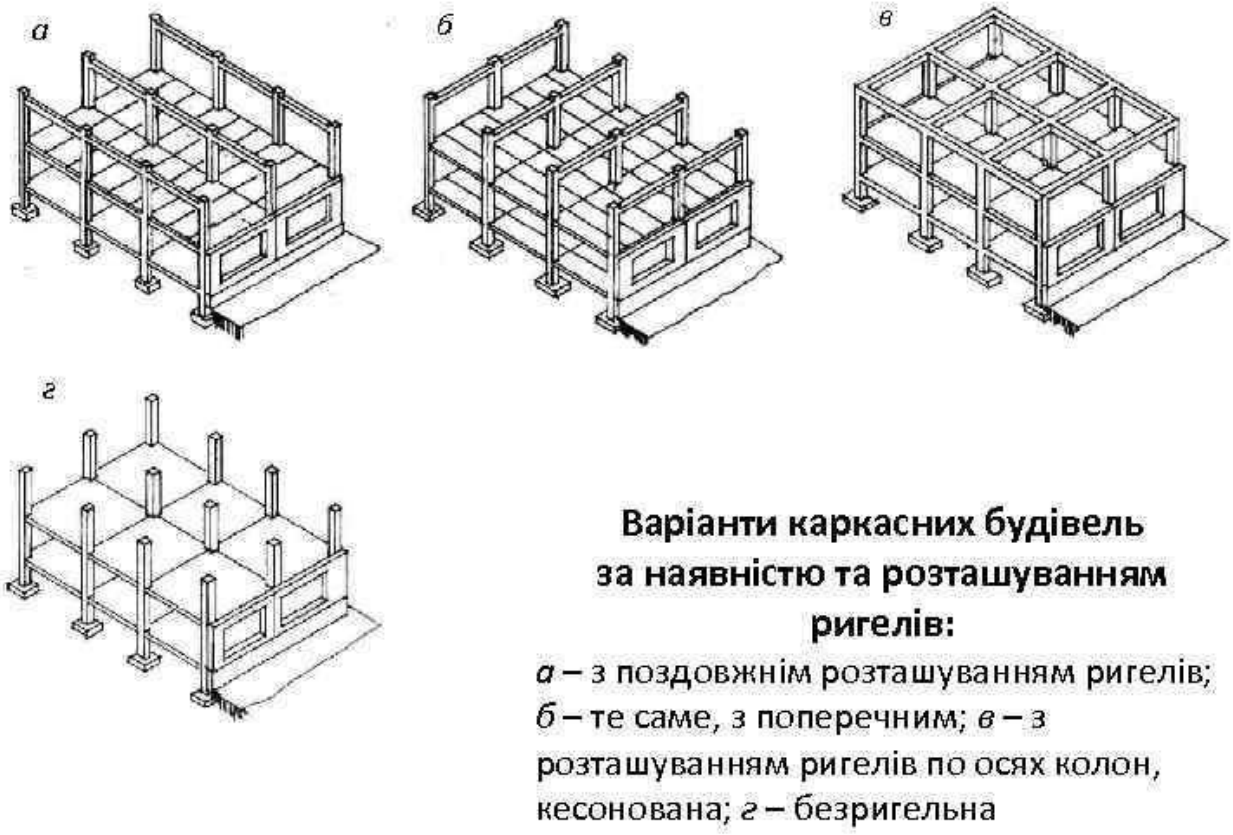


Рисунок 1.8 - Конструктивна схема каркасного будинку з поперечним розташуванням ригелів

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.

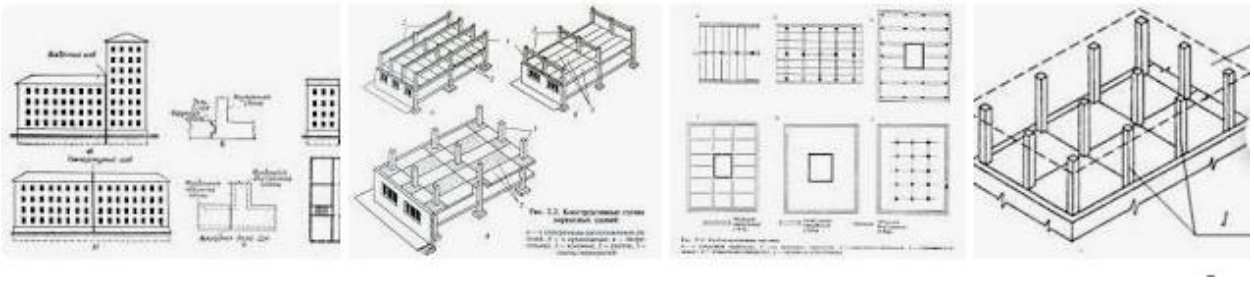


Рисунок 1.9 - Конструктивна схема будівлі з безрігельной каркасом

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) [40-44].

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 [40-44,45].

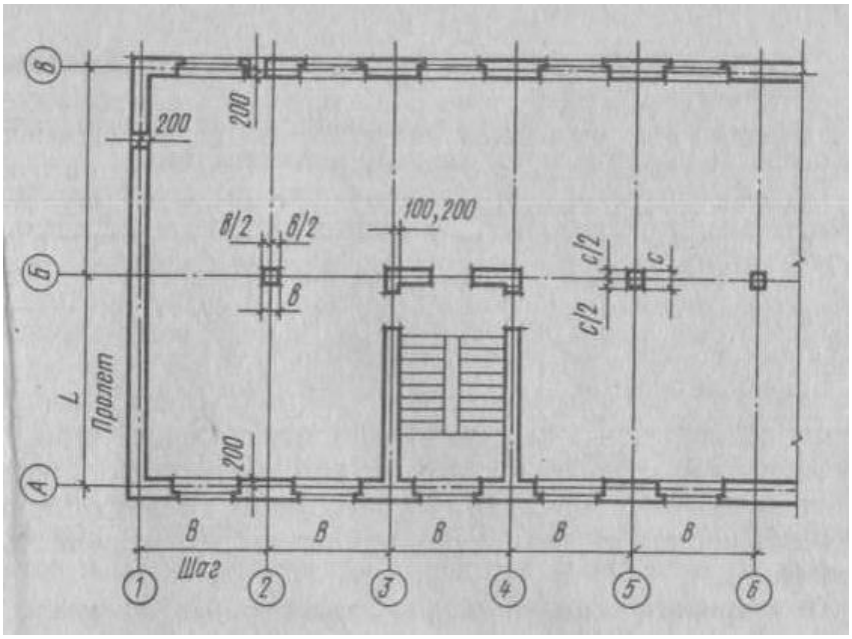


Рисунок 1.10 - Конструктивна схема будівлі з неповним каркасом (план)

2) Схема, в якій каркас розташований в межах першого поверху (або декількох поверхів), а вище будівля має стінну конструктивну систему (див. рис. 1.11) [27,34,37,37,40].

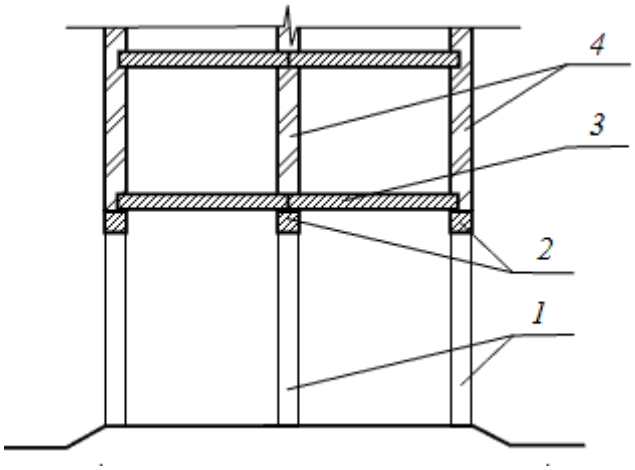


Рисунок 1.11 - Приклад комбінованої конструктивної системи (розріз)
1 - колони каркаса; 2 - поздовжньо розташовані ригелі; 3 - збірний настил перекриття; 4 - несучі стіни

1.2 Значення та необхідність конструктивних елементів

Будівлю можна уявити як сукупність будівельних конструкцій, що зокрема виконують різні функції. За цією ознакою розрізняють конструктивні елементи будівлі (КЕБ) [45].

Одними з найважливіших функцій КБ є несучі та огороджувальні.

Несучими називають конструктивні елементи, які сприймають навантаження, що виникають в будівлі, тобто на які спираються інші конструктивні елементи, або інженерне обладнання, або інші вантажі.

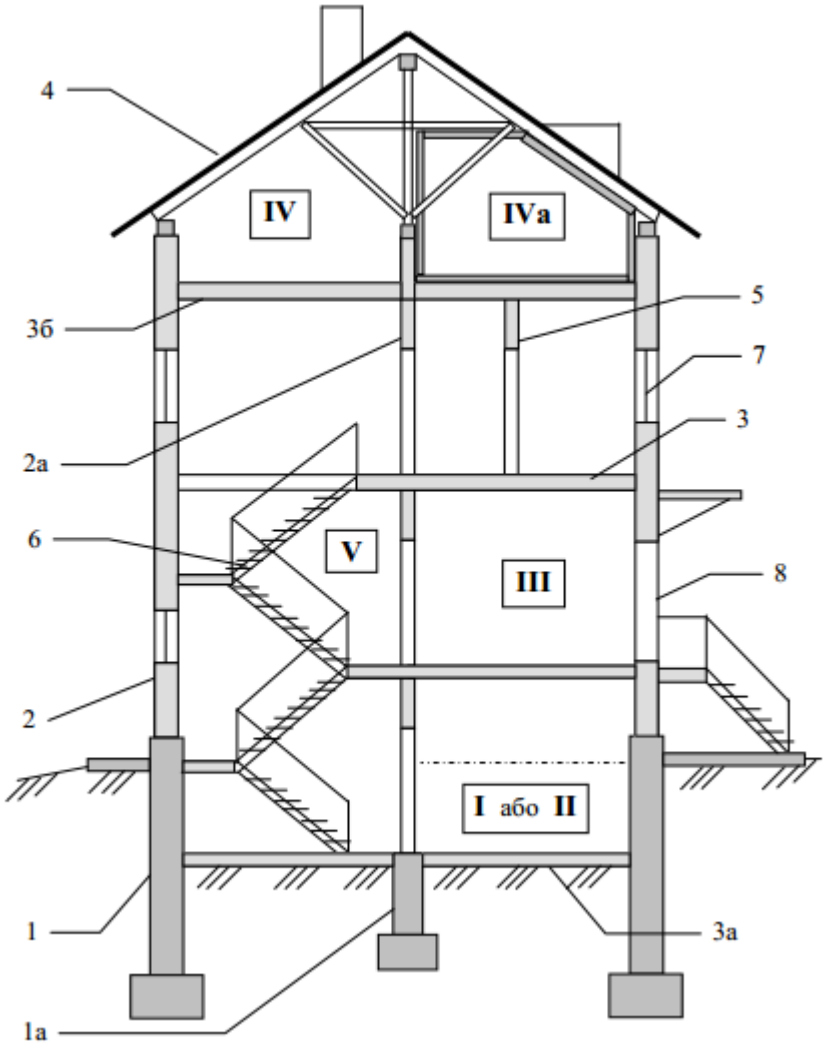


Рисунок 1.12 – Конструктивні та об’ємно-планувальні елементи будинку:
КЕБ: 1,1а – фундаменти зовнішні та внутрішні; 2, 2а – стіни зовнішні та внутрішні; 3, 3а, 3б – перектириття (міжповерхові, підвальні, горищні); 4 – покриття (дах); 5 – перегородки; 6 – сходи; 7 –вікна; 8 –двері.
ОПЕ: 1 – підвал; II – цокольний поверх; III – надземний поверх; IV – горище; IVа – мансарда; V – сходова клітина

Огороджувальними конструктивними елементами називають, ті конструктивні елементи будівлі, які її внутрішній простір від несприятливих факторів зовнішнього середовища або відокремлюють приміщення одне від одного. Деякі КЕБ можуть суміщувати функції. Спосіб об’єднання

конструктивних елементів при створенні будівлі називають конструктивним рішенням будівлі (КРБ) [40-44].

1.3 Основні вимоги до будівель та їх елементів

До будівель пред'являється ряд вимог, які обґрунтовують доцільність будівництва та яким повинні задовольняти їх об'ємно-планувальні і конструктивні рішення. За цими вимогами також можна характеризувати як проектні рішення будівель, так і існуючі будівлі [37,38].

Вимоги *функціональної доцільності* проектного рішення – це максимальна відповідність приміщень будівлі тим функціональним процесам, для яких вона призначена. Будь-яка будівля являється матеріально-організованим середовищем перебування людини для здійснення нею різноманітних процесів: побуту, праці, відпочинку.

Вимоги *технічної доцільності* проектного рішення будівлі – це виконання його конструкцій в повній відповідності із законами опору матеріалів, будівельної механіки, будівельної фізики та хімії. Будівля повинна надійно захищати людей та обладнання від несприятливих силових та несилових впливів, бути міцною, стійкою і жорсткою, її конструкції повинні бути довговічними [1,4,6,9,1,27,34,37,38,40-44].

Міцність – це здатність сприймати силові навантаження та впливи без руйнування та істотних залишкових деформацій. *Стійкість* – це здатність зберігати рівновагу при силових навантаженнях і впливах. *Жорсткість* – це здатність зберігати незмінну геометричну форму, виконувати свої статичні функції з незначними деформаціями (нормованими). *Надійність* – це здатність будівель і споруд безвідмовно виконувати задані функції на протязі розрахункового періоду експлуатації [40-44].

Для забезпечення міцності, стійкості та жорсткості будівель всі окремі конструкції повинні бути довговічними. *Довговічність* – це властивість конструкцій зберігати початкову якість без руйнування, надмірних деформацій та втрати зовнішнього вигляду на протязі періоду експлуатації в обумовлених умовах при заданому режимі експлуатації. Ступінь довговічності – необхідний термін такої служби, який вимірюється в роках. Встановлено три ступені довговічності конструкцій: I ступінь – при терміні служби не менше 100 років; II ступінь – при терміні служби не менше 50 років; III ступінь – при терміні служби не менше 20 років. Необхідну ступінь довговічності забезпечують підбором будівельних матеріалів, які повинні бути морозостійкими, вологостійкими, біостійкими, стійкими проти корозії тощо. Вимоги довговічності конструкції поширюються на її деталі, стики і вузли. Однією із умов забезпечення довговічності будівельного об'єкта являється його здатність протидіяти впливу пожеж на протязі терміну служби. Надійність будівель і довговічність конструкцій тісно пов'язані з вогнестійкістю. *Вогнестійкість* – це здатність будівель, будівельних конструкцій та їх елементів зберігати свою несучу здатність, а також чинити опір виникненню наскрізних отворів чи прогріванню до критичних температур і поширенню вогню [1,4,6,9,1,27,34,37,38,40-44].

В будівлях необхідно передбачати конструктивні, об'ємно-планувальні та інженерно-технічні рішення, які забезпечать при пожежі: можливість евакуації людей незалежно від їх віку і фізичного стану назовні на прилеглу до будівлі територію; можливість врятування людей; можливість доступу особистого складу пожежних підрозділів до осередку пожежі, а також проведення заходів по врятуванню людей і матеріальних цінностей; нерозповсюдження пожежі на поряд розташовані будівлі, в тому числі при обваленні будівлі, яка горить; обмеження матеріальних збитків, включаючи будівлю та її обладнання, при економічно обгрунтованому співвідношенні величини збитків і витрат на протипожежні заходи, пожежну охорону та її технічне оснащення.

По вогнестійкості для будівель і споруд установлено п'ять основних I…V і три додаткових IIIа, IIIб і IV ступенів.

Вимоги до вогнестійкості будівель і довговічності їх конструкцій залежать також від класу будівель по капітальності.

Капітальність – це сукупність властивостей будівлі та її елементів в цілому, її народногосподарське та містобудівне значення, яке визначають рівнем основних вимог до будівлі та її елементів. Встановлено чотири класи будівель по капітальності: I клас – будівлі висотою більше 30 м, які будують по індивідуальним проектам. Вогнестійкість таких будівель повинна бути не нижче I ступеня вогнестійкості з конструкціями не нижче I ступеня довговічності; II клас – будівлі масового будівництва в містах висотою 18...30 м, які можуть будуватися по типовим проектам. Вогнестійкість таких будівель – не нижче II ступеня вогнестійкості з конструкціями не нижче II ступеня довговічності; III клас – житлові будівлі не більше 5 поверхів, нежитлові будівлі невеликих розмірів для малих міст. Вогнестійкість таких будівель – не нижче III ступеня вогнестійкості з конструкціями не нижче II ступеня довговічності; IV клас – тимчасові будівлі, виробничі будівлі з коротким терміном експлуатації, будівлі сільськогосподарського призначення. Вогнестійкість таких будівель не нормується, а конструкції не нижче III ступеня довговічності [1,4,6,9,1,27,34,37,38,40-44].

Функціональні вимоги полягають в тому, щоб промислові будівлі найбільш повно задовольняли своєму призначенню, тобто заданим параметрам розміщення в них технологічних процесів. Цим вимогам повинні відповідати об’ємно-планувальні та конструктивні рішення будівлі, її внутрішньоцехове підйомно-транспортне обладнання, повітряне середовище, світловий та шумовий режими виробничих приміщень. Об’ємно-планувальні та конструктивні рішення повинні бути гнучкими для можливості удосконалення технологічних процесів.

Технічні вимоги полягають в забезпеченні міцності, стійкості та довговічності будівель, в зниженні пожежної та вибухової небезпеки для

працюючих, а також в можливості зведення будівель індустріальними методами.

+*Архітектурно-художні* вимоги – промислові будівлі повинні мати привабливий і виразний зовнішній вигляд. Архітектуру будівель необхідно гармонійно пов'язувати із забудовою промислового комплексу і природним оточенням. Зростаючі естетичні вимоги викликають необхідність покращувати якість інтер'єру, який складається із архітектурної організації приміщень, системи їх освітлення, характеру оздоблення і якості будівельних матеріалів конструкцій, зовнішнього вигляду обладнання, транспортних комунікацій, а також із гігієнічного режиму цехів та їх благоустрою. Добре і якісно вирішені інтер'єри і фасади промислових будівель підвищують продуктивність праці, знижують утомлюваність, зменшують травматизм, створюють відчуття комфорту, зберігають здоров'я людей і покращують їх настрій.

Економічні вимоги полягають в забезпеченні мінімально необхідних витрат на будівництво і експлуатацію будівель. Для забезпечення оптимальної організації технологічного процесу необхідно вибирати найбільш раціональні об'ємно-планувальні, конструктивні та архітектурно-композиційні рішення. На економічність будівель впливають також скорочення термінів будівництва, використання вітчизняних будівельних матеріалів і конструкцій, зменшення витрат на його експлуатацію [1,4,6,9,1,27,34,37,38,40-44].

Екологічні вимоги, в першу чергу, забезпечують виробничо-технологічними процесами, розміщеними в промислових будівлях. Будь-який виробничий процес повинен виключати забруднення повітряного і водного басейнів, забезпечувати раціональне використання природних ресурсів (сировини, палива, енергії тощо) і відходів виробництва. Разом з тим і архітектурно-конструктивне рішення промислової будівлі та його розміщення на генплані повинні сприяти виключенню або ослабленню шкідливих впливів виробництва на природне середовище, людей і прилеглі житлові райони [1,4,6,9,1,27,34,37,38,40-44].

2 ПОРІВНЯЛЬНА ОЦІНКА КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ ЗОВНІШНІХ СТІН

Для розрахунку вибору варіанту будівництва приймаємо зовнішню стіну

1вариант

Зовнішня стіна з монолітного бетону завтовшки 0,3 м (товщина стіни прийнята на основі теплотехнічного розрахунку), фанерована пінопоіистірольними плитами завтовшки 5см.

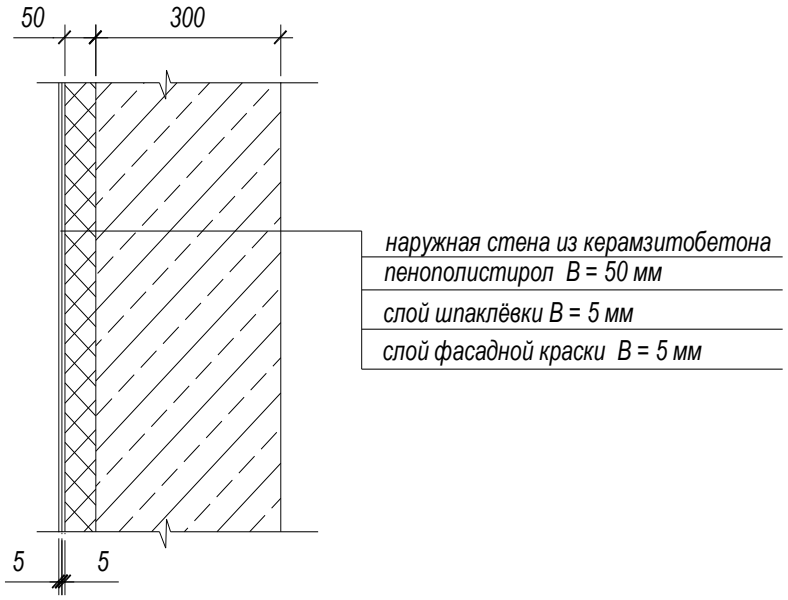


Рисунок 2.1 - 1вариант. Зовнішня стіна з монолітного бетону

2 вариант

Зовнішня стіна з силікатної пустотної цегли завтовшки 0,62 м (товщина стіни прийнята на основі теплотехнічного розрахунку), утеплена пенополистирольными плитами завтовшки 5 см

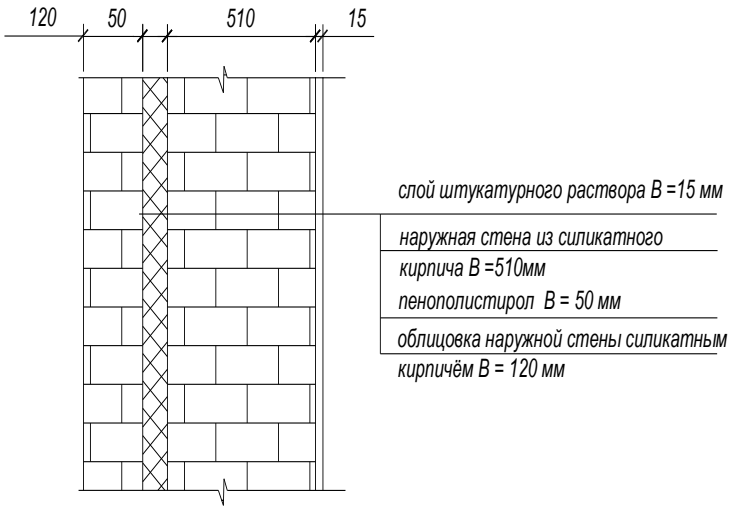


Рисунок 2.2 - 2 вариант. Зовнішня стіна з силікатної пустотної цеглини

Для порівняння варіантів приймаю одиницю вимірювання 1м^2 поверхні (оскільки товщина стенів з монолітного залізобетону і цегляною значно різняться).

Вартість 1 м^2 стінної огорожі :

$К_c{}^v = C / Q$ (2.1)

$К_c{}^{v1} = C1 / Q1 = 346/1 = 2346$ грн./ м^2

$К_c{}^{v2} = C2 / Q2 = 683/1 = 2683$ грн./ м^2

Кошторисна собівартість варіантів конструктивних рішень з урахуванням місця будівництва (м. Запоріжжя) $К_1 = 1,05$ $К_2 = 0,92$

І варіант С1 = 2346*0,92*1,05 = 33423,6 грн.

ІІ варіант С2 = 2683 *0,92*1,05 = 65978 грн

Таблиця 2.1 - Витрата матеріалу на 1 м^2 площі будівлі

Вид матеріалу	Од. виміру	I	II
Розчин	м^3	0,015	0,18
Цегла	тис шт.		0,236
Бетон	м^3	0,306	
Арматура	т / м^2	0,026	

1. Визначаємо тривалість будівництва по формулі

$$t = \frac{Q}{N * n} \qquad (2.2)$$

де Q – трудомісткість, тис.чол.-день;

N – кількість людей, що беруть участь в зведенні коробки будівлі;

n – кількість змін роботи;

t_1 = (5/8,2)/1*1= 0,60

t_2 = (6/8,2)/1*1= 0,73

2. Визначаємо величину основних виробничих фондів і оборотних коштів.

Для всіх варіантів приймаємо баштовий кран КБ - 503. Вартість крана - 482000 грн.

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

$$Ф = К* t / Т \qquad (2.3)$$

де К – вартість крана; t – тривалість зведення зовнішніх стенів; Т – термін служби крана;

Ф1 = К* t_1 / Т = 482000*0,6/ 260*10 = 1112 грн.

Ф2 = К* t_2 / Т = 482000*0,73 / 260*10 = 1353 грн.

Середньорічний розмір оборотних коштів визначуваний по формулі:

$$Ф_{об} = \frac{1,06 \cdot C}{t \cdot n} \quad (2.4)$$

де 1,06 – коефіцієнт переходу від кошторисної собівартості до кошторисної вартості;

n – коефіцієнт оборотності

Фоб $_1$ = С1*1,06 / (3* t $_1$)= 33423,6 *1,06 / (3*0,6) = 19682 грн.

Фоб $_2$ = С2*1,06/ (3* t $_2$)= 65978*1,06 / (3*0,73) = 31935 грн.

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

$$\varphi = \frac{P_1 + E_н}{P_2 + E_н} \quad (2.5)$$

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

Р1 + Е $_н$ = 0,1602 ; 1 / (Р2 + Е $_н$) = 6,4062

φ = 0,1561 / 6,4062 = 0,024

Визначаємо експлуатаційні витрати.

Для збірних конструкцій відрахування на їх зміст і ремонт приймаємо рівними 0.7 % від кошторисної вартості будівлі:

Се1 = 33423,6 ×0.7 / 100 = 2,34грн.;

Се2 = 65978 ×0.7 / 100 = 4,618 грн.;

4. Визначаємо приведені витрати по варіантах по формулах

$$П = (З + Е_н \sum Ф)* \varphi + \frac{C_э * P}{100} \quad (2.6)$$

П1 = (33423,6 +0,15 *(1112+ 19682))*0,024 + 2,34= 11110грн.

П2 = (65978+0,15* (1353 + 31935))*0,024 + 4,618 = 21532грн.

6.Економічний ефект

Э = П $_{max}$ - П $_{min}$ = 21532 – 11110 = 10422грн.

Таблиця 2.2 - Основні техніко-економічні показники

№	Найменування показників	Од. вимир.	Варіанти	
			I	II
1	Кошторисна вартість зведення стін	грн.	346	683
2	Трудомісткість зведення будівлі	Ч-ч Ч-дн	5 0,6	6 0,73
3	Витрата матеріалу на 1 $м^2$ площі будівлі - Розчину - цеглини - бетону - арматури - пінополістирол	 м3 $т.шт/м^2$ $м^3/м^2$ $т/м^2$ $м^3$	 0,015 0,306 0,026 0,049	 0,18 0,236 0,049
4	Річні приведені витрати	грн	11110	21532
5	економічний ефект	грн	10422	

Порівнюючи кошторисні дані 1 і 2 варіантів приходимо до висновку, що найбільш економічним є варіант №1 – стіна з монолітного керамзитобетону.

3. ДОСЛІДЖЕННЯ АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ БУДІВНИЦТВА БАГАТОПОВЕРХОВОЇ ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ

3.1 Дослідження початкових даних для проектування будівництва багатоповерхової житлової будівлі

Основним призначенням архітектури завжди було створення необхідною для існування людини життєвого середовища, характер і комфортабельність якої визначалися рівнем розвитку суспільства, його культурою, досягненнями науки і техніки. Це життєве середовище, зване архітектурою, утілюється в будівлях, що мають внутрішній простір, комплексах будівель і споруд, організуючих зовнішній простір - вулиці, площі та міста.

У сучасному розумінні архітектура - це мистецтво проектувати і будувати будівлі, споруди й їх комплекси. Вона організовує всі життєві процеси. По своїй емоційній дії архітектура - одне з найзначніших і стародавніших мистецтв. Сила її художніх образів постійно впливає на людину, адже все його життя проходить в оточенні архітектури. Разом з тим, створення виробничої архітектури вимагає значних витрат суспільної праці і часу. Тому в круг вимог, що пред'являються до архітектури разом з функціональною доцільністю, зручністю і красою входять вимоги технічної доцільності і економічності. Окрім раціонального планування приміщень, відповідним тим або іншим функціональним процесам зручність всіх будівель забезпечується правильним розподілом сходів, ліфтів, розміщенням устаткування і інженерних пристроїв (санітарні прилади, опалювання, вентиляція). Таким чином, форма будівлі багато в чому визначається функціональною закономірністю, але разом з тим вона будується по законах краси.

Скорочення витрат в архітектурі та будівництві здійснюється раціональними об'ємно - планувальними вирішеннями будівель, правильним

вибором будівельних і обробних матеріалів, полегшенням конструкції, удосконаленням методів будівництва. Головним економічним резервом в містобудуванні є підвищення ефективності використання землі.

Житловий будинок розташований в м. Запоріжжя. Майданчик будівництва потрапляє на територію, раніше вільну від забудови.

Усі прийняті рішення по забезпеченню надійності і безпеки прийняті згідно вимог ДСТУ В. 1.2-16:2013.

Клас наслідків (відповідальності) будівель прийнятий згідно ДБН А.2.2 3:2012 і завдання на проектування і відповідає СС2.

Категорія складності об´єкта будівництва - III.

Клас будівлі по ступеню вогнестійкості – 1.

Район будівництва згідно ДБН 360-92 «Містобудування. Планування і забудова» відноситься до кліматичного району IIIВ.

Житловий будинок відноситься до багатоповерхових житлових будинків секційного типу:

- житловий будинок обладнаний пасажирськими ліфтами вантажопідйомністю = 400 кг
- сміттєпроводом - асбоцементная труба d=400 мм
- фундамент - стрічкові
- стіни – монолітний залізобетон
- перекриття і покриття - збірні залізобетонні.

Будівля запроектована з урахуванням вимог ДБН В.1.1-7-2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва».

3.2 Об'ємно – планувальне рішення

У міру розвитку типізації проектування і індустріалізації будівництво житлових будівель придбало величезні масштаби. Вирішується найважливіше завдання соціальної значущості - забезпечити кожну сім'ю окремою квартирою.

При цьому житлове будівництво здійснюється в комплексі з установами повсякденного культурно-побутового обслуговування. Межею мікрорайонів є вулиці. Тому при проектуванні житлового будинку передбачаються широкі вулиці, тротуари, що забезпечують вільний прохід людей, а також на випадок пожежі проїзд пожежних машин.

В цілях економії земельних ділянок міста запроектований 9-поверховий житловий будинок секційного типу. Для зручності пересування людей передбачені проходи між секціями, які також є пожежними проїздами. У проектованому будинку кожна квартира складається з наступних приміщень:

- житлові кімнати
- кухня
- передня (коридор)
- ванна
- туалет
- лоджія.

Всі житлові кімнати освітлені природним світлом відповідно до вимог БНіП 1:5,4, кімнати в квартирах мають окремі входи, висота приміщення - 2,5м. Кухня обладнана витяжною природною вентиляцією, миттям, електроплитою. Стіни біля кухонного устаткування що облицьовувала глазурованою плиткою, останні - шпалерами, що миються. Пів в квартирах покритий лінолеумом по стягуванню розчину. Ванна і туалет виконані в залізобетонній санітарній кабіні.

Сходова клітка запланована для внутрішньої повсякденної експлуатації, із збірних залізобетонних елементів. У вхідному вузлі сходів з окремих бетонних набірних ступенів. Сходи двох маршеві, опираються на сходові майданчики. Ухил сходів - 1:2. Зі сходової клітки є вихід на покрівлю по металевих сходах, обладнаними вогнестійкими дверима. Сходова клітка має штучне і природне освітлення через віконні отвори. Всі двері по сходовій клітці і в тамбурі відкриваються у бік виходу з будівлі. Огорожа сходів виконується з металевих ланок, а поручень фанерований пластмасою. Для вертикальних комунікацій передбачена ліфтова збірна залізобетонна шахта з монтажем ліфтової

установки вантажопідйомністю = 400кг Машинне відділення ліфта поміщається на покрівлі, що дозволяє зменшити довжину провідних канатів майже в три рази, спростити кінематичну схему ліфта, зменшити навантаження на несучі конструкції будівлі, відмовитися від улаштування спеціального приміщення для блоків. Таким чином вартість ліфта і експлуатаційні витрати значно скорочуються. Проте таке верхнє розташування машинного відділення менш вигідно по акустично-шумовим міркуванням.

3.3 Аналіз архітектурно - конструктивних рішень

Багатоповерхові житлові будинки є основним типом житла в містах наший країни. Такі будинки дозволяють раціонально використовувати територію, скорочують протяжність інженерних мереж, вулиць, споруд міського транспорту. Значне збільшення щільності житлового фонду (кількість житлової площі ($м^2$), що доводиться на 1га забудовуваної території) при багатоповерховій забудові дає відчутний економічний ефект. Крім того, їх висотна композиція сприяє створенню виразного силуету забудови. Правильний вибір поверховості забудови визначає її економічність.

У будинках з кількістю поверхів більше п'яти у зв'язку з обов'язковим пристроєм ліфтів і сміттєпроводів збільшується будівельна вартість $1м^2$ житлової площі, а потім і експлуатаційні витрати по будинку. В той же час застосування в забудові тільки багатоповерхових будинків приводить до одноманітності, втраті масштабності і навіть не дозволяє досягти надвисокої щільності забудови, оскільки при збільшенні поверховості збільшуються і санітарні розриви між будівлями. Тому міста доцільно забудовувати не тільки багатоповерховими будинками, але і будинками середньої поверховості.

Фундаменти. Під житловий будинок запроектовані стрічкові фундаменти.

При улаштуванні основ під фундаменти:

- підвищується надійність роботи фундаментів;
- зменшується матеріаломісткість
- можливість працювати в зимовий період часу без боязні проморозки ґрунтової підстави
- у разі заповнення підвалу і замочуванням підстави немає небезпеки просадок при подальшій експлуатації.

Зовнішні стіни.

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни виконан згідно ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель».

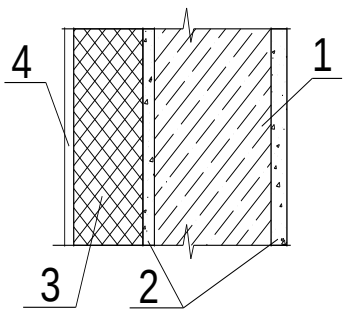
У відповідності ДБН В.2.6-31-2006 «Теплова ізоляція будівель», нормативне значення опору теплопередачі огорожі Rомін = 2,8 м² Cº/ Вт.

Для м. Запоріжжя дорівнює $R^{тр}_{о}$ =2,8 м^2×С/Вт по таблиці. 1а зміни 1 (II зона).

$\alpha_в$=8,7- коефіцієнт тепловіддачі, Вт/(м² °С)

$\alpha_н$=23 - коефіцієнт тепловіддачі для зимових умов, Вт/(м² °С)

Метою теплотехнічного розрахунку є визначення необхідної товщини утеплювача для конструкції зовнішньої стіни.



1.Керамзитобетон γ = 1100 кг/м^3; δ=250мм

2.Цементно-піщаний розчин δ=35мм.

3.Утеплювач - базальтове волокно.

4. Гіпсокартонний лист δ=12мм.

Визначаємо умови експлуатації :

$t_в$=18ºС.

Вологість внутрішнього повітря – 60%.

Режим приміщення - нормальний (ДБН В. 2.5.-28-2006).

Зона вологості - суха (ДБН В. 2.5.-28-2006).

Умови експлуатації - А (по додатку 2).

Опір теплопередачі конструкції $R_о$, що захищає, має бути не менш необхідного опору теплопередачі $R^{тр}_{о}$.

Необхідний опір теплопередачі стінних обгороджувань - $R^{тр}_{о}$ для м. Запоріжжя дорівнює $R^{тр}_{о}$ =2,8 м^2×С/Вт по таблиці. 1а зміни 1.

Опір теплопередачі стінної конструкції, що захищає, прийнятої в проекті визначаємо по формулі (2.1) :

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + R_k + \frac{1}{\alpha_H} \qquad (3.1)$$

де α_B=8,7 Вт/м^2×^{o}С;

α_H=23 Вт/м^2×^{o}С по таблиці.6 ДБН В. 2.5.-28-2006.

$R_к$ - сума опорів теплопередачі шарів конструкції стінового обгороджування.

$$R = \frac{\delta}{\lambda} \qquad (3.2)$$

де δ - товщина шару, м;

λ - коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару, Вт/(м×^{o}С).

$$R_1 = \frac{0,250}{0,385} = 0,649$$

$$R_2 = \frac{0,035}{0,76} = 0,046$$

$$R_3 = \frac{X}{0,038}$$

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + R_K + \frac{1}{23} = 0,114 + R_K + 0,043$$

$$R_K = 0,649 + 0,046 + 0,046 + \frac{X}{0,038} = 0,741 + \frac{X}{0,038} = R_K$$

$$R_0 = 0,114 + 0,043 + 0,741 + \frac{X}{0,038} \geq 2,8$$

$$0,898 + \frac{X}{0,038} = 2,8$$

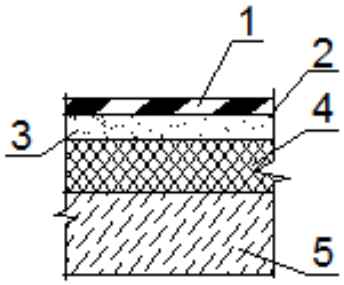
$$0,04 + X = 0,08$$

$$X = 0,0724 \text{ м}$$

При товщині утеплювача, з базальтового волокна «RockwooL», 80мм умова виконується.

$R^{тр}_{o} \geq R_{o}$

Перекриття і покриття. Перекриття і покриття запроектовані з типових збірних пустотних залізобетонних плит з попередньою напругою арматури. Застосування збірних плит перекриттів і покриттів збільшує швидкість зведення будівель.



Розрахунок товщини утеплювача горищного перекриття

Для розрахунку товщини утеплювача горищного перекриття, приймаємо матеріали і характеристики матеріалів, вказані в таблиці Характеристика матеріалів покриття.

Таблиця 3.1 - Характеристика матеріалів покриття

Матеріал	δ, м	γ, кг/м^3	λ, Вт/м·°С	s, Вт/м^2·°С
3 шару руберойду	0,015	600	0,17	3,53
Цементно-піщане стягування	0,03	1600	0,81	9,76
Плита мінераловатна	х	200	0,035	1,11
Гідроізоляція	0,005	600	0,17	3,53
Залізобетонна плита	0,22	2500	2,04	18,95

Покрівля - рулонна:

1.«Технопласт» ЕКМ SOLO – 6 мм,

2.Бітумна мастика - 10мм.

3.Стяжка – цементно-песчаний розчин15 мм

4.Утеплювач – полістеролбетон j=200 кг/м³

5.Збірні з/б плити - 220мм.

Мінімально допустиме значення опору теплопередачі огороджувальної конструкції (таблиця 1 ДБН В 2.6-31-2006 «Теплова ізоляція будівель») $R_{q\min} = 4{,}9(м^2\ ^oC/Вт).$

Визначаємо умови експлуатації :

$t_в$=18°С.

Вологість внутрішнього повітря – 60%.

Режим приміщення - нормальний (по ДБН В. 2.5.-28-2006).

Зона вологості - суха (по ДБН В. 2.5.-28-2006).

Умови експлуатації - А (по додатку 2).

Опір теплопередачі конструкції R_o, що захищає, має бути не менш необхідного опору теплопередачі $R^{тр}_o$.

Опір теплопередачі стінної конструкції, що захищає, прийнятої в проекті визначаємо по формулі (2.3):

$$R = \frac{1}{\alpha_B} + R_K + \frac{1}{\alpha_H} \qquad (3.3)$$

де $\alpha_В$=8,7 Вт/м^2×°С; $\alpha_н$=12 Вт/м^2×°С.

$R_к$ - сума опорів теплопередачі шарів конструкції стінного обгороджування.

$$R_1 = \frac{0{,}006}{0{,}17} = 0{,}047$$

$$R_2 = \frac{0{,}01}{0{,}27} = 0{,}037$$

$$R_3 = \frac{0{,}015}{0{,}76} = 0{,}02$$

$$R_4 = \frac{X}{0{,}038}$$

$$R_5 = \frac{0{,}22}{1{,}92} = 0{,}115$$

$$R_0 = \frac{1}{8{,}7} + R_K + \frac{1}{12} = 0{,}114 + R_K + 0{,}083$$

$$R_K = 0{,}047 + 0{,}037 + 0{,}02 + \frac{X}{0{,}038} + 0{,}115 = 0{,}219 + \frac{X}{0{,}038}$$

$$R_0 = 0{,}114 + 0{,}219 + \frac{X}{0{,}038} + 0{,}083 \geq 4{,}9$$

$$0{,}416 + \frac{X}{0{,}058} = 4{,}9$$

$$0{,}024 + X = 0{,}22$$

$$X = 0{,}12 - 0{,}024 = 0{,}192$$

$$X = 0{,}192 м$$

Приймаємо товщину утеплювача з – полістеролбетон, - 200 мм.

Визначаємо фактичний опір теплопередачі за формулою 3.4:

$$R_0^{\phi} = \frac{1}{\alpha_в} + R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + R_5 + \frac{1}{\alpha_н} \qquad (3.4)$$

1/8,7+0,047+0,037+0,02+2,3+0,115+1/23 =2,599 м^2 С^o/ Вт

$$R_0^{\phi} \geq \mathrm{R}_0^{тр}$$

$$4{,}99 \text{ м}^2 C^0 / Вт \geq 4{,}9 \text{м}^2 C^0 / Вт$$

Отже, прийняті розміри товщини горищного перекриття задовольняють теплотехнічним вимогам.

Перегородки. Перегородки застосовуються збірними з гіпсобетону завтовшки 80мм, що виготовляються на заводах постачальника. Застосування збірних перегородок прискорює процес будівництва і зменшує мокрі процеси на будівельному майданчику. Але гіпсові перегородки досить крихкі і під час транспортування, зберіганні і монтажі можуть руйнуватиметься із-за невмілого звернення.

Вікна і вітражі. Вікна і вітражі значною мірою визначають ступінь комфорту в будівлі і його архітектурно - художнє рішення. Вікна і вітражі підібрані по ГОСТ-У, відповідно до площ освітлюваних приміщень. Верх вікон максимально наближений до стелі, що забезпечує кращу освітленість в глибині кімнати. Основи вітражів тобто коробки і палітурки виконуються з алюмінію, що в 2,5 - 3 рази легше сталевих, вони корозійностійкі і декоративні. Дерев'яні

конструкції вікон чутливі до зміни вологості повітря і схильні до гниття, у зв'язку з чим їх необхідно періодично забарвлювати.

Двері. У даному проекті розміри дверей прийняті по ГОСТ-у дверей, як внутрішні усередині квартир, кабінетах так і зовнішні посилені. Двері застосовані як однопільні, так і двопільні, розміром: 2,1 м заввишки і 0,9; 0,8; 0,7м шириною. Для забезпечення швидкої евакуації всі двері відкриваються назовні по напряму руху на вулицю виходячи з умов евакуації людей з будівлі при пожежі. Дверні коробки закріплені в отвірах до антисептированим дерев'яним пробкам, що закладаються в кладку під час кладки стін. Для зовнішніх дерев'яних дверей і на сходових клітках в тамбурі - коробки влаштовують з порогами, а для внутрішніх дверей - без порогу. Дверні полотна навішують на петлях (навісах), що дозволяють знімати відкриті навстіж дверні полотна з петель, - для ремонту або заміни полотна дверям. Щоб уникнути знаходження дверей у відкритому стані або ляскання встановлюють спеціальні пружинні пристрої, які тримають двері в закритому стані і плавно повертають двері в закритий стан без удару. Двері обладналися ручками, клямками і врізними замками.

Підлоги. Підлоги в житлових і суспільних будівлях повинні задовольняти вимогам міцності, опірності зносу, достатньої еластичності, безшумності, зручності прибирання. Конструкція підлоги розглянута як звукоізолююча здатність перекриття плюс звукоізоляція конструкції підлоги. Покриття підлоги в квартирах прийняте з лінолеуму на теплоізолюючій основи. Стягування виконується з розчину по керамзитовій засипці, що є звукоізоляційним шаром. У вбудованих приміщеннях прийняті мозаїчні підлоги.

Позитивними сторонами даної полови є їх гігієнічність і безшумність. Негативні сторони - велика трудомісткість, що також збільшує термін будівництва.

Обробка. Зовнішня обробка: цокольна частина з рельєфних цокольних блоків заводського виготовлення. Обробка стенів – забарвлення фасадними фарбами по заздалегідь шпакльованих пенополистирольным плитах.

Дверні блоки забарвлюються масляними фарбами або емалями теплих тонів.

Внутрішня обробка: у квартирах стіни обклеюються шпалерами. Кухні обклеюються шпалерами, що миються, а ділянки стенів над санітарними приладами облицьовувалися глазурованою плиткою. У санкабінах підлоги з керамічної плитки. Стіни біляться крейдо-пастою і влаштовується панель із забарвлення масляними або емалевими фарбами.

Опалювання.

Опалювання і гаряче водопостачання запроектоване з магістральних теплових мереж від УТ-1, з нижньою розводкою по підвалу. Приладами опалювання служать конвектора. На кожен блок - секцію і кожен вбудований блок виконується окремий тепловий вузол для регулювання і обліку теплоносія. Магістральні трубопроводи і труби стояків, розташовані в підвальній частині будівлі ізолюються і покриваються алюмінієвою фольгою.

Водопостачання.

Холодне водопостачання запроектоване від внутрішньоквартального колектора водопостачання з двома введеннями. Вода на кожну секцію подається по внутрішньобудинковому магістральному трубопроводу, розташованої в підвальній частині будівлі, який ізолюється і покривається алюмінієвою фольгою. На кожну блок - секцію і вбудований блок встановлюється рамка введення.

Навколо будинку виконується магістральний пожежник господарський - питний водопровід з колодязями, в яких встановлені пожежні гідранти.

Каналізація.

Каналізація виконується внутрішньодворова з врізанням в колодязі внутрішньоквартальної каналізації. З кожної секції і кожного вбудованого приміщення виконуються самостійні випуску хозфекальной і дощовій каналізації.

Енергопостачання.

Енергопостачання виконується від міської підстанції з живленням по дві секції двома кабелями - основний і запасний. Всі електрощитові розташовані на перших поверхах.

Сміттєпровід.

Сміттєпровід внизу закінчується в сміттякамері бункером - накопичувачем. Накопичене сміття в бункері висипається в сміттєві візки і занурюється в сміттязборні машини і вивозиться на міське звалище відходів. Стіни сміттякамери облицьовувалися глазурованою плиткою, пів металевий. У сміттякамері передбачені холодний і гарячий водопровід із змішувачем для промивки сміттєпроводу, устаткування і приміщення сміттякамери. Сміттякамера обладнана трапом із зливом води в хозфекальную каналізацію. У підлозі передбачений змійовик опалювання. У верху сміттєпровід має вихід на крівлю для провітрювання сміттякамери і через сміттяприймальні клапана видалення повітря, що застоялося, зі сходових кліток, а також диму на випадок пожежі. Вхід в сміттякамеру окремий, з боку вулиці.

3.4 Техніко-економічні показники

Економічні показники житлових будівель визначається їх об'ємно планувальними і конструктивними рішеннями, характером і організацією санітарно - технічного устаткування. Важливу роль грає запроектоване в квартирі співвідношення житлової і підсобної площ, висота приміщення, розташування санітарних вузлів і кухонного устаткування. Проекти житлових будівель характеризують наступні показники:

- будівельний об'єм (м куб.) (в т.ч. підземній частині)
- площа забудови ($м^2$)
- загальна площа ($м^2$)
- житлова площа ($м^2$)

- площа літніх приміщень ($м^2$)

Будівельний об'єм надземної частини житлового будинку з неопалювальним горищем визначають як твір площі горизонтального перетину на рівень першого поверху вище за цоколь (по зовнішніх гранях стін) на висоту, зміряну від рівня підлоги першого поверху до верхньої площі теплоізоляційного шару горищного перекриття.

Будівельний об'єм підземної частини будівлі визначають як твір площі горизонтального перетину по зовнішньому обводу будівлі на рівні першого поверху, на рівні вище за цоколь, на висоту від підлоги підвалу до підлоги першого поверху.

Будівельний об'єм тамбурів, лоджій, що розміщуються в габаритах будівлі, включається в загальний об'єм.

Загальний об'єм будівлі з підвалом визначається сумою об'ємів його підземної і надземної частин.

Площу забудови розраховують як площа горизонтального перетину будівлі на рівні цоколя, включаючи всі виступаючі частини і покриття, що мають (крильце, веранди, тераси).

Житлову площу квартири визначають як суму площ житлових кімнат плюс площа кухні зверху 8-ми $м^2$.

Загальну площу квартир розраховують як суму площ житлових і підсобних приміщень, квартир, веранд, вбудованих шаф, лоджій, балконів, і терас, підраховувану із знижуючими коефіцієнтами:

$\Rightarrow$ для лоджій - 0,5

$\Rightarrow$ для балконів і терас - 0,3.

Площу приміщень вимірюють між поверхнями стенів і перегородок в рівні підлоги. Площу всієї житлової будівлі визначають як суму площ поверхів, зміряних в межах внутрішніх поверхонь зовнішніх стенів, включаючи балкон і лоджії. Площа сходових кліток і різних шахт також входить в площу поверху. Площа поверху і господарського підпілля в площу будівлі не включається.

3.5 Визначення категорії складності об’єкта будівництва

Визначення категорії складності об’єкта будівництва згідно ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013.

Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності двосекційного 9-ти поверхового 162-ти квартирного житлового будинку.

Приймаємо 4-квартирну секцію за кількістю кімнат у квартирах поверху 1-2-2-4-4.

Визначаємо розрахункову кількість людей у залежності від площі квартири (за нормою 21 м^2 на людину плюс 10,5 м^2 на сім’ю) табл.3.2.

Таблиця 3.2 - Визначаємо розрахункову кількість людей

Кількість кімнат у квартирі	Площа квартири, м^2	Кількість квартир на будинок	Загальна площа квартир на будинок, м^2	Розселення на квартиру (розрахунковий коефіцієнт на заселення)	Розселення на будинок, осіб
1	40,5 (30+10,5)	18	729	1,43	26
2	52,5 (42+10,5)	72	3780	2	144
4	85,5 (55+10,5)	72	6156	2,62	189
Всього		162	10665		359

Кількість людей, які постійно перебувають у будинку N1 становить 359 особи.

За кількістю осіб, які постійно перебувають на об’єкті, житловий будинок відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2 та IV категорії складності.

Тимчасове перебування людей у житлових будинках не нормоване і у будь-якому випадку не перевищує 50% від людей, що постійно перебувають у будинках, тобто N2 становитиме 180 осіб.

За кількістю осіб, які періодично перебувають на об’єкті, житловий будинок відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2 та III категорії складності.

Кількість людей, які перебувають поза об’єктом (для спального району), визначаємо за формулою (3.5):

$$N3 = \alpha \times N1 \qquad (3.5)$$

N3 = 1,5×359 = 539 особа,

α приймається відповідно до таблиці 2 ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. (1,5).

За кількістю осіб, які перебувають зовні об’єкту, житловий будинок відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2 та III категорії складності.

Згідно з розрахунком кількість квадратних метрів у будинку дорівнює – 3461,75.

Розрахункова вартість 1м^2 приймається 8231 грн. за 1м^2 площі квартири.

Розрахункова вартість будинку складає:

3461,75×8231=28493,664 тис. грн.

Прогнозовані збитки визначаються за формулою (3.6):

$$Ф = 0{,}225\sum_{i=1}^{n} P_i \qquad (3.6)$$

Ф = 0,225×28493,664=6411,07 тис. грн.

Обсяг можливого економічного збитку у мінімальних заробітних платах складає:

6411,07/1,378=5817,67 м.р.з.п.

Відповідно до таблиці А1 житловий будинок відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2 та ІІІ категорії складності.

Будинок не розташований в охоронній зоні об’єктів культурної спадщини і не є об’єктом культурної спадщини.

Приймаємо, що відмова будинку не впливає на припинення роботи об’єктів транспорту, зв’язку, енергетики.

Висновок. За всіма наведеними розрахунками характеристик можливих наслідків відповідно до таблиці А1 9-ти поверховий 162-х квартирний житловий будинок відноситься до класу наслідків (відповідальності) СС2, а за критеріями таблиці А.1 належить до IV категорії складності.

4 АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕШЬ

4.1 Розрахунок збірного залізобетонного маршу

Початкові дані для проектування:

1. Ширина маршу – 1350мм.
2. Висота поверху – 3000мм.
3. Кут нахилу маршу α - 30.
4. Розміри ступенів 150х300мм.
5. Бетон класу С20/25.
6. Арматура каркасів кл. А300С
   сіток кл.Вр-І.

Визначення навантажень і зусиль.

Власна вага типових маршів по каталогу індустріальних виробів для житлового і цивільного будівництва складає

g^n=3,6 кН/м^2 горизонтальної проекції.

Розрахункова схема маршу.

Тимчасове нормативне навантаження для сходів житлового будинку $p^н$=3(кн/м^2) – коефіцієнт надійності по навантаженню

γ_f=1,2- тривало діюче тимчасове навантаження P_{ld}^n=1 кН/м^2.

Розрахункове навантаження на 1м довжини маршу.

$g=(q_n \gamma_f + p_n \gamma_f)\, a = (3.6\times1.1+3.0\times1.2)\times1.35 = 10.3$кН/м

Розрахунковий момен, в середині прольоту маршу.

$M=gl^2/8\times\cos\alpha = (10.3\times3.0)^2/8\times0.867 = 19.63$кн

Поперечна сила на опорі.

$Q= gl/2\cos\alpha = 10,3\times3,0/2\times0,867 = 17,82$кн

Попереднє призначення розмірів перетину маршу.

Стосовно типових заводських форм призначаємо товщину плити по перетину між ступенями h_f=30мм, висоту ребер h=170мм, товщину ребер $в_2$=80мм.

1. Дійсний перетин маршу замінюємо на розрахункове таврове з полицею в стислій зоні.

$в=2в_2=2\times80=160$мм

2. Ширину полиці $в_f$ за відсутності поперечних ребер приймаємо не більш

$в_f'=2(l/6)+в = 2\ (280/6)+16 = 110$см

або $в'_f=2hl'f+в = 12\times3+16 = 52$см

Приймаємо за розрахункове менше значення в'f=52см

Підбір площі перетину подовжньої арматури.

1. Встановлюємо розрахунковий випадок для таврового перетину (при x= h'f)

- $м\leq Rв\gamma_{в2}\ в_f'\ hf'\times (h_0-0.5\ h'f)$

- нейтральна вісь проходить в полиці

$1164000<14,5\times(100)\times0,9\times52\times3\times(14,5-0,5\times3)=2640000$(Нсм) – умова задовольняється.

2. Розрахунок арматури виконуємо по формулах для прямокутних перетинів шириною в'f=52см

$A_0=M\gamma_п/R_в\times\gamma_в^2\ в'fh_0^2=1164000\times0,95/14,5\times\ (100)\times0,9\times52\times14,5^2=0,0775$

знаходимо

$J=0,953\ As= M\gamma_п/Jh_0R_s = 1164000\times0.95/0.953\times14.5\times280(100) = 2.858$ (см^2)

3. Принимаем: 2Ø14 (А300С); As=3,08 (см^2)

У кожному ребрі встановлюємо поодинці плоскому каркасу К-1.

4.2 Розрахунок похилого перетину на поперечну силу

1. Поперечна сила на опорі

$q_{мах} = 16,63\times0,95=16$кН

2. Обчислюємо проекцію розрахункового похилого перетину на подовжню вісь (3.1):

$B_в=φв_2(1+φf+φn)×Rвt×γ_{в2}×l_0^2$, (4.1)

де

$φn = 0$

$φf = 2×(0,75(3\ h'f)\ h'f/вl_0)=> 2 × (0,75(3×3)×3/16×14,5) = 0,175 < 0,5$

$(1+φf+φn)=1+0,175=1,175<1,5$

$B_в=2×1,175×1,05×0,9(100)×16×14,5^2=7,5×10^5$ Н/см

Висновок: У розрахунковому похилому перетині:

$Q_в=Q_{sw}=Q/2$, а оскільки $Q_в=B_в/2$, то $C= B_в/0,5q$

$C=7,5×105/0,5×16000=93,75$ см

що більше $2H_0=2×14,5=29$см

тоді: $A_в= B_в/C=7,5×10^5/29=25,9×10^5$ (Н)

що більше $Q_{мах}=16$кн, отже поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

3. У ¼ прольоті призначаємо з конструктивних міркувань поперечні стрижні діаметром 6мм із сталі класу А240С, кроком S=80 мм (не більш Н/2=170/2=85мм).

$A_{sw}=0,283см^2$, $R_{sw}=175$МПа

Для двох каркасів n=2, $A_{sw}=0,566$ см^2, MW=0,566/16×8=0,044

$α=Es/E_в=2,1×10^5/2,7×10^4=7,75$

У середній частині ребер поперечну арматуру розглядаємо конструктивно з кроком 200мм.

4. Перевіряємо міцність елементу по похилій смузі між похилими тріщинами (3.2):

$Q=0,3φw_1φв_1Квув_2×в×n_0$, (4.2)

де

$φw_1=1+5\ αMw=1+5×7,75×0,044=1,17$

$φв_1=1-0,01×14,5×0,9=0,87$

$Q=16000<0,3×1,17×0,87×14,5×0,9×16×14,5(100)=93000$Н

Висновок: умова дотримується, міцність маршу по похилому перетину забезпечена.

Плиту маршу армуємо сіткою із стрижнів діаметром 4-6 мм, розташованих з кроком 100-300мм.

Плита монолітно пов'язана із ступенями, які арніруют по конструктивних міркуваннях, і несуща здатність з урахуванням роботи ступенів цілком забезпечується.

4.3 Розрахунок залізобетонної майданчикової плити

Початкові дані:

1. Ширина плити – 1350мм.
2. Товщина плити – 60мм.
3. Ширина сходової клітки – 2,8м.
4. Тимчасове нормативне навантаження 3кН/м^2.
5. Коефіцієнт надійності по навантаженню: γ_f=1,2.
6. Бетон класу С20/25.
7. Арматура каркасів із сталі класу А300С.
8. Сітки із сталі класу Вр-І.

Визначення навантажень.

1. Власна нормативна вага плити при hf=6см

g^n=0,06×25000=1500 Н/м^2

Розрахункова вага плити g=1500×1,1=1650 Н/м^2.

3. Розрахункова вага лобового ребра (за вирахуванням ваги плити)

g=(0,29×0,11+0,07×0,07)×1=25000×1,1=1000 Н/м.

4. Розрахункова вага крайнього пристінового ребра

q=0,14×0,09×1×2500-1,1=350 Н/м.

5. Тимчасове розрахункове навантаження:

p=3×1,2=3,6кН/м2

При розрахунку майданчикової плити, розглядають окремо полицю, пружно закладену в ребрах, лобове ребро, на яке спираються марші і пристіне ребро, що сприймає навантаження від половини прольоту полиці плити.

4.4 Розрахунок полиці плити

Полицю плити за відсутності поперечних ребер розраховують як балочний елемент з частковим затисканням на опорах.

Розрахунковий проліт рівний відстані між ребрами 1,13 (м). При обліку утворення пластичного шарніра момент, що вигинає, в прольоті і на опорі визначають по формулі, що враховує вирівнювання моментів

$T=M_3=gl^2/16=5250\times1,13^2/16=420$Нм, де

$g=(g+p)\times b=(1650+3600)\times1=5250$ Н/м; b=1м

При b=100см; и $h_0=h-a=b-2=4$см

обчислюємо:

$A_0=M\gamma n/Rb\gamma_b^2bh_0^2=4200\times0.95/14.5(100)\times0.9\times100\times4^2=0.092$

$\eta=0.981$

$As=M\gamma n/\eta\times h_0\times hs=4200\times0.95/0.981\times4\times375(100)=0.27$см^2

Указуємо сітку С-1 з арматури Ø 3 мм, Вр-I кроком S=200мм на 1м довжини з обгібом на опорах As=0,36см^2.

4.5 Розрахунок лобового ребра

Навантаження, що діють на лобове ребро:

1. Постійна і тимчасова рівномірно розподілені від половини прольоту полиці і від власної ваги.

$g=(1650+3600)\times1,35/2+1000=4550$ Н/м

2. Рівномірно розподілене навантаження від опорної реакції маршів, прикладена на виступ лобового ребра і така, що викликає на вигин

$g_1=Q/a=17800/1,35=1320$ Н/м

4.6 Розрахункова схема лобового ребра

3. момент, що Вигинає, на виступі від навантаження g на 1м

$M= g_1\ 10+7/2=1320\times17/2=11200$ Нсм=112 Нм

4. Визначуваний розрахунковий момент, що вигинає, в середині прольоту ребра (вважаючи умовно у ряді малих розмірів, що g_1 діє по всьому прольоту).

$M=(g+ g_1)\times l_0^2/8=(4550+1320)\times2,8^2/8=7550$ Нм

5. Розрахункове значення поперечної сили з урахуванням $\gamma_n=0,95$

$Q=(g+ g_1)l\gamma_n/2=(4550+1320)\times2,8\times0,95/2=8930$ Н

Розрахунковий перетин лобового ребра є тавровим з полицею в зоні шириною $\acute{b}'f$

$\acute{b}'f=6\ \acute{h}'f+b_2=6\times6+12=48$см

Оскільки ребро монолітно пов'язане з полицею, сприяючою сприйняттю моменту від консольного виступу, то розрахунок лобового ребра можна виносити на дію моменту, що тільки вигинає.

M=7550нм

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

6. Розташування нейтральної осі (при x $\acute{h}'f$)

$M\gamma_n=755000\times0,95=0,72\times10^6<10,7\times10^6$Нсм

умова дотримується, нейтральна вісь проходить в полиці:

$A_0=755000\times0,95/48\times31,5^2\times14,5(100)\times0,9=0,0117$ см^2

$\eta=0,993$

$As=755000\times0,95/0,993\times3,15\times280(100)=0,82$см^2

Приймаємо з конструктивних міркувань 2Ø 10 А400С; As=1,57 см^2

4.7 Розрахунок похилого перетину бічного ребра на поперечну силу

Q=8,93кН

1. Обчислюємо проекцію похилого перетину на подовжню вісь «С»

$Bв = φв^2×(1 + φ_f + φ_n)×Rвt×γв^2в×h_0^2=2×1.214×1.05(100)×12×31.5^2=27.4×10^5Нсм$

$φ_n = 0;$

$φf = 2 \quad 0,75×(3h'f)×h'f / вh_0 =0,75×3×6^2/12×31,5=0,214<0,5$

$(1 + φ_f + φ_n) =)=(1+0,214+0)=1,214<1,5$

У розрахунковому похилому перетині Qb=Qsw=Q/2

тоді C=Bb/0.5

$Q=2×7,4×10^5/0,5×8930=612см$

$2h_0=2×31,5=63см$

приймаємо С=63см

$Qb=Bb/c=27,4×10^5/63=43,4×10^3Н=43,4кН>Q=8,93кН$

отже, поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

По конструктивних міркуваннях приймаємо закриті хомути (враховуючи момент, що вигинає, на консольному виступі) з арматури:

Ø 6мм; класу А-240С; кроком 150мм

Консольний виступ для спирання збірного маршу армують сіткою

С-2 з арматури Ø 6мм кп А240С, поперечні стрижні цієї сітки скріпляють з хомутами каркаса К-І ребра.

5. КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТУ

5.1 Збір навантаження

Таблиця 5.1 - Власна маса покриття

№ п/п	Склад покриття	Товщина шару, м	Характеристичні значення навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження, кН/м^2
1	Руберойд (4 шара)	0,030	0,2	1,3	0,26
2	Цементне стягування	0,030	0,6 (0,030·20 кН/м^3)	1,3	0,78
43	Мінераловатні плити	0,2	0,6 (0,2·3 кН/м^3)	1,3	0,78
5	Збірна пустотна плита	0,220	3,3	1,1	3,63
Всього, кН/м^2			5,48		6,46

Навантаження на 1 п/м середньої стіни:

$q_{покр}$ = 5,48 кН/м^2 · (3.8+2.5)/2м = 17,26 кН/м;

Таблиця 5.2 - Власна маса перекриття з урахуванням перегородок

№ п/п	Склад покриття	Товщина шару, м	Характеристичні значення навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності γ_{fm}	Граничне розрахункове навантаження, кН/м^2
1	Лінолеум	0,0025	0,04 (0,0025·14 кН/м^3)	1,1	0,044
2	Стягування з легкого бетону	0,020	0,24 (0,02·12 кН/м^3)	1,3	0,31
5	Збірна залізобетонна плита	0,220	3,3	1,1	3,63

4	Гіпсокартонні перегородки	-	0,5	1,1	0,55
Всього, кН/м^2			4,1		4,5

Навантаження на 1 п/м стіни:

$q_{перекр}$ = 4,1 кН/м^2 · (3,8+2,5)/2 = 12,91 кН/м;

Власна маса стіни з монолітного керамзитобетону:

δ =300 мм, γ = 10,0 кН/м^3

$q_{стены}$ = 10,0 кН/м^3 · 0,3 · 30 м = 90,0 кН/м;

Корисне навантаження на 1 п/м стіни:

$p_{полез}$ = 1,5 кН/м^2 · (3,8+2,5)/2 = 4,73 кН/м

Снігове навантаження на 1 п/м стіни:

S_m= S_0 · C

S_0 =1.11 кН/м^2

c =1

S_m = 1.11· 1=1.11 кН/м^2

$p_{снег}$ = 1,11 кН/м^2 · (3,8+2,5)/2 = 3,5 кН/м

Сумарне навантаження на 1 п/м стіни

∑q =(17,26+12,91·10+90+4,73·10+3,5)· 0.95 = 272,8 кН/м

5.2 Визначення типу грунтових умов

За даними інженерно-геологічних досліджень основою для фундаментів дрібного заставляння служить просадосний грунт. Основи, складені посадочними грунтами, повинні проектуватися з урахуванням того факту, що при підвищенні вологості вище певного рівня вони дають додаткові деформації просадки від зовнішнього навантаження й або власної ваги грунту. Грунтові умови майданчиків, складених просадочними грунтами, залежно від можливості прояву просадки грунтів від власної ваги підрозділяються на два типи:

I. Грунтові умови, в яких можлива, в основному, просадка грунтів від зовнішнього навантаження, а просадка від власної ваги грунту відсутня або не перевищує 5 см;

II. Грунтові умови, в яких просадка грунтів від власної ваги перевищує 5 см.

Таким чином, для визначення типу грунтових умов необхідно знайти величину просадки грунтів від власної ваги.

Просадка основи визначається по формулі (5.1):

$$S_{s1} = \sum \varepsilon_{s1,i} \cdot h_i \cdot k_{s1,i} \qquad (5.1)$$

де $\varepsilon_{s1,i}$ - відносна просадочность і-того шару грунту, яка залежить від середнього тиску в і-том шарі грунту (при визначенні типу грунтових умов враховуємо тільки тиск від власної ваги грунту) і визначається за даними лабораторних випробувань; у розрахунку враховується тільки $\varepsilon_{s1} > 0.01$;

h_i - товщина і-того шару грунту;

$k_{s1,i}$- коефіцієнт, що приймається рівним 1;

n - число шарів, на яке розбита зона просадки.

$S_{sl} = 1.52 \cdot 0.0590 + 1.52 \cdot 0.0570 + 1.52 \cdot 0.0490 + 1.52 \cdot 0.0430 + 1.52 \cdot 0.0420$

$= 0.38$м>5см.

Грунтові умови відносяться до II типу.

Для усунення просадочних властивостей грунту і створення в основі будівлі суцільного маловодопроникного екрану необхідне ущільнення грунту.

Ущільнення попереднім замочуванням рекомендується застосовувати при просадках грунтів від власної ваги більше 30 см, а при величині просадочній товщі менше 15 м - і при просадках від 15 до 30 см.

У нашому випадку потужність товщі просадки складає $H_{sl} = 7.60$ м, просадка грунту від власної ваги $S_{sl} = 0.38$ м - ущільнення основи попереднім замочуванням відповідає умовам проектування.

Ущільнення грунтів замочуванням відбувається за рахунок просадки грунту від власної ваги. При цьому ущільнюються нижні шари грунтової товщі, починаючи з глибини, на якій напругу від власної ваги грунту перевищує початковий просадочний

тиск. Верхні шари грунту залишаються в недоуплотненному стані, тому попереднє замочування забезпечує переклад товщі лесових грунтів з II типу в I тип грунтових умов по просадочности. А якщо так, то необхідне доуплотнить верхню просадочною зону одним із способів поверхневого ущільнення. Вибираємо доуплотнение грунту важкими трамбовками.

Ущільнення грунтів важкими трамбовками застосовується при ступені вологості $S_r < 0.7$ і щільність сухого грунту $\gamma_d < 16.0$ кН/м . Трамбуванням створюється ущільнений шар завтовшки 1.5 ÷ 4 м залежно від ваги трамбовки, площі її робочої поверхні, висоти скидання, числа ударів, виду грунту, його початкової щільності.

У нашому випадку ступінь вологості ущільнюваного шару $S_r = 0.42 < 0.7$, щільність абсолютно сухого грунту ущільнюваного шару $\gamma_d = 14.12$ кН/м^3< 16.0 кН/м^3.

Висновок: ущільнення грунту у верхній зоні просадки важкими трамбовками застосовувати можна.

Для ущільнення грунтів використовують металеві або залізобетонні трамбовки діаметром 1.4 ÷3.5 м; масою 2÷ 10 т (важкі) і до 50 т (надважкі). Підйом і скидання трамбовок проводять краном або іншим механізмом з висоти 4 ÷8 м. Під дією трамбування утворюється ущільнена зона в межах якої щільність сухого грунту змінюється від максимальної у верхній частині до заданої на нижній межі ущільненої зони. За нижню межу ущільненої зони береться межа, на якій питома вага сухого грунту досягає: для пісків $\gamma_{d,s} = 16$ кН/м, супісків - 16.5, суглинків і глин - 17, 17.5, лесових просадочних грунтів - 16 кН/м^3 і усуваються властивості просадки.

Діаметр трамбовки визначуваний із співвідношення (5.2):

$$h_s = k_c \cdot D, \qquad (5.2)$$

де D - діаметр трамбівки;

k_c - коефіцієнт пропорційності: для пісків $k_c = 1.55$, для супісків і суглинків $k_c = 1.8$, для глин $k_c = 1.5$, для лесовидних грунтів просадчиків $k_c = 1.2 \div 1.3$.

Величина недобору грунтів до проектної відмітки приймається не менше 0.15÷0.25 від глибини ущільнення або по формулі (5.3):

$$\Delta h = 1.2 h_s (1 - \gamma_d / \gamma_{d.s}), \quad (5.3)$$

де h_s- товщина ущільненого шару м;

$\gamma_{d,s}$ - середнє значення щільності сухого грунту в межах тлінного шару (задана величина);

γ_d - питома вага сухого грунту до ущільнення.

Розміри ущільнюваної площі приймаються рівними (5.4, 5.5):

$$B_s = B_{зд} + 0.5 (B_{зд} - D); \quad (5.4)$$

$$L_s = L_{зд} + 0.5(B_{зд}-D), \quad (5.5)$$

де $B_{зд}$ і $L_{зд}$ - ширина і довжина будівлі;

D - діаметр трамбовки.

Ширина ущільнюваної смуги за межами фундаментів повинна бути не менше 0.2 м і не менше діаметру трамбовки з кожного боку, а при створенні суцільного водонепроникного екрану - не менше одного метра. Ущільнення проводять окремими смугами шириною 0.9D трамбівки з перекриттям слідів і кожної смуги на 0.1D.

В межах кожної смуги трамбування виконується окремими циклами по два-три удари. Після закінчення трамбування верхній розпушений шар грунту доуплотняется легкими ударами трамбівки при скиданні її з висоти 0.5÷ 1 м або укочуванням. Якщо після трамбування відмітка виявиться нижче проектною, проводиться підсипання місцевого грунту з ущільненням його укочуванням.

Розрахунок основи, ущільненої важкими трамбовками

Приймаємо товщину ущільненого трамбовками шару під фундаментами

$h_s = h_{s1,p} = 2.10$(м).

Діаметр трамбівки:

$D = 2.10/1.25 = 1.68$ (м).

Величина недобору грунту до проектної відмітки:

$\Delta h = 1.2 \cdot 2.10 \cdot (1 - 14.12/16.5) = 0.36$ (м).

Розміри ущільнюваної площі приймаються рівними

$B_s = 12 + 0.5 (12 - 1.68) = 17.16$ (м);

$L_s = 36 + 0.5 (12 - 1.68) = 53.16$ (м).

5.3 Визначення розмірів підошви фундаменту

Визначаємо прочностні характеристики доуплотненного несучого шару у водонасиченому стані:

C_{II} = 30.0 кПа;

φ= 24.5°;

R_0 = 275.0 кН/м^2.

Нормативне навантаження на фундамент: N = 272,8 кН.

Визначаємо попередню площу підошви фундаменту за формулою (5.6):

$$A = N/(Ro - \gamma h), \quad (5.6)$$

де N - сила нормальна до підошви фундаменту, кН;

R_0 - розрахунковий опір ущільненого грунту, кН/м ;

γ - усереднена питома вага матеріалу фундаменту і грунту рівна 20 кН/м^3;

h - глибина заставляння фундаменту, м:

A = 272,8/(275.0 - 20 · 2.4) = 1,2 м^2.

Ширина підошви фундаменту

b = A / 1 = 1,2/ 1 = 1 , 2 м.

Приймаємо b = 1,2 м.

Визначаємо розрахунковий опір грунту основи (5.7):

$$R = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{IIy} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II}] / k, \quad (5.7)$$

де γ_{c1} и γ_{c2}- коефіцієнти умов роботи:

k - рівне 1 (випробування) або 1.1 (табличні значення);

M_γ, M_q и M_c - коефіцієнти, що приймаються у відповідності з φ;

k_z=l;

γ_{IIy} - питома вага грунту у водонасиченому поляганні в ущільненій зоні;

γ'_{II} - усереднене розрахункове значення питомої ваги грунтів, що залягають вище за підошву;

C_{II} - значення питомого зчеплення грунту, що залягає безпосередньо під підошвою фундаменту.

Набуваємо наступних значень:

γ_{c1} = 1.25;

γ_{c2}= 1;

k=l;

коефіцієнти M_γ, M_q, M_c при φ= 24.5°:

M_γ = 0.78;

M_q = 4.11;

M_c = 6.67;

γ_{IIy} = 20.34 кН/м^3;

γ'_{II} = 18кН/м^3;

c_{II} = 30.0 кПа;

d_1 = 2.40 м;

d_b = 3,0 м.

R=1.25· 1 ·[0.78·1 ·1,2 ·20.34+4.11·2.40 · 18+(4.11 - l)·3.00·18+

+6.67·30.0]/1 = 517.68 кН/м^2.

Визначаємо площу підошви фундаменту:

A_1 = 272,8 / (517.68 - 20 ·2.4) = 0,57 м^2.

Ширина підошви фундаменту

$b_1 = A_1 /1 = 0,57 /1 = 0,57$м.

Приймаємо b =0,57 м.

Визначаємо розрахунковий опір грунту R_1:

R_1= 1.25 · 1 · [0.78·1·0,57 ·20.34+4.11·2.40· 18+(4.11-1)·0.00·18+

+6.67·30.0] /1 = 493.88 кН/м^2.

Визначаємо площу підошви фундаменту:

A_2 = 272,8 / (493.88 - 20·2.4) = 0.83 м^2.

Ширина підошви фундаменту

$b_2 = A_2 / 1 = 0.83 / 1 = 0.83$м.

Приймаємо b = 0.9 м.

Визначаємо розрахунковий опір грунту R_2:

R_2= 1.25 · 1 ·[0.78·l·0,9·20.34+4.11·2.40·18+(4.11-l)·0.00·18+

+6.67·30.0] / 1 = 495.87 кН/м^2.

З урахуванням конструктивних вимог приймаємо

b x l = 1.2 x 1.0м.

Середній тиск по підошві фундаменту (5.8):

$P_{ср} = (N + G_ф) / (b \cdot 1)$, (5.8)

де $G_ф$ - власна вага фундаменту і грунту на його обрізах, визначається за формулою (4.9):

$G_ф = b \cdot 1 \cdot \gamma \cdot h$, (4.9)

$G_ф$= 1 . 2 · 1.0·2 0 · 2 . 4 = 57.6 кН.

$P_{ср}$ = (272,8 + 57.6) / (1.2 · 1.0) = 394.67 кН/м^2.

$P_{ср}$ = 394.67 < R_2 = 495.87 кН/м^2.

Остаточно приймаємо:

- розміри фундаменту b x 1 = 1.2 x 1.0 м;
- кількість ступенів - 1.

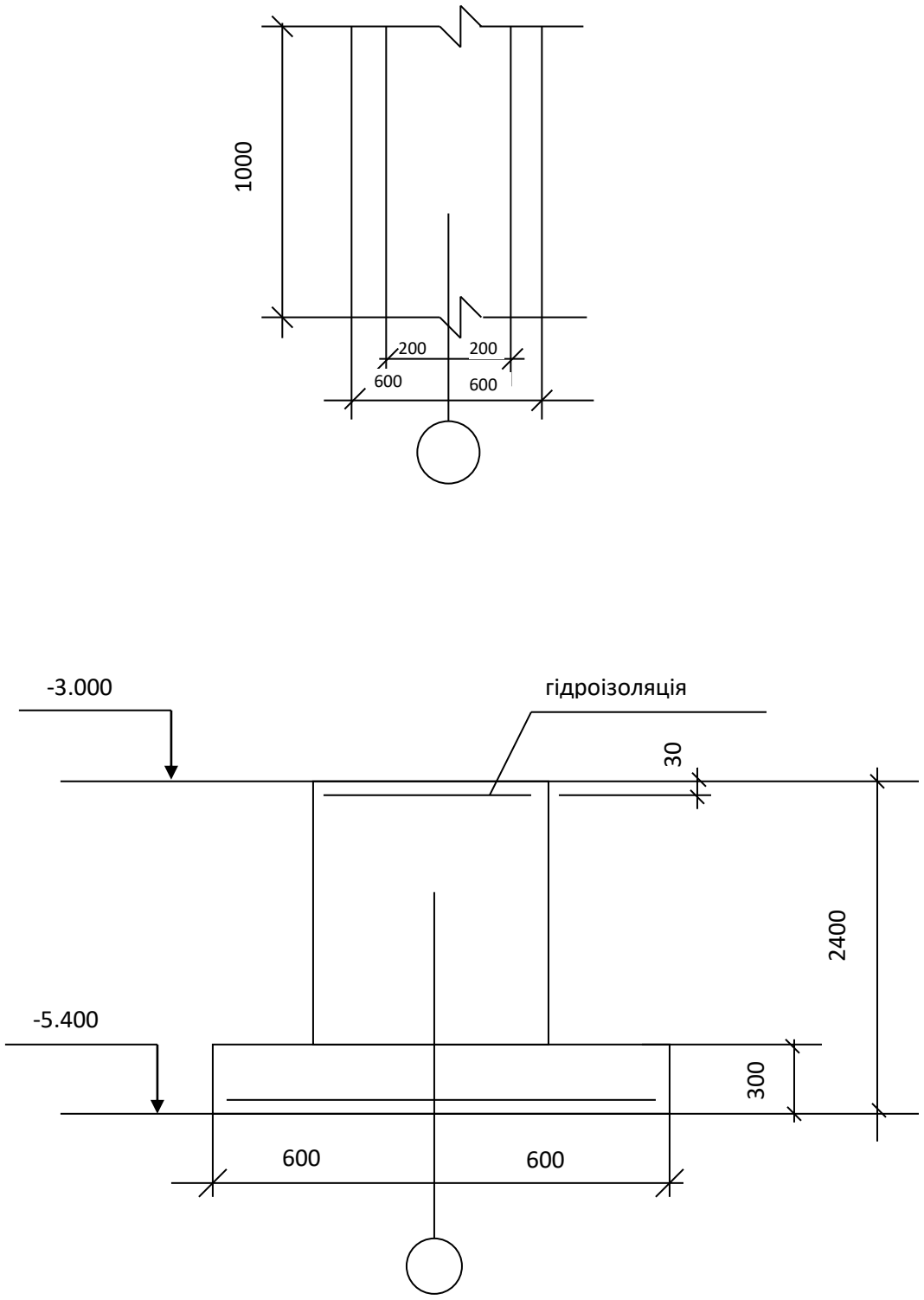


Рисунок 5.1 - Підошва фундаменту

5.4 Визначення міцності окремо стоячих фундаменту на продавлювання

Перевіряємо прийняту висоту першого ступеня фундаменту.

Обчислюємо площу прямокутника ABCD:

$A=1 \cdot (b - b_1 - 2h_1)/2 = 1 \cdot (1.2 - 0.4 - 2 \cdot 0.3) / 2 = 0.1$ м^2. Розрахункова продавлююча сила

$F = A \cdot P_{ср} = 0.1 \cdot 394.67 = 39.47$ кН. Перевіряємо умову

$F < P$, де

P - здатність ступеня, що несе, на продавлювання (5.10):

$$P = \alpha \cdot R_{bt} \cdot U_m \cdot h_1, \quad (5.10)$$

де $\alpha = 1$;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону класу С12/15 на розтягування рівний 0.75 Мпа;

u_m - для стрічкового фундаменту рівно 1м.

$P = 1 \cdot 1000 \cdot 0.75 \cdot 1 \cdot 0.3 = 225.00$ кН.

$F = 39.47$ кН $< P = 225.00$ кН.

Міцність на продавлювання по даній грані і висота першого ступеня достатні.

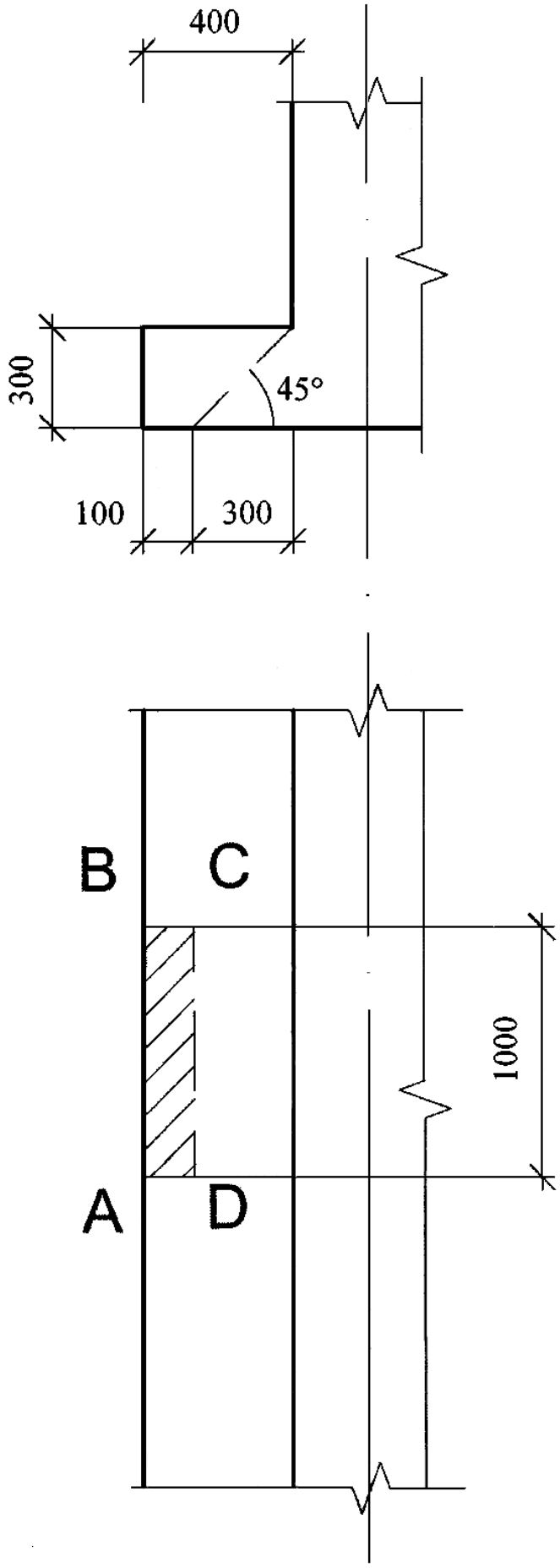


Рисунок 5.2 - Висота першого ступеня фундаменту

5.5 Розрахунок арматури підошви одиночного фундаменту

Сечение 1-1. Робоча висота перетину

$h_{o1} = h_1 - a = 0.3 - 0.045 = 0.26$ м.

Опорний момент в консолі

$M_1 = P_{cp} \cdot ((b - b_1)/2)^2 / 2 \cdot 1 = 394.67 \cdot ((1.2 - 0.4)/2)^2 / 2 \cdot 1.0 = 31.57$ кН-м.

Площа перетину арматури на ширину фундаменту (5.11):

$$A_{s1} = M_1 / (R_s \cdot V \cdot h_{01}), \quad (5.11)$$

де R_s - розрахунковий опір арматури розтягуванню рівний для класу А400С 360 мПа;

V - приймаємо рівним 0.9.

$A_{sl} = 31.57 / (1000 \cdot 360 \cdot 0.9 \cdot 0.26) \cdot 10000 = 3.82$ см^2

Приймаємо арматуру на довжину фундаменту 1 = 1.0 м:

Ø10А400С шаг 200.

$A_s = 4.73$ см^2 > $A_{sl} = 3.82$ см^2.

5.6 Перевірка міцності підстилаючого шару

Якщо R_z - розрахунковий опір підстилаючого шару, то необхідне виконання умови (5.12):

$\sigma_z < R_z$,

де $\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp}$. (5.12)

Определяем σ_z.

Напруга грунту на покрівлі підстилаючого (неущільненого) шару (5.13):

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg0} + \gamma_{IIy} \cdot h_s \quad (5.13)$$

Напруга грунту під підошвою фундаменту (5.14):

$$\sigma_{zg0} = \gamma_{rp} \cdot h_{rp} \quad (5.14)$$

Додаткова напруга від навантаження на фундамент і від самого фундаменту на глибині $z = h_s$ від підошви фундаменту, тобто на крівлі слабкого шару (5.15):

$$\sigma_{zg} = \alpha \cdot P_{zp}, \quad (5.15)$$

де

$$P_{zp} = P_{cp} - \sigma_{zp0}$$

$$\alpha = f(\zeta)$$

$$\zeta = 2z/b$$

Набуваємо наступних значень:

σ_{zg0}= 18.85 кН/м^2;

σ_{zg}= 18.85 + 19.6 -6.60 =151.76 кН/м^2;

P_{cp} = 394.67 кН/м^2;

P_{zp} = 394.67 - 18.85 = 378.57 кН/м^2;

$\zeta = 2 \cdot 6.60/1.2 = 8.80$;

$\alpha = 0.143$;

$\sigma_{zp} = 0.143 \cdot 378.57 = 54.14$ кН/м^2;

$\sigma_z = 151.76 + 54.14 = 205.89$ кН/м^2.

Определяем R_z.

Площа умовного фундаменту:

$A_z = L_{зд} \cdot (N + G_ф) / \sigma_{zp} = 36 \cdot (272{,}8 + 57.6) / 54.14 = 393.68$ м^2

Ширина підошви умовного фундаменту (5.16, 5.17):

$$b_z = \sqrt{(A_Z + a^2)} - a, \quad (5.16)$$

де

$$a = (L_{зд} - b)/2 \quad (5.17)$$

Набуваємо наступних значень:

$a = (36 - 1{,}2)/2 = 17.25$ м;

$b_z = \sqrt{(393.68 + 17.25^2)} - 17.25 = 9.04$ м.

Приймаємо b_z = 9.1 м.

Знаходимо R_z за формулою (5.18):

$R_z = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d1 \cdot \gamma_{II}' + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II}' + M_c \cdot c_{II}] / k$ (5.18)

Підставляємо наступні значення:

γ_{c1} = 1.25;

γ_{c2}= 1;

k =1.1;

коефіцієнти M_γ, M_q, M_c при $\varphi = 28.5^0$:

M_γ = 0.98;

M_q = 4.93;

M_c = 7.40;

γ_{II} = 19.6 кН/м з урахуванням рівня грунтових вод;

γ_{II}' = 19.6кН/м^3;

c_{II} - 2.0 кПа;

d_1=9.0м;

d_b= 0.0 м.

R_z= 1.25 ·1 ·[0.98·1·9.1·19.6+4.93·9.0·19.6+(4.93-1)·0.0·19.6+

+7.40·2.0] /1.1 = 1202.26 кН/м^2.

σ_z = 205.89 кН/м^2 < R_z = 1202.26 кН/м^2.

Умова виконується.

5.7 Визначення осідання і просадки основи

Осідання основи обчислюється як для лінійного деформуючого напівпростору методом пошарового підсумовування.

Осідання основи равна (5.19):

$$S = \beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zpcp} \cdot h_i}{E_i} \qquad (5.19)$$

де Р - безрозмірний коефіцієнт, рівний 0.8;

σ_{zpcp} - середнє значення додаткової вертикальної нормальної напруги в і-том шарі грунту, рівне напівсумі вказаної напруги σ_{zp} на верхній і нижній межах шару по вертикалі, що проходить через центр підошви фундаменту;

h_i (м) и E_i (Па) - відповідно, товщина і модуль деформації і-того шару грунту;

n - число шарів, на які розбита стискаюча товща основи.

Додаткова вертикальна нормальна напруга на глибині z від підошви фундаменту σ_{zp} визначається по формулі (5.20):

$$\sigma_{zp} = \alpha P_{zp}, \qquad (5.20)$$

де α - коефіцієнт, що приймається по табл. 1 Додатку. 2 (2) залежно від форми підошви фундаменту, співвідношення сторін прямокутного фундаменту і відносної глибини ζ, визначуваною по формулі (5.21):

$$\xi = \frac{2z}{b} \qquad (5.21)$$

де z - глибина від підошви фундаменту до нижньої межі шару;

$P_{zp} = P_{cp} - \sigma_{zg0}$

де P_{cp}- середній тиск під підошвою фундаменту (див. вищий);

σ_{zg0} - вертикальна напруга від власної ваги грунту на рівні підошви фундаменту, визначуване по формулі (5.22):

$$\sigma_{zg0} = \gamma_{гр} \cdot h_{гр}, \qquad (5.22)$$

де $\gamma_{гр}$ - питома вага грунту вища за підошву фундаменту;

$h_{гр}$ - рівно глибині заставляння фундаменту. Товщина елементарного шару

$h_i < 0.4 \cdot b = 0.4 \cdot 1.2$ м.

Приймаємо $h_i = 0.30$ м.

Вертикальна напруга від власної ваги грунту на рівні підошви фундаменту:

$\sigma_{zg0} = 18.85$ кН/м^2.

Таблиця 5.3 - Осідання фундаменту дрібного заставляння

z,	ζ	α,	σ_{zp}	σ_{zg}	$0.2\sigma_{zg}$,		σ_{zpcp}	E_i	S_i,	S,
м	доли ед.	доли ед.	кН/м	кН/м	кН/м		кН/м	мПа	м	м
0.00	0.0	1.000	378.57	18.85	3.77		356.04	20.0	0.0043	0.0107
0.30	0.4	0.881	333.52	24.96	4.99		273.82	20.0	0.0033	
0.60	0.8	0.642	214.12	31.06	6.21		158.13	20.0	0.0019	
0.90	1.2	0.477	102.13	37.16	7.43		70.17	20.0	0.0008	
1.20	1.6	0.374	38.20	43.27	8.65		24.94	20.0	0.0003	
1.50	2.0	0.306	11.69	49.37	9.87	НГСТ	7.35	20.0	0.0001	

Додатковий вертикальний тиск на основу:

P_{zp} = 394.67 - 18.85 = 378.57 кН/м^2.

Розрахунок зводимо в таблицю.

S = 0.8 · 0.30·(356.04/20000 + 273.82/20000 + 158.13/20000 + 70.17/20000 + 24.94/20000 + 7.35/20000) = 0.0107 < 8 см.

Просадка основи визначається по формулі (5.23):

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i} \qquad (5.23)$$

де $\varepsilon_{sl,i}$ - відносна просадочность і-того шару грунту;

h_i - товщина і-того шару грунту;

$k_{sl,i}$- коефіцієнт, що приймається рівним 1;

n - число шарів, на яке розбита зона просадки.

Попереднє замочування усуває тільки ту, що просіла від власної ваги грунту в нижній частині просадочної товщі (у зоні тієї, що просіла грунту від власної ваги). У верхній недоуплотненной частині товщі (у зоні тієї, що просіла від зовнішнього навантаження) просадчика просадочность усувається шляхом поверхневого доуплотнения грунту. Тому просадка відсутня.

$\sum S = S + S_{sl}$ = 0.0107 + 0 = 0.0107 м < 12 см.

ВИСНОВКИ

1. У магістерській роботі проведено аналіз наукових праць та інших джерел з метою розгляду предметної області порівняльного аналізу організаційно-конструктивних рішень при будівництві житлової будівлі в м. Запоріжжя.
2. Детально відзеркалено обґрунтування ролі організаційно-конструктивних рішень житлової забудови в умовах сучасних технологій будівництва.
3. Визначено основні аспектів порівняльного аналізу організаційно-конструктивних рішень при будівництві житлової будівлі в м. Запоріжжя;
4. Застосовано організаційно-конструктивні рішень на прикладі будівництва житлової будівлі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бліхарський З. Я. Реконструкція та підсилення будівель та споруд: навч. посібник. Львів: Вид-во Нац. ун-ту "Львів. політехніка", 2008. 108 с.
2. Бичевий П.П., Міщук К. М. Реконструкція будівель і споруд: методичні вказівки. Запоріжжя: ЗДІА, 2016. 39 с.
3. Бичевий П.П., Міщук К. М. Прогресивні технології будівництва та реконструкції будівель і споруд: метод. вказівки до виконання практ. занять та контр. робіт, проведення самост. роботи для студ. ЗДІА спец. 192 "Будівництво та цивільна інженерія" ден. та заоч. форм навчання : методичні вказівки. Запоріжжя : ЗДІА, 2016. 42с.
4. Будівельні конструкції: навч. посіб. / за заг. ред. Є.В. Клименка. Київ : Центр учбової літератури, 2012. 426 с.
5. 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.
6. 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.
7. 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.
8. 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.

9. .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.
10. ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об’єктів [Чинний з 2014-01-01]. Київ: Мінрегіон України, 2013. 42 с.
11. 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.
12. ДБН В.1.2-12-2008. Будівництво в умовах ущільненої забудови. Вимоги безпеки. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.. 34 с.
13. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва. [Чинні з 2014-01-01]. Київ: Мінрегіон України, 2013. 88 с.
14. 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.
15. ДСТУ 8302:2015 Бібліографічні посилання. Загальні положення та правила складання. [Чинний від 2016-07-01] Вид. офіц.. Київ: ДП «Укр НДНЦ», 2016.20 с.
16. 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.
17. 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.
18. ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки. Основні положення». [Чинні з 2019-01-01]. Київ : Мінрегіонбуд України.2019. 32 с.
19. Канторер С. Е., Луцкий С. Я., Поршев А. Г., Ред. Атаев С. С.,Канторер С. Е. Технология и механизация строительного производства : учебник. Москва: Высшая школа , 1983. ч.1 312 с; ч.2 359 с.

20. Иванов В.А., Клименко В.З. Конструкции из дерева и пластмасс. Київ : Вища шк., 1990. 287 с.
21. Кирнос В.М., Залунин В.Ф., Дадиверина Л.Н. Организация строительства: учебник. Днепропетровск: «Пороги,», 2005. 309 с.
22. Кузнєцов Ю.П. Проектирование железобетонных работ. Киев; Донецк: Вища школа., 1991. 280 с.
23. Організація будівництва : підручник / за редакцією С.А. Ушацького. Київ : Кондор, 2007. 521 с.
24. Металеві конструкції: загальний курс: підручник / О.О. Нілов, В.О. Пермяков, О.В. Шимановський та ін. / під заг. ред. О.О. Нілова та О.В. Шимановського. Київ : Вид. «Сталь», 2010. 869 с.
25. 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.
26. Посібник з розробки проектів організації будівництва й проектів виконання робіт (до ДБН А.3.1-5-96). Київ : Укрархбудінформ, 1997. 105 с.
27. Пищаленко Ю. А. Технология возведения зданий и сооружений: учебник для вузов. Киев: Вища школа, 1982. 192 с.
28. Радкевич А.В., Павлов І.Д. Багатоцільові моделі організації капітального відновлення об'єктів: монографія. Дніпропетровськ, 2003. 225 с.
29. Притула С. Ф.Технологія будівельних процесів: навч. посібник. Київ: ІЗМН, 1996. 140 с.
30. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: підручник. Полтава : ПолтНТУ, 2017. 284 с.
31. Современные технологии в строительстве: учебник для студ.высш. учеб.заведен. /под ред. А.И. Менейлюка. Киев: Освіта України, 2010. 549 с.

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

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

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

35. Терех М.Д. Технологія реконструкції будівель та споруд: мтодичні вказівки до практичних занять, виконання розрахунково-графічних робіт та самостійної роботи для студентів спеціальності 8.092101 „Промислове та цивільне будівництво". Запоріжжя: Видавництво ЗДІА, 2006. 67 с.

36.Технологія монтажу будівельних конструкцій: навчальний посібник / В.К. Черненко, О.Ф. Осипов, Г.М. Тонкачеєв та інші; За ред.. В.К. Черненка. Київ :Горобець Г.С.,2010. 372 с.

37.. Черненка В.К., Ярмоленка М.Г. Технологія будівельного виробництва: підручник. Київ : Вища школа, 2002. 430 с.

38.Нові технології в будівництві - надія на майбутнє. URL: http://www.farsipharm.com.ua/

39.Нові технології швидкого та економічного будівництва житла. URL: http://ecotown.com.ua/.

40.Топ-10 геніальних будівельних рішень з благоустою міст. URL: http://dt.ua/ .

41.Хоменко О.Г. Залізобетонні конструкції: навч. електр. посіб. Глухів, 2017. 208 с

42.. Syed M. Practical Design of Reinforced Concrete Buildings. Florida : CRC Press, 2018. 363p. URL : https://ua1lib.org/book/3419273/cf7fce

43. Al Nageim, Hassan. Steel structures: practical design studies. Florida : CRC Press, 2017. 454p. URL : https://ua1lib.org/book/2849632/d084f0

44. Abi O., Vigil J. Structural wood design: ASD/LRFD. Florida : CRC Press, 2017. 649p. URL : https://ua1lib.org/book/4977315/6e6aed
45. Bedi A, Dabby R. Structure for Architects: A Case Study in Steel, Wood, and Reinforced Concrete Design. UK, Abingdon : Routledge, 2020. 241p. URL : https://ua1lib.org/book/5394531/787653