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

Кафедра промислового та цивільного будівництва

Кваліфікаційна робота/проект

другий магістерський рівень
(рівень вищої освіти)

на тему: **Аналіз конструктивно-технологічних рішень при будівництві багатоповерхового житлового будинку**

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

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

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

Запоріжжя
2024

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

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

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

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

Буряк Вадим Євгенович
(прізвище, ім`я по батькові)

1. Тема роботи (проекту) Аналіз конструктивно-технологічних рішень при будівництві багатоповерхового житлового будинку

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

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

2. Строк подання студентом роботи 01 грудня 2024 р.

3. Вихідні дані до роботи закономірності технологічної взаємодії між будівельними процесами, архітектурно-планувальні рішення будівлі, основні конструктивні рішення, інженерно-геологічні умови, науково-технічна, нормативна література

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) вступ, конструктивні системи багатоповерхових каркасних будівель, проєктувння архітектурнорішень проєкту , розрахунок і конструйованя монолітного ростверка, визначення навантаження на палі, їхню несучу здатність і кількість, проєктування та розрахунок технологічних рішень проєкту, розробка технологічної карти на улаштування монолітного каркасу

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов`язкових креслень) вступ, основні питання дослідження, проєктування архітектурно-конструктивних рішень проєкту, проєктування технологічних рішень проєкту, техніко-економічна оцінка доцільності використання обраних варіантів.

6. Консультанти розділів роботи

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

7. Дата видачі завдання 02 травня 2023 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфкаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітки
1.	Конструктивні системи багатоповерхових	10.09.2024	
	каркасних будівель		
2.	Розробка архітектурно-будівельних рішень	25.09.2024	
	проєкту будівництва		
3.	Проєктування та розрахунок конструктивних		
	рішень будівлі	10.10.2024	
4.	Проєктування технологічних рішень проєкту	12.11.2024	
5.	Оформлення та підготовка до захисту	30.11.2024	

Студент _____ (підпис) Буряк В.Є. (прізвище та ініціали)

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

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

АНОТАЦІЯ

Буряк В.Є. Аналіз конструктивно-технологічних рішень при будівництві багатоповерхового житлового будинку.

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

Розраховано і сконструйовано монолітний ростверк, визначено навантаження на палі, їхню несучу здатність і кількість. Проаналізовані основні технологічні процеси, що входять до комплексу робіт по зведенню будівель і основних типів опалубних систем, які застосовуються при будівництві каркасно-монолітних будівель. Виконано техніко-економічне обґрунтування методів виконання робіт, обґрунтування календарного графіка основних та підготовчих робіт з урахуванням потреби у робочій силі, машин і механізмів, матеріальних ресурсах, транспортних засобах. Сформовано систему вимог, яким має відповідати організаційно-технологічна модель будівельного об'єкта, яка докладно розглянуто при обґрунтуванні організаційно-технологічних рішень зведення багатоповерхового житлового будинку з використанням монолітно-каркасної технології.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: житлова будівля, інженерно-геологічні умови архітектурні рішення, техніко-економічне обґрунтування, проєктно-технологічна документація, трудомісткість, тривалість, конструктивно-технологічні рішення.

ABSTRAKT

Buryak V.E. Analysis of Structural and Technological Solutions During the Construction of a Multi-Story Residential Building

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

A monolithic grillage was calculated and designed, and the load on piles, their bearing capacity and number were determined. The main technological processes included in the complex of works on the construction of buildings and the main types of formwork systems used in the construction of frame-monolithic buildings are analyzed. A feasibility study of the methods of work performance, justification of the schedule of the main and preparatory works, taking into account the need for labor, machinery and mechanisms, material resources, and vehicles, is carried out. A system of requirements has been formed that must be met by the organizational and technological model of a construction facility, which is considered in detail when substantiating organizational and technological solutions for the construction of a multi-storey residential building using monolithic frame technology.

KEYWORDS: residential building, engineering and geological conditions, architectural solutions, feasibility study, design and technological documentation, labor intensity, duration, design and technological solutions.

ЗМІСТ

С.
ВСТУП…..... 6
1 КОНСТРУКТИВНІ СИСТЕМИ БАГАТОПОВЕРХОВИХ КАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ 9
1.1 Загальні положення 9
1.2 Каркасна система з збірного залізобетону 12
1.3 Збірно-монолітне будівництво багатоповерхових будинків 14
1.4 Багатоповерхові будинки з монолітного каркасу 19
2 РОЗРОБКА АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИХ РІШЕНЬ ПРОЄКТУ БУДІВНИЦТВА 23
2.1 Природно-кліматичні та інженерно-геологічні умови 23
2.2 Об'ємно-планувальні рішення будівлі 24
2.3 Характеристика об'єкту 25
2.4 Конструктивне рішення будівлі 26
2.5 Внутрішнє оздоблення приміщень та антикорозійний захист 27
2.6 Протипожежні заходи 28
2.7 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін 29
2.8 Теплотехнічний розрахунок плити покриття 40
3 ПРОЄКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНОК КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ БУДІВЛІ 46
3.1 Розрахунок пальового фундаменту 46
3.2 Розрахунок сходового маршу 68
3.3 Розрахунок залізобетонної майданчикової плити сходового маршу 73
4 ПРОЄКТУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ ПРОЄКТУ 79
4.1 Технологічна карта на облаштування монолітних залізобетонних стін і перекриття 79
ВИСНОВКИ……..... 96
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ…….. 97

ВСТУП

Актуальність теми дослідження: Суспільство стрімко розвивається і знаходить все нові й нові шляхи для поєднання комфортності, стилю та розвитку сучасних технологій. Люди звикли до нестримного ритму, хаотичного руху і нестандартності вирішення питань, тому вони намагаються максимально точно все це відтворити в повсякденному житті. Під хвилю модернізації та постійних перетворень потрапила як архітектура звичайних міст так і мегаполісів. З плином часу формувались різноманітні типи будівель, з’являлись нові будівельні матеріали, особливі конструкції.

Вибір конструктивної системи житлового будинку, визначається в першу чергу його висотою, а громадського будинку також і призначенням. Зі збільшенням висоти будівель зростають навантаження на вертикальні несучі елементи, що вимагає збільшення габаритів їх перерізу, застосування міцніших матеріалів.

В останні роки виріс інтерес до методів домобудівництва з монолітного бетону, монолітних залізобетонних конструкцій у цивільному будівництві. Це зростання обумовлено збільшенням вартості міських територій та інженерних комунікацій, підвищенням поверховості та щільності міської забудови, збільшенням вимог до комфортності, міцності та несучої здатності конструкцій. До переваг каркасно-монолітного будівництва відноситься можливість застосовувати сучасні рішення та вписувати об'єкти, що будуються, в ландшафт існуючої забудови. Монолітні плити створюють рівну поверхню стелі без швів, готову для фарбування або обклеювання. Відсутність громіздких несучих стін дозволяє втілити будь-які бажання замовника по плануванню квартири, виключенням стане тільки перенесення санвузлів і кухень через наявність транзитних комунікацій. Згідно з сучасними вимогам до теплопередачі через зовнішні стіни привели до того, що необхідна товщина цегельної кладки досягла 1,5 метрів. Каркасно-монолітний будинок не має

подібної проблеми, тому що стіна на кожному поверсі опирається на плиту перекриття і є «самонесучою» у межах одного поверху, що рятує її від необхідності бути опорою для верхніх поверхів.

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

Метою магістерської роботи*:* є аналіз і техніко-економічна оцінка та обґрунтування конструктивно-технологічних рішень багатоповерхового житлового будинку.

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

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

2) Обґрунтувати ухвалені об'ємно-планувальні рішень з урахуванням сучасних вимог індустріалізації будівництва;

3) Розрахувати конструктивні рішення використовуючи програмний комплекс для автоматизованого проєктування залізобетонних конструкцій багатоповерхових каркасних будівель

4) Проаналізувати основні технологічні процеси, що входять до комплексу робіт по зведенню будівель і основних типів опалубних систем, які застосовуються при будівництві каркасно-монолітних будівель;

5) Виконати техніко-економічне обґрунтування методів виконання робіт, обґрунтування календарного графіка основних та підготовчих робіт з урахуванням потреби у робочій силі, машин і механізмів, матеріальних ресурсах, транспортних засобах.

Об’єкт дослідження – багатоповерховий житловий будинок.

Предмет дослідження – конструктивно-технологічне рішення каркасу багатоповерхового житлового будинку та його основні техніко-економічні показники.

Методами дослідження послужили: бібліографічний пошук, системно-структурний аналіз, виробничі спостереження, порівняльний аналіз, визначення основних техніко-економічних показників.

Наукова новизна: проаналізовано та обґрунтовано що для проєктування багатоповерхових будівників найбільше використання отримала каркасно-монолітна система, яка отримала подальший розвиток для визначення методів виконання робіт зі зведення та проєктуванням організації будівництва.

Практична цінність: визначення ефективних конструктивних та технологічних рішень будівництва багатоповерхового житлового будинку з урахуванням в конкретних умовах. Результати кваліфікаційної роботи відображають економічну ефективність варіанту монолітного каркасу, що проявляється у зменшенні тривалості будівництва; зменшенні витрат на будівництво, що призводить до збільшення прибутку.

Структура і об'єм магістерської роботи. Магістерська робота складається з вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел. Повний об'єм магістерської роботи складає 100 сторінок тексту, у тому числі 35 рисунки, 26 таблиць. Список використаних джерел містить 39 найменування.

1 КОНСТРУКТИВНІ СИСТЕМИ БАГАТОПОВЕРХОВИХ КАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ

1.1 Загальні положення

Багатоповерхові каркасні будинки служать для розміщення різних виробництв легкого машинобудування, приладобудування, цехів хімічної, радіотехнічної, електротехнічної та харчової промисловості й т. ін. або для базових сховищ холодильників м'ясокомбінатів, гаражів тощо. У цивільному будівництві – це готелі, лікувальні установи, банки, офіси та житлові будинки. Близько 40% всіх промислових будинків займають багатоповерхові, з них 80% - промислового і 20% - адміністративно-побутового призначення.

Каркасні будинки мають ряд суттєвих переваг у порівнянні з іншими[3,4]:

– мінімальна вага конструкції, віднесена до якого-небудь відносного показника будівлі (наприклад на 1 м 2 розгорнутої площі);

– скорочення інженерних та технологічних телекомунікацій;

– економія земельної площі;

– збільшена можливість створення різноманітних об'ємно-розпланувальних рішень на основі мінімального набору конструктивних елементів;

– практична можливість здійснення трансформації внутрішніх приміщень в процесі експлуатації (зміна технології, перепланування для громадських та торговельних будинків);

– найбільш ефективне застосування високоміцних та прогресивних конструкцій; - практично не обмежується кількість поверхів (так переважна більшість висотних будинків збудована за каркасними схемами).

Багатоповерхові каркасні будинки можуть бути виконані в збірному, монолітному та збірно-монолітному залізобетоні.

Донедавна найбільш поширені каркасні будинки зводились із збірних залізобетонних конструкцій, виконаних відповідно до уніфікованих конструктивних схем із типових залізобетонних елементів [4]. Однак в сучасних умовах будівництво багатоповерхових будинків ведуть в монолітному та монолітно-збірному залізобетоні. Це пов’язано із значною енергоємністю і вищою вартістю будівництва із збірних конструкцій. Однак нині збудовано велику кількість каркасних будинків із збірних залізобетонних елементів і при переобладнанні їх на нові технології і навантаження безумовно необхідно знати їхні конструкції і несучу здатність. Тому далі розглядаємо лише каркасні будинки із збірних залізобетонних конструкцій існуючих типових серій.

В каркасних будинках основні несучі елементи – залізобетонні рами. Ці будинки можуть бути з повним каркасом при навісних чи самонесучих стінах із залізобетонних панелей і рідше з неповним каркасом, коли перекриття опираються на середні ряди колон і зовнішні несучі стіни, викладені з цегли. Більш детально відомості про багатоповерхові будинки наведені в літературі [4]. У каркасних будинках вертикальні навантаження переважно сприймають рами каркасу, а горизонтальні – каркас будинку або діафрагми жорсткості, в залежності від прийнятої конструктивної системи.

Конструктивна система будинку – це сукупність вертикальних і горизонтальних несучих конструкцій, що забезпечують її міцність, жорсткість та стійкість. У практиці будівництва розрізняють такі конструктивні системи багатоповерхових каркасних будинків: рамні, в’язеві, рамно-в‘язеві та інші. В разі застосування рамної системи каркас будинку являє собою систему поперечних і поздовжніх рам з жорсткими вузлами, які сприймають як вертикальні навантаження, так і горизонтальні від вітру, що передаються через стіни та перекриття. Рамні системи використовують у будівництві промислових та громадських будинків. Достойністю рамних каркасів є чіткість

роботи всіх конструктивних елементів, рівномірність деформацій усіх рам у загальній системі каркасу, зручність розміщення технологічного устаткування в зв'язку з відсутністю поперечних діафрагм жорсткості. Недоліками рамних каркасів є складність і трудомісткість виконання жорстких вузлів. В'язеві каркасні системи застосовують як у промисловому, так і в цивільному будівництві, але частіше під час зведення цивільних будинків. У в'язевих каркасах основні несучі елементи – це ригельні або безригельні рами з шарнірними вузлами та системи діафрагм жорсткості. В таких системах усі вертикальні навантаження сприймають рами каркасу, а горизонтальні (вітрові) – системи діафрагм жорсткості, об'єднані дисками перекриттів. Переваги в'язевих каркасів над іншими - це більш прості шарнірні вузли спряження ригелів з колонами, які спрощують і прискорюють монтаж будинків, а також зумовлюють однакові типорозміри ригелів і конструкції з'єднань з колонами. Загальні витрати сталі у в'язевих каркасах більші, ніж у рамних. В рамно-в'язевих каркасних системах вертикальні навантаження сприймає каркас із рам, а горизонтальні (вітрові) – каркас і діафрагми, при чому розподіляються вони пропорційно їхній жорсткості. Жорсткість діафрагм в таких системах можна зменшувати, оскільки частину навантаження від вітру сприймає каркас. Конструктивні системи каркасних будинків можуть бути різними в поперечному і в поздовжньому напрямках. Наприклад, при поперечних 6 рамах і поздовжніх в'язевих діафрагмах конструктивна система в поперечному напрямку - рамна, а в поздовжньому - рамно-в'язева. При зовнішніх несучих стінах будинки зводять за в'язевою системою. Існують й інші конструктивні системи: каркасно-ствольні, ствольні, каркасно-блокові, каркасно-панельні й т. ін., що розглянуто в пджерелах [4,5,,27].

1.2 Каркасна система з збірного залізобетону

Використання каркаса зі збірних елементів дозволяє застосовувати для будівництва невелику кількість будматеріалів, на відміну від монолітного способу. Будівлі збираються за принципом конструктора, при цьому роботи можна виконувати при мінусовій температурі довкілля. Збірний залізобетонний каркас має невисоку здатність, що несе, тому в нім використовуються жорсткі вузлові з'єднання [27,28].

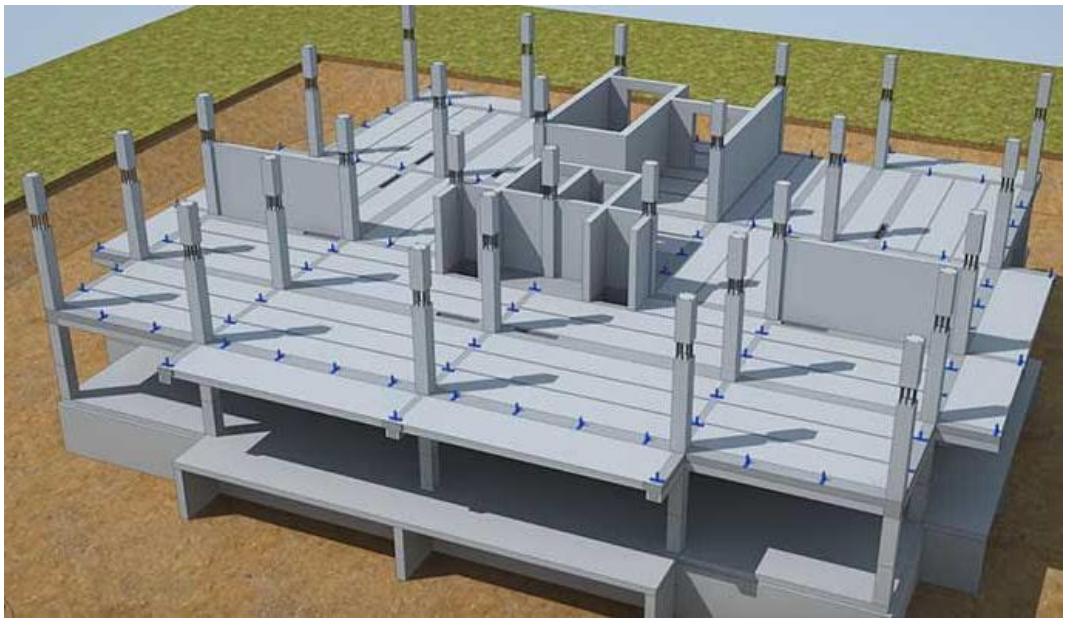


Рисунок 1 1-Основні елементи збірного каркасу

Конструкція має негативні особливості: Рамний каркас не чинить опір переміщенню конструкції по горизонталі. Тому вертикальні елементи повинні стабілізувати стійкість споруди. Уніфікована бетонних деталей. Це обмежує вибір конфігурації об'єкту, що будується.

При зведенні багатоповерхових будинків використовують наступні типи збірних каркасів:

1) Зв'язковий - є просторовою конструкцією і колонами, які шарнірно прикріплені до неї за допомогою ригелів. Забезпечення жорсткості

відбувається нерівномірно. Із-за шарнірного кріплення колони майже не чинять опір горизонтальним зрушенням. Елементи стискаються вертикальними навантаженнями(стіни, що несуть, внутрішні перегородки, плити перекриття).

2) Рамно-зв'язковий - відрізняється від попереднього типу жорстким кріпленням колон і балок.

3) Рамний - колони і ригелі закріплені жорстко. Вони утворюють плоскі і просторові рами в 2-3 напрямах. Жорсткість забезпечується рівномірно усіма складовими системи. На здатність рами, що несе, впливає кожен елемент окремо, параметр знижується при збільшенні кроку установки колон і з підвищенням висоти поверху.

Технологія цього виду будівництва передбачає 3 основних складових каркаса - ригель, колона, основа сходового отвору. Бетонні деталі виготовляються на спеціалізованому підприємстві, транспортуються на будівельний майданчик, де збираються. Конструкційні елементи спочатку уніфікуються, а форми відповідають вимоги заводу-виробника. Для монтажу в єдине ціле і закріплення стінних конструкцій, покрівлі і інших деталей використовуються металеві заставні пристосування.

Сфери застосування. Метод будівництва з використанням бетонних каркасних конструкцій застосовується у багатьох галузях:

– нерідко таким методом зводиться МЖК.

– зведення много- і одноповерхових промислових будівель.

– зведення адміністративних об'єктів.

– будівництво МЖК(багатоквартирних житлових комплексів) і споруджень соціально-побутової сфери.

– монтаж індивідуальних садиб.

Але каркаси із залізобетону має позитивні і негативні властивості.

Таблиця 1 1 – Переваги т а недоліка каркасу з збірного залізобетону

Якість	Параметр	Характеристика
Плюси	Довговічність	Споруди експлуатуються багато десятків років
	Характеристики, що несуть	Хороші показники
	Якість виконання	Високе - елементи виготовляються на промисловій основі
	Довжина прольотів	Досягає 600 см
	Живучість будівель	При ушкодженні деяких елементів, інша частина будівлі не руйнується
Мінуси	Ретельне проєктування	Перед будівництвом слід провести якісні дослідження стану ґрунту, оскільки конструкція будов жорстка і нерухома
	Вага елементів	Великий

Будівництво за технологією. Для подібної конструкції треба заздалегідь правильно підготувати основу. Споруди зі збірним каркасом зводять на заздалегідь підготовлений залізобетонний фундамент, в якому монтуються колони. Фундаментні балки готують з бетонного розчину марки від М200 до М400, на них упиратимуться стінні елементи. Стики між конструкціями заливають сумішшю М100. Коли основа будови готова, виконують гідроізоляцію. Далі приступають до вигонки стін з штучних матеріалів - цегли, блоків.

1.3 Збірно-монолітне будівництво багатоповерхових будинків

З метою оптимізації будівництва із залізобетону забудовники застосовують сучасну технологію, що об'єднує переваги монолітного і панельного будівництва. Вона дістала назву збірно-монолітна. Цей

прогресивний напрям в житловому будівництві, яке дозволяє зводити будівлі з монолітним залізобетонним каркасом при мінімальних витратах часу і праці. Квартири в новобудовах зі збірно-монолітним каркасом мають вигідну вартість при оптимальних експлуатаційних якостях. Така особливість технології зробила її популярною[20,27,28].

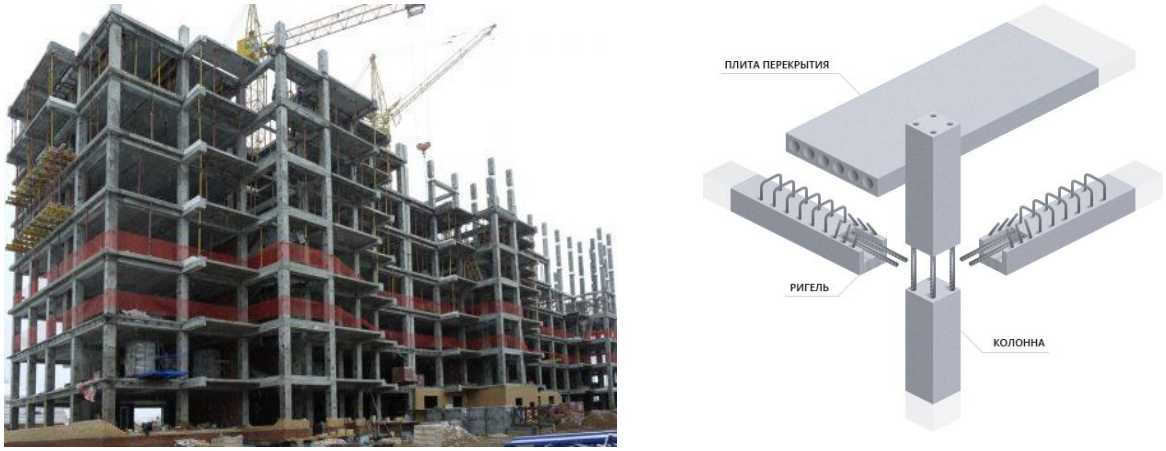


Рисунок 1.2 –Збірно-монолітний каркас

Збірно-монолітна технологія - спорудження залізобетонного каркаса зі збірних або монолітних колон і збірного перекриття, об'єднаних в єдину систему за допомогою монолітних ригелів - опорних, єднальних балок, стійок і інших конструкцій.

У збірно-монолітному будівництві зустрічаються дві основні технології зведення будинку із залізобетону. Перекриття і частина конструкцій в такому будинку виготовлені в заводських умовах і використовуються на будівельному майданчику в готовому виді. Частина конструкцій зводиться методом литва моноліту в опалубці.

За рахунок жорсткого зв'язку збірних і монолітних конструкцій виходить стійкий, міцний каркас, що практично не поступається звичайному моноліту за експлуатаційними характеристиками. Технологія збірно-монолітного будівництва Щоб побудувати збірно-монолітний каркас, його збирають з готових залізобетонних опор, колон і перекриття. Спочатку встановлюють вертикальні опори, зв'язують їх за допомогою балок, на які

кладуть багатопустотні плити - перекриття. Усі ці елементи зв'язують між собою за допомогою виведених шматків арматури. Між плитами і балками залишається простір для установки ригелів. Ці сполучні елементи виконують за монолітною технологією - конструюють залізобетонний каркас, який заливають бетонним розчином. Моноліт жорстко зв'язує збірні елементи між собою. Бетон частково заповнює порожнечі плит перекриття. За рахунок цього він забезпечує підвищену міцність конструкції.



Рисунок 1.3 – Конструктивні елементи збірно-монолітний каркас

Таким чином споруджують поверх за поверхом - виходить цілісний залізобетонний каркас. Далі в нім споруджують стіни, перегородки, що захищають конструкції. Каркас будівлі витримує землетрус до 8 балів. Ці будинки розраховані на термін служби до 100 років. Переваги збірно-монолітних будинків Збірно-монолітне будівництво вважається перспективним і вигідним напрямом у будівництві із-за наступних достоїнств: Висока швидкість будівництва Одна з головних переваг каркасно-монолітної технології - оптимальні трудовитрати. Тут не доводиться зводити опалубки для колон і перекриття, оскільки їх використовують на будмайданчику в готовому виді. Крім того, не доводиться чекати, поки моноліт захолоне, адже основні елементи будівлі виготовлені на заводі. За рахунок часткового складання конструкції з цих залізобетонних виробів вдається скоротити

терміни будівництва практично в два рази в порівнянні із зведенням аналогічного монолітного каркаса. Можливість реалізації унікальних проектів На відміну від звичайного збірного залізобетонного будівництва ця технологія дає можливість зводити будинки з квартирами з вільним плануванням. Тут не обмежуються типовими проєктними рішеннями

Деякі заводи ЗБВ надають готові конструкції із залізобетону, виготовлені за індивідуальними вимогами забудовника.

Мінімізація трудовитрат і менша витрата матеріалу позначаються на вартості зведення об'єкту. Робочій бригаді не доводиться займатися складанням і демонтажем опалубки - трудомісткі процеси в монолітному будівництві. За якістю конструкція не поступається дорогому залізобетонному моноліту - економія повністю доцільна. Полегшена конструкція На відміну від монолітного каркаса в цьому випадку для перекриття використовують не цілісну, повнотілу, а багатопустотну залізобетонну плиту. За рахунок наявності в усіх перекриттях подовжніх отворів загальна вага будівлі значно менша. Під нього можна зводити менш масивний і дорогий фундамент. Конструкція не має точкових навантажень - уся вага каркаса рівномірно розподілена по фундаменту. За рахунок цього будувати за каркасно-монолітною технологією можна на пучинистих ґрунтах.

Збірно-монолітний каркас відрізняється високою міцністю і правильною геометрією. Усі його перекриття і колони ідеально рівні, оскільки виготовлені на заводі, пройшли контроль якості. Тут виключені дефекти із-за неякісного складання опалубки. За рахунок невеликої товщини несучих конструкцій не крадеться корисний простір. Житлова площа може бути більша до 10%, чим в аналогічному будинку, побудованому за традиційною технологією з цеглини.

Несучу конструкцію монолітно-каркасного будинку збирають з готових залізобетонних виробів, які практично не осідають. Недоліки збірно-монолітних будинків Оптимальна збірно-монолітна технологія будівництва із залізобетону все ж має мінуси, у тому числі: збірно-монолітна технологія вимагає високій кваліфікації будівельників. При виборі квартири в новобудові

звертайте особливу увагу на репутацію забудовника і те, наскільки якісно він будує свої об'єкти, послугами яких будівельних бригад користується.

Таблиця 1 2 – Переваги т а недоліка каркасу з збірного залізобетону

Переваги	
1	Найвища швидкість зведення капітальних споруд : усі елементи будівлі прибувають в готовому виді, а монтаж займає куди менше часу, ніж виготовлення на місці.
2	Типові розміри елементів виключають технічні і проектні помилки, відсутні роботи по підгонці блоків.
3	Ця ж особливість дозволяє механізувати процес монтажу куди більшій мірі, ніж це можливо при роботі з нестандартними елементами. Значно підвищує міцність матеріалу попереднє натягнення арматури. Для цього у формі перед заливкою бетону стержні, канати, прутки розтягують до величини, що не перевищує межі пружності, і у такому вигляді заливають бетоном. Після того, як бетон досягає потрібної твердості, навантаження знімають. Арматура прагне повернутися в первинний стан і обтискає зчеплений із сталлю бетон. Таким чином, отримують блок, в якому каркас розтягнутий, а бетон стислий.
4	Такий виріб відносять до найміцніших варіантів матеріалу. Проте здійснити такий процес можливо тільки в заводських умовах.
5	Витрати в порівнянні з монтажем з монолітного залізобетону набагато нижче, оскільки на складання витрачається менше робочого часу і немає нужди притягати додаткову спецтехніку - бетономішалки, бетоноукладач і інше.
Недоліки	
1	1) Чим більшу кількість елементів необхідно з'єднати, тим більше швів отримують в готових стінах і перекриттях. Це позначається на загальній міцності, а, головне, створює грунт для утворення холодових містків.
2	2) Оскільки блоки виготовляються по типоразмерам, великої різноманітності елементів чекати важко. Проекти будівель із стінних панелей завжди обмежені в порівнянні з об'єктами, спорудженими монолітним способом.

Технологічний процес також ускладняється тим, що заливку бетону по периметру поверху треба проводити безперервно. Це мінімізує кількість швів і стиків - впливає на міцність каркаса. Залежність будівництва від погодних умов На будмайданчику використовують бетонний розчин. Якщо температура повітря опускається нижче +5°С, в нього треба додавати спеціальні присадки або підігрівати його - це збільшує витрати на будівництво в зимову пору року.

Необхідність в утепленні, звукоізоляції і додатковій вентиляції Бетон добре проводить тепло і звук. Тому конструкція з нього має бути додатково утеплена і звукоізольована. Якщо стіни будинку виконані з бетону, з'являється необхідність в примусовій вентиляції.

1.4 Багатоповерхові будинки з монолітного каркасу

Монолітний залізобетон отримав широку популярність в сучасному житловому багатоповерховому будівництві. Це один з найбільш міцних, практичних і довговічних будівельних матеріалів. Житлові будівлі з монолітного залізобетону в основному відносяться до класу «комфорт» і вище. Серед цієї нерухомості можна підібрати житло будь-якого розміру та конфігурації. Переважно квартири в новобудовах монолітно-каркасного або монолітного типу просторі й мають вільне планування[3,27,28].

Будинки з монолітного залізобетону відрізняються унікальною архітектурою і нетиповими проектними рішеннями. Розглянемо, чому забудовники так активно використовують моноліт у житловому будівництві, та на які його недоліки варто звернути увагу.

Залежно від типу вертикальних несучих елементів (колони і стіни) конструктивні системи монолітного залізобетонного будівлі поділяють на колонні, де основним несучим вертикальним елементом є колони, стінові, де основним несучим елементом є стіни, і колонно-стінові, або змішані, де вертикальними несучими елементами є і колони, і стіни.

Конструктивна система будівлі являє собою сукупність взаємопов'язаних несучих конструктивних елементів, що забезпечують його міцність, стійкість і необхідний рівень експлуатаційних якостей

Виділяють два основних конструктивно-технологічних типу безкаркасних монолітних будівель, що зводяться в знімних (переставних)

опалубках. У будівлях першого типу на першому етапі по поверхово зводять внутрішні і зовнішні несучі стіни, на другому етапі влаштовують перекриття. Внутрішні стіни таких будинків завжди монолітні одношарові, зовнішні - монолітні або збірно-монолітні. Для зведення стін в цьому випадку застосовується крупнощитовая або блокова опалубка. У будівлях другого типу на першому етапі одночасно або послідовно зводять несучі стіни і перекриття з монолітного бетону. Зовнішні стіни зводять на другому етапі. Цілком можливо поєднати гідності цегляних будівель з достоїнствами будинків монолітних. При одночасному зведенні стін і перекриття застосовується об'ємно-переставна (тунельна) опалубка. Вона дає можливість отримувати цілі блоки квартир і зводити одночасно будь-які по висоті внутрішні стіни і перекриття будь-якої довжини і ширини. Після залишається тільки побудувати зовнішні стіни[3,25,27,28,].

Внутрішні стіни проектуються одношаровими монолітними переважно з важкого бетону. Товщина стін приймається за результатами розрахунку на силові дії і повинна відповідати вимогам звукоізоляції. Мінімальна товщина міжквартирних стін призначається 160 мм. Зовнішні стіни можуть виконуватися одношаровими монолітними з пористого бетону з щільністю до 900 кг/м3 при обов'язковому улаштуванні зовнішнього захисного шару. Широко застосовується тришарова захисна конструкція, що складається з пористого бетону товщиною 0,4 м, теплоізоляційного матеріалу пінополістиролу товщиною 0,1 м і облицювальної цегляної кладки товщиною 0,125 м або з внутрішньої цегляної кладки товщиною 0,25 м, теплоізоляційного матеріалу з мінераловатної плити товщиною 0, 1 м і облицювальної цегляної кладки товщиною 0,125 м.



Рисунок 1.4 –Багатоповерховий будинок з монолітного каркасу

Монолітний залізобетон – композитний будівельний матеріал на основі бетону і сталевої арматури. Монолітну форму відливають просто на будівельному майданчику. Зведення будівель з монолітного залізобетону супроводжується наступними процесами: в'яжуть каркас з металевих прутів; споруджують опалубку – форму навколо конструкції з арматури; заливають сконструйовану ємність бетонним розчином; контролюють процес застигання і продовжують будувати моноліт аналогічним чином; знімають опалубку після застигання залізобетонної конструкції, а якщо вона не розбирається – відразу приступають до оздоблювальних робіт

Таблиця 1.3 – Переваги та недоліки будинків з монолітного залізобетону

Переваги	
Висока міцність і довговічність	Бетонна форма і сталевий каркас компенсують недоліки один одного, забезпечуючи високу міцність і надійність конструкції. За рахунок арматури балки і перекриття витримують великі навантаження на вигин і розтягування. Бетонна основа стійка до сильних статичних навантажень, тиску.
Можливість будівництва унікальних архітектурних форм	Будинки з монолітного залізобетону відрізняються широким розмаїттям планувань і архітектурних рішень. Тут є можливість створювати великі прольоти, кутові вікна тощо.
Незначна і рівномірна усадка	Будівлі з монолітного залізобетону готові до обробки практично відразу після будівництва. Тому можете приступити до ремонту квартири в щойно побудованому об'єкті.
Висока швидкість будівництва	Через велику трудомісткість технологія будівництва з монолітного залізобетону за швидкістю обходить цегляну або кам'яну кладку. Якщо ви плануєте інвестувати в споруджуваний будинок із залізобетону, ризики зменшуються за рахунок швидкості зведення.
Недоліки	
Висока теплопровідність	Житлові будівлі з залізобетону потребують утеплення, але за рахунок відсутності швів і стиків тут виключені втрати тепла крізь щілини, містки холоду.
Висока звукопровідність	Квартири з монолітного залізобетону потрібно додатково звукоізолювати. Моноліт сильно поширює звук, і, якщо сусіди будуть робити ремонт, це буде чути на багато поверхів.
Складність будівництва	Необхідність використання опалубки значно ускладнює і робить дорожчими будівельні роботи. Виконати їх якісно може лише бригада висококваліфікованих будівельників.

2 РОЗРОБКА АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИХ РІШЕНЬ ПРОЄКТУ БУДІВНИЦТВА

2.1 Природно-кліматичні та інженерно-геологічні умови

Природно-кліматичні умови району будівництва[4]:

1. Район будівництва I - м. Київ

2. Тривалість, період з середньою добовою температурою повітря нижче 8^0, zht - 176 сут.

3. Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, рівна середній температурі найбільш холодної п'ятиденки із забезпеченістю 0,92 text = - 22^0C.

4. Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, рівна середній температурі найбільш холодної із забезпеченістю 0,92 text= - 26^0C.

5. Розрахункова температура внутрішнього повітря, tint= 20^0C.

6. Середня температура за рік - 8^0C

Багаторічні дані про вітровий режим місцевості зображені графічні у вигляді рози вітрів, яка побудована по середніх швидкостях і повторюваності вітру по румбах, на рисунку 2.1.

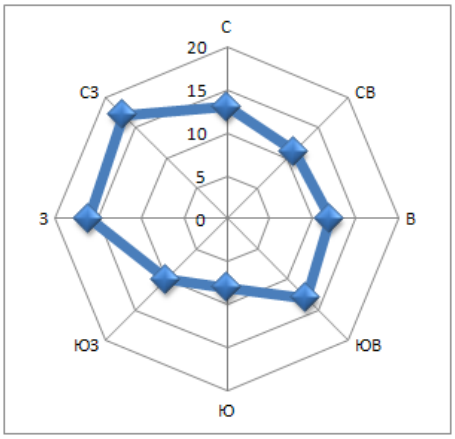


Рисунок 2.1 - Роза вітрів району будівництва

Згідно з матеріалами досліджень, виконаних НДІБК інженерно-геологічні умови майданчика характеризуються розташуванням з поверхні насипних ґрунтів потужністю від 2,5 до 3,0 м, нижче залягають суглинки напівтверді, тугопластичные масивні потужністю 3,5-4,5 м. Далі - піски середньої великості і гравелисті насичені водою потужністю 16-17,5 м, такі, що підстилають суглинком і твердою глиною.

Гідрогеологічні умови майданчика характеризуються верховодкою, зустрічною в насипних ґрунтах на глибину 1,4м, в період сніготанення і затяжних дощів. Підземна вода безнапірна і являється середньоагресивною по відношенню до бетону з водопроникністю W6.

Ґрунти майданчика не набрякають і не просідають, з урахуванням близького залягання ґрунтових вод належать до третьої категорії за сейсмічними властивостями. За інженерно-геологічними умовами майданчик належить до другої категорії складності.

2.2 Об'ємно-планувальні рішення будівлі

Будівля 25-ти поверхова, житлова. На усіх поверхах розміщені квартири 4 - однокімнатних, 2 - двокімнатних і 3 - трикімнатних. У квартирах передбачені балкони і санвузли. У центрі будівлі знаходяться 4 ліфтових шахти. Є ліфтовий хол, загальні поверхові коридори, приміщення для сміттєпроводу. Сходова клітина запроектована з тамбурами. Висота поверху 2,56 м. Є тепле горище(технічний поверх), технічне підпілля.

За відносну відмітку 0.000 прийнята відмітка чистої підлоги першого поверху будівлі, що відповідає абсолютній відмітці 41,30м.

Просторова жорсткість забезпечена спільною роботою стін і дисків перекриття, введено зв'язкове армування в кутах і перетинах стін.

2.3 Характеристика об'єкту

Будівництво житлового будинку передбачає зведення 25-ти поверхового об'єму з монолітного залізобетону і газосилікатних блоків з підвалом, ліфтами, благоустрій території.

Об'єкт є монолітним, 25-ти поверховий житловий будинок, що складається з одного під'їзду, на першому поверсі праворуч від входу в під'їзд розташована електрощитова. Висота житлових поверхів складає 2,56 м, на 24 поверсі передбачено тепле горище(технічний поверх) заввишки 2,40 м, на 25 поверсі передбачені квартири підвищеною комфортністю, заввишки - 3,0 м.

Житловий будинок обладнаний сміттязбірними камерами, 4-ма ліфтами: 2-ма пасажирськими вантажопідйомністю 400кг, 2-ма вантажопасажирськими вантажопідйомністю 1000 кг

Проєктом передбачені заходи по формуванню доступного середовища для маломобільних груп населення і інвалідів відповідно до зведення правил по проєктуванню і будівництву згідно ДБН В.2.2-17:2006 «Доступність будинків і споруд для маломобільних груп населення», ДБН В.2.3-15-2007 «Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів».

При формуванні ділянки дотримана безперервність пішохідних і транспортних шляхів, що забезпечують доступ інвалідів і маломобільних груп в будівлі і по території з урахуванням вимог містобудівних норм. Передбачений пристрій з'їздів з ухилом не більше 10% на перетині тротуарів з проїжджою частиною внутрішніх доріг. Висоту бордюрів по краях пішохідних шляхів на ділянці приймаємо не більше 0,05 м. Килимові покриття на шляхах руху повинні бути щільно закріплені, особливо на стиках полотнин і по краях різнорідних покриттів. Ширина дверних і відкритих прорізів у стіні, а також виходів із приміщень і з коридорів у сходову клітку повинна бути не менше 0,9 м. При глибині косяка відкритого прорізу більше 1,0 м ширину прорізу слід приймати по ширині комунікаційного проходу, але не менше 1,2 м. Дверні

прорізи не повинні мати порогів і перепадів висот підлоги. За необхідності влаштування порогів їх висота або перепад висот не повинні перевищувати 0,025 м.

Дворовий простір облаштований і забезпечений усім комплексом необхідних майданчиків. Передбачені майданчики для відпочинку дітей і дорослих, місця розміщення транспортних засобів.

Дворовий простір і територія озеленюються. Передбачена вільна посадка дерев і кущів. Вона пов'язана з розташуванням підземних комунікацій. На усій вільній території не зайнятою забудовою, проїздами, тротуарами і майданчиками передбачений посів трав.

2.4 Конструктивне рішення будівлі

Фундаменти під стіни пальові із залізобетонним монолітним ростверком, стіни нижче планування монолітні.

Стіни зовнішні монолітні завтовшки 300 мм. зовнішні стіни, не несучі, - кладка з газосилікатних блоків М 50, на цементно-піщаному розчині М 100.

Утеплення стін зовнішнє теплоізоляційними плитами на основі скловолокна «Ізовер OL - E» завтовшки 140 мм, фанеровані керамічною цеглиною. Цоколь утеплений екструдованими пінополістирольними плитами «Пеноплекс» М 35.

Внутрішні стіни монолітні завтовшки 190мм, перегородки 90мм - кладка з екоблоків стінних, перегородчастих андезитобазальтових М75, розчин М50; перегородки 120мм - цегляні, розчин М50. Кладка в приміщеннях ванн і санвузлів - з андезитобазальтових каменів завтовшки 90 мм(екоблоків).

Перекриття і покриття монолітні залізобетонні завтовшки 180 мм.

Сходові клітини внутрішні опалювані з електричним освітленням. Сходові майданчики монолітні, марші - збірні.

Вентиляційні блоки ВБ 1 з розмірами 910 х 300 х 2580 мм, встановлені на перекриттях 2-24 поверхів і додатково на 14-24 поверхів; у стелі 1, 13 і 24 поверхів є отвори під вентиляційні грати.

У проєкті прийняті 4 пасажирські ліфти: Q=400кг(5 чол.), 2 шт, Q=1000кг(12 чол.), 2шт; V=1.6м/сік, з розмірами кабін 1.1 х 0.95м, 2.1 х 1.1м, кабін 1.1 х 0.95м, 2.1 х 1.1м, h=2.2м, шириною дверей 0.7м, 1.2м, шахти монолітні.

Дах плоский, на відмітці 71,50 є надбудова.

Покрівля з бітумно-полімерних матеріалів.

Водостік внутрішній.

Зовнішні двері дерев'яні.

Віконні блоки з полівінілхлоридних профілів з двокамерним склопакетом з приведеним опором теплопередачі не менше R=0,5 м², °С/Вт.

Підвіконні дошки пластикові, поставляються в комплекті з вікнами.

Підвіконні сливи виконуються з оцинкованої сталі, виготовляються в заводських умовах.

Ганок входу - монолітний залізобетонний.

Вимощення асфальтобетонна по периметру будівлі шириною 1,5 м.

2.5 Внутрішнє оздоблення приміщень та антикорозійний захист

Стеля підвісна типу «Армстронг».

Цегляні стіни і перегородки обштукатурюються, обклеюються шпалерами.

Підлога в коридорах загального користування, по поверхових коридорах, тамбурах, ліфтових холах, приміщеннях для сміттєпроводу керамогранітная плитка, в кімнатах, кухнях, вестибюлях - зносостійкий лінолеум.

Санвузли: підлога - керамічна плитка, стіни - керамічна плитка на висоту 2000 мм.

Оздоблювальні роботи робити спеціалізованими фірмами що мають ліцензії на виконання будівельних робіт .

Монтаж усіх виробів і обробних матеріалів робити спеціалізованими організаціями відповідні ліцензії, що мають.

Оздоблення стель, стін і покриття підлог на шляхах евакуації виконати з негорючих матеріалів.

Металеві елементи сходів забарвлюються.

Металеві елементи огороджувань даху покриваються антикорозійними складами забарвлень.

Захист від корозії небетонованих сталевих заставних деталей і сполучних елементів залізобетонних конструкцій виконати забарвленням двома шарами емалі ПФ-115, по шару ґрунтовки ГФ-021.

2.6 Протипожежні заходи

Заходи по пожежній безпеці виконані з урахуванням вимог ДБН В.1.2-7:2021 «Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека» [10]. Виконана установка протипожежних дверей у вентиляційних камерах, електрощитових, на технічному поверсі, у будці виходу на покрівлю, сходова клітина і під'їзд розділені, вихід на сходову клітину здійснюється через балкон, відокремлений від загального коридору протипожежними дверима. На балконах встановлені протипожежні сходи. У під'їзді встановлені протипожежні щити. Житла обладнані пожежною сигналізацією.

Клас конструктивної пожежної небезпеки будівлі - С1;

Міра вогнестійкості - II;

Клас відповідальності будівлі - II.

2.7 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін

2.7.1 Розрахунок опору теплопередачі зовнішніх стін, визначення товщини утеплювача

Початкові дані для розрахунку[4, 18]:

- внутрішня температура tint = 20 °С;

- розрахункова температура зовнішнього повітря в холодний період року text = - 22 °С;

- відносна вологість внутрішнього повітря φ_{int} = 60%;

- режим вологості приміщення - нормальний;

- умови експлуатації конструкцій, що захищають, - Б.

Величини теплотехнічних показників :

- n = 1 - коефіцієнт, що враховує залежність положення конструкції, що захищає, по відношенню до зовнішнього повітря;

- αint = 8,7 - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні конструкції, що захищає, Вт(м$^{2\cdot0}$С);

- α_{ext} = 23 - коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні конструкції, що захищає, для зимових умов, Вт(м$^{2\cdot0}$С).

Необхідний опір теплопередачі R_{req} ,(м$^{2\cdot}$°С/Вт), визначений виходячи з санітарно-гігієнічних умов згідно з формулою

$$R_{req} = \frac{n(t_{int} - t_{ext})}{\Delta t_n \alpha_{int}}, \qquad (2.1)$$

де Δt_n - нормований температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огороджувальної конструкції, що дає, для житлових будівель, ^{0}С

$$R_{req} = \frac{1 \cdot (20 + 31)}{8,7 \cdot 4,0} = 1,47$$

Градусо-доба опалювального періоду Dd,(°С·сут), визначена по формулі:

$$Dd=(tint - tht)\ zht \qquad (2.2)$$

де zht - тривалість опалювального періоду, сут;

tht - середня температура в опалювальний період, °С;

$$D_d = (20 + 9,3) \cdot 211 = 6182,3.$$

Необхідний опір теплопередачі R_{req},(м²·°С/Вт), визначений по формулі(2.3)

$$R_{req} = a \cdot D_d + b, \qquad (2.3)$$

де a і b - коефіцієнти, прийняті по таблиці 4 [35],

$$R_{req} = 0,00035 \cdot 6182,3 + 1,4 = 3,56.$$

До розрахунку прийняте більше з необхідних опорів теплопередачі, рівніше 3,56 м²·°С/Вт.

Схеми конструкції зовнішніх стін показані на рисунку 2.2

Необхідна товщина утеплювача δ_{ym},,(м), визначена по формулі

$$\delta_{ym} = \left[R_{req} - \left(\frac{1}{\alpha_{int}} + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_{ext}} \right) \right] \cdot \lambda_{ym}, \qquad (2.4)$$

де δ_i, λ_i - відповідно товщина, м, і коефіцієнт теплопровідності матеріалу, Вт/(м/°С), і- го конструктивного шару стіни;

$\lambda_{ут}$, - коефіцієнт теплопровідності утеплювача, Вт/(м/°С);

- для несучої стіни:

$$\delta_{ym1} = \left[3,56 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,30}{2,04} + \frac{0,12}{0,8} + \frac{1}{23} \right) \right] \times 0,035 = 0,108;$$

- для стіни, що не несучої :

$$\delta_{ym2} = \left[3,56 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,20}{0,12} + \frac{0,12}{0,8} + \frac{1}{23} \right) \right] \times 0,035 = 0,055.$$

Несуча стіна не несуча стіна

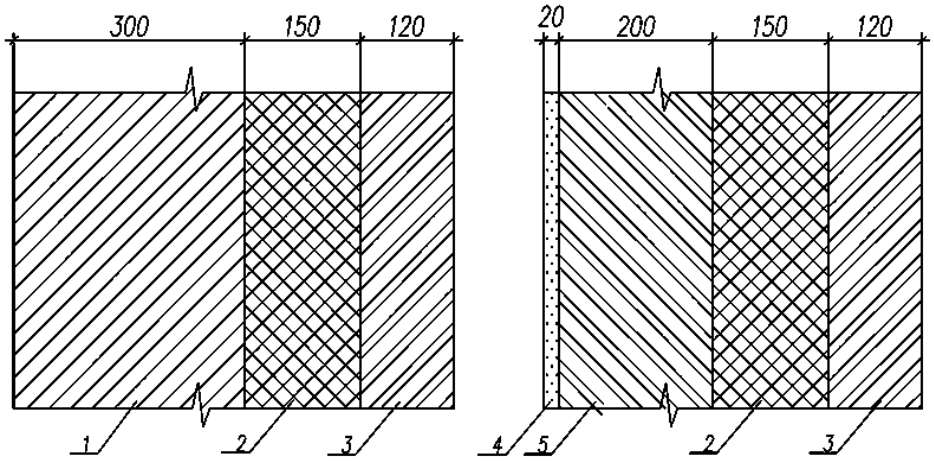


Рисунок 2.2 - Конструктивні схеми стін: 1 – стіна з монолітного залізобетону; 2 – теплоізоляційний шар з плит URSA Glasswool П30(Г); 3 – кладка з цегли; 4 – вапняно-піщана штукатурка; 5 – кладка з газосилікатних блоків М 50.

Прийнята товщина шару теплоізоляції 150мм внаслідок того, що стандартна товщина плит кратна 50 мм.

Приведений опір теплопередачі R_0,(м^2·°С/Вт), розрахований для стіни, що несе і не несе, відповідно по формулі:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_{ext}}, \quad (2.5)$$

$$R_{01} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,30}{2,04} + \frac{0,150}{0,035} + \frac{0,12}{0,8} + \frac{1}{23} = 4,74;$$

$$R_{02} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,150}{0,035} + \frac{0,20}{0,12} + \frac{0,12}{0,8} + \frac{1}{23} = 6,28.$$

Величина приведеного опору теплопередачі більше потрібного для стіни, що є несучою і не несучою, відповідно $R_{01} > R_{req}$, $R_{02} > R_{req}$, отже, товщина утеплювача розрахована правильно.

2.7.2 Розрахунок опору повітропроникнення зовнішніх стін

Повітропроникнення захисних конструкцій будівель, в зимових умовах істотно впливає на величину втрат тепла і, отже, впливає на тепловий режим приміщень. Проникнення холодного повітря через товщу огороджувань відбувається за рахунок різниці тисків повітря з однією і іншої сторони огороджування. Різниця тисків повітря на зовнішній і внутрішній поверхні конструкцій Δр, що захищають,(Па), визначена по формулі

$$\Delta p = 0{,}55 \cdot H \cdot (\gamma_{ext} - \gamma_{\text{int}}) + 0{,}03 \cdot \gamma_{\text{int}} \cdot v^2, \qquad (2.6)$$

де Н - висота будівлі від поверхні землі до верху карниза, м;

v - максимальна з середніх швидкостей вітру по румбах за січень, м/с;

γ_{ext}, $_{(int}$ - питома вага зовнішнього і внутрішнього повітря відповідно (Н/м^3), визначений по формулах(2.7) і (2.8)

$$\gamma_{ext} = \frac{3463}{273 + t_{ext}}; \qquad (2.7)$$

$$\gamma_{\text{int}} = \frac{3463}{273 + t_{\text{int}}}; \qquad (2.8)$$

$$\gamma_{ext} = \frac{3463}{273 - 31} = 14{,}31;$$

$$\gamma_{\text{int}} = \frac{3463}{273 + 20} = 11{,}82;$$

Δр = 0,55(72,7((14,31 - 11,82) + 0,03(14,31‘5,92 = 114,51

Загальний опір $R_{\text{inf}\,i}^{des}$ багатошарової конструкції, R_{inf}^{des} ,(м^2(ч(Па/кг), визначено по формулі:

$$R_{\text{inf}}^{des} = \sum_{i=1}^{N} R_{\text{inf}\,i}^{des}, \qquad (2.9)$$

де $R_{\text{inf}\,i}^{des}$ - опори повітропроникнення окремих шарів огороджувальної конструкції, м^2(ч(Па/кг, прийнятих по [18].

$$R_{\text{inf}\,1}^{des} = 19620 + 2 + 2 = 19624{,}0$$

$$R_{\text{inf}\,2}^{des} = 13 + 2 + 2 + 497{,}3 = 514{,}3$$

Загальний опір повірропроникнення багатошарової конструкції $R_{\text{inf}\,i}^{des}$ має бути не менш необхідного опору повітропроникнення R_{inf}^{req}, (м^2(ч(Па/кг), визначеного по формулі (2.11)

$$R_{\text{inf}}^{des} \geq R_{\text{inf}}^{req} \tag{2.10}$$

$$R_{\text{inf}}^{req} = \frac{\Delta p}{G_n}, \tag{2.11}$$

де Gn - нормативна повітропроникність захисних конструкцій, кг/(м^2(ч), прийнята по [35];

$$R_{\text{inf}}^{req} = \frac{114{,}51}{0{,}5} = 229{,}02.$$

Оскільки умова (2.10) виконана, то зовнішні стіни відповідають вимогам опору повітропроникності.

2.7.3 Розрахунок температурного поля стінного огородження

Температура внутрішньої поверхні τ_{int}, (°С), захисних конструкції, визначена по формулі:

$$\tau_{\text{int}}^{'} = t_{\text{int}} - \frac{t_{\text{int}} - t_{ext}}{\text{R}_0 \cdot \alpha_{\text{int}}}, \tag{2.12}$$

$$\tau_{\text{int}1}^{'} = 20 - \frac{20 + 31}{4{,}74 \cdot 8{,}7} = 18{,}76,$$

$$\tau_{\text{int}\,2}^{'} = 20 - \frac{20 + 31}{6{,}28 \cdot 8{,}7} = 19{,}07$$

Температура в довільному перерізі стіни τ_x, (°С), визначена по формулі:

$$\tau_x = t_{\text{int}} - \frac{t_{\text{int}} - t_{ext}}{\text{R}_0} \cdot \left(\frac{1}{\alpha_{\text{int}}} + R_x \right), \qquad (2.13)$$

де Rx - термічний опір частини конструкції, розташованій між її внутрішньою поверхнею і розрахунковою точкою, м^2((С/Вт)).

Температура на межі першого і другого шарів рівна

$$\tau_{x11} = 20 - \frac{20+31}{4,74}\left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,3}{2,04}\right) = 17,01, \ \tau_{x12} = 20 - \frac{20+31}{6,28}\left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93}\right) = 18,89.$$

Температура на межі другого і третього шарів рівна

$$\tau_{x21} = 20 - \frac{20+31}{4,74}\left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,3}{2,04} + \frac{0,15}{0,035}\right) = -28,93,$$

$$\tau_{x22} = 20 - \frac{20+31}{6,28}\left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,20}{0,12}\right) = 5,36.$$

Температура на межі третього і четвертого шарів рівна

$$\tau_{x32} = 20 - \frac{20+31}{6,28}\left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,20}{0,12} + \frac{0,15}{0,035}\right) = -29,45.$$

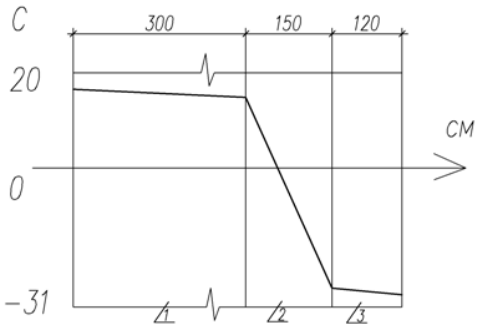
Температура на зовнішній поверхні стіни

$$\tau_{x41} = 20 - \frac{20+31}{4,74}\left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,3}{2,04} + \frac{0,15}{0,035} + \frac{0,12}{0,8}\right) = -30,55$$

$$\tau_{x42} = 20 - \frac{20+31}{6,28}\left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,20}{0,12} + \frac{0,15}{0,035} + \frac{0,12}{0,8}\right) = -30,67$$

По певних температурах побудований графік розподілу температури в товщі стін на рис. 2.3

несуча стіна



не несуча стіна

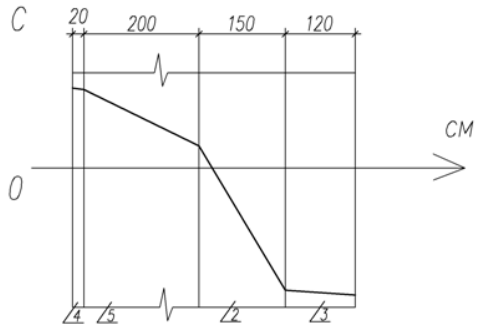


Рисунок 2.3 - Температурні поля захисних конструкцій

2.7.4 Перевірка на випадання конденсату на внутрішній поверхні захисних конструкцій

Пружність водяної пари e_{int},(Па), визначена по формулі(2.14)

$$e_{\text{int}} = \frac{\varphi_{\text{int}} \cdot E_{\text{int}}}{100}, \tag{2.14}$$

де φ_{int} - відносна вологість повітря %;

E_{int} - максимальне значення пружності водяної пари, Па

$$e_{\text{int}} = \frac{60 \cdot 2338}{100} = 1402{,}8.$$

На внутрішній поверхні гладіні зовнішньої стіни конденсації вологи не буде, якщо виконується нерівність:

$$\Delta t_0 \geq \Delta t_n, \tag{2.15}$$

де Δt_n - нормований температурний перепад, °С, між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огороджувальної конструкції, прийнятий згідно [18];

Δt_0 - розрахунковий температурний перепад, °С, між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огороджувальної, що дає, визначений по формулі 2.16:

$$\Delta t_0 = t_{int} - t'_{int}; \tag{2.16}$$

$$\Delta t_{01} = 20 - 18{,}76 = 1{,}24\ ^0\text{C} > \Delta t_n = 4\ ^\circ\text{C};$$

$$\Delta t_{02} = 20 - 19{,}07 = 0{,}93\ ^0\text{C} > \Delta t_n = 4\ ^\circ\text{C}.$$

Оскільки умова (2.15) і виконана, то випадання конденсату не буде.

2.7.5 Перевірка на опір паропроникнення захисних конструкцій будівлі

Оскільки зовнішня стіна є багатошаровою захисною конструкцією, то площина можливої конденсації співпадає із зовнішньою поверхнею утеплювача.

Опір паропроникнення в межах від внутрішньої поверхні до площини можливої конденсації R_{vp}, (м²·ч·Па/мг),визначено по формулі (2.18)

$$R_{vp} = \sum_{i=1}^{x} \frac{\delta_i}{\mu_i}, \tag{2.18}$$

де μ_i - розрахунковий коефіцієнт паропроникненості матеріалу і- го шару конструкції, що захищає, мг(м·ч·Па), прийнятий по [18];

$$R_{vp1} = \frac{0,3}{0,03} + \frac{0,15}{0,55} = 10,27;$$

$$R_{vp2} = \frac{0,02}{0,12} + \frac{0,2}{0,11} + \frac{0,15}{0,55} = 2,25.$$

Значення температур в площині можливої конденсації τ_c, (°С), визначені по формулі:

$$\tau_c = t_{\text{int}} - \frac{t_{\text{int}} + t_i}{\text{R}_0} \cdot \left(\frac{1}{\alpha_{\text{int}}} + R_c \right), \tag{2.19}$$

де R_c - термічний опір шару в межах від внутрішньої поверхні до площини можливої конденсації, (м²·°С)/Вт, визначено як сума термічних опорів окремих шарів;

t_i - середньосезонні температури зовнішнього повітря.

$$R_{c1} = \frac{0,3}{2,04} + \frac{0,15}{0,035} = 4,43,$$

$$R_{c2} = \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,2}{0,12} + \frac{0,15}{0,035} = 5,97$$

Значення температур в площині можливої конденсації(ПВК) в зимовий, весняно-осінній і літній періоди для стіни, що несе, рівні відповідно:

$$\tau_{c1} = 20 - \frac{20+14,9}{4,74} \cdot \left(\frac{1}{8,7} + 4,43 \right) = -13,46,$$

$$\tau_{c2} = 20 - \frac{20-3,9}{4,74} \cdot \left(\frac{1}{8,7} + 4,43 \right) = 4,56,$$

$$\tau_{c3} = 20 - \frac{20-16,7}{4,74} \cdot \left(\frac{1}{8,7} + 4,43 \right) = 16,84.$$

По середньо сезонних температурах в ПВК визначені пружності водяної пари Е,(Па) : Е1 = 189,5, Е2 = 845,5, Е3 = 1917,8.

Пружність водяної пари в ПВК за річний період Е,(Па), по формулі:

$$E = \frac{E_1 \cdot z_1 + E_2 \cdot z_2 + E_3 \cdot z_3}{12}, \qquad (2.20)$$

де z_1, z_2, z_3 - тривалість, мес, зимового, весняно-осіннього і літнього періодів;

$$E = \frac{189,5 \cdot 5 + 845,5 \cdot 2 + 1917,8 \cdot 5}{12} = 1017,3.$$

Середня пружність водяної пари зовнішнього повітря e_s,(Па), визначена як середнє арифметичне значення парціального тиску

$$e_{ext} = \frac{90+120+240+470+810+1440+1960+1910+1240+590+250+120}{12} = 770$$

Опір паропроникнення частини стіни, розташованої між зовнішньою поверхнею і ПВК визначено по формулі(2.18)

$$R_{vp}^{e} = 0,12 / 0,17 = 0,706$$

Необхідний опір паропроникнення з умови неприпустимості накопичення вологи в конструкції, що захищає, за річний період експлуатації R_{vp1}^{req}, (м^2(ч(Па/мг), визначено по формулі:

$$R_{vp1}^{req} = \frac{(e_{\text{int}} - E) \cdot R_{vp}^{e}}{E - e_{ext}}, \qquad (2.21)$$

$$R_{vp1}^{req} = \frac{(1402{,}8 - 1017{,}3) \cdot 0{,}706}{1017{,}3 - 770} = 1{,}10.$$

Необхідний опір паропроникнення з умови обмеження вологи в конструкції, що захищає, за період з негативними середньомісячними температурами зовнішнього повітря R_{vp2}^{req}, (м^2(ч(Па/мг), визначено по формулі (2.22):

$$R_{vp2}^{req} = \frac{0{,}0024 \cdot (e_{\text{int}} - E_0) \cdot z_0}{\delta_w \cdot \rho_w \cdot \Delta w_{av} + \eta}, \qquad (2.22)$$

де z_0 - тривалість періоду накопичення вологи, діб;

δ_w, ρ_w - відповідно товщина і щільність матеріалу зволожуваного шару(утеплювач), м і кг/м^3;

Δw_{av} - граничний допустимий приріст розрахункового масового відношення вологи в матеріалі зволожуваного шару, прийняте по [18,19];

E_0 - пружність водяної пари в площині можливої конденсації визначена при середній температурі зовнішнього повітря періоду з негативними середньомісячними температурами;

η - поправочний коефіцієнт, визначений по формулі:

$$\eta = \frac{0{,}0024 \cdot (E_0 - e_0^{ext}) \cdot z_0}{R_{vp}^e}, \qquad (2.23)$$

де e_0^{ext} - пружність водяної пари зовнішнього повітря, Па, періоду місяців з негативними температурами, Па

$$e_0^{ext} = (90 + 120 + 240 + 250 + 120)/5 = 164,$$

$$\eta = \frac{0{,}0024 \cdot (1640 - 164) \cdot 162}{0{,}706} = 812{,}84$$

$$R_{vp2}^{req} = \frac{0{,}0024 \cdot (1402{,}8 - 1640) \cdot 162}{0{,}15 \cdot 28 \cdot 3 + 812{,}84} = -0{,}11$$

Оскільки розрахунковий опір паропроникнення R_{vp1} більше необхідних значень R_{vp1}^{req} и R_{vp2}^{req} (10,27>1,10 і 10,27>- 0,11), то несучої конструкція стіни, відносно опору паропроникнення задовольняє вимогам [18].

Значення температур в площині можливої конденсації(ПВК) в зимовий, весняно-осінній і літній періоди для стіни, що не несе, рівні відповідно:

$$\tau_{c1} = 20 - \frac{20+14{,}9}{6{,}82} \cdot \left(\frac{1}{8{,}7} + 5{,}97 \right) = -11{,}14,$$

$$\tau_{c2} = 20 - \frac{20-3{,}9}{6{,}82} \cdot \left(\frac{1}{8{,}7} + 5{,}97 \right) = 5{,}63,$$

$$\tau_{c3} = 20 - \frac{20-16{,}7}{6{,}82} \cdot \left(\frac{1}{8{,}7} + 5{,}97 \right) = 16{,}3.$$

По середньо сезонних температурах в ПВК визначені пружності водяної пари Е,(Па) : $E_1 = 234{,}2$, $E_2 = 904$, $E_3 = 1913$.

Пружність водяної пари в ПВК за річний період визначений по формулі(2.20)

$$E = \frac{234{,}2 \cdot 5 + 904 \cdot 2 + 1913 \cdot 5}{12} = 1045.$$

Необхідний опір паропроникнення з умови неприпустимості накопичення вологи в конструкції, що захищає, за річний період експлуатації R_{vp1}^{req}, (м^2(ч(Па/мг), визначено по формулі (2.21):

$$R_{vp1}^{req} = \frac{(1402{,}8 - 1045) \cdot 0{,}706}{1045 - 770} = 0{,}92.$$

Необхідний опір паропроникнення з умови обмеження вологи в конструкції, що захищає, за період з негативними середньомісячними температурами зовнішнього повітря R_{vp2}^{req}, (м^2(ч(Па/мг), визначено по формулі (2.22):

$$R_{vp2}^{req} = \frac{0{,}0024 \cdot (1402{,}8 - 1640) \cdot 162}{0{,}15 \cdot 0{,}28 \cdot 3 + 812{,}84} = -0{,}11$$

Оскільки розрахунковий опір паропроникнення R_{vp2} більше необхідних значень R_{vp1}^{req} и R_{vp2}^{req} (2,25>0,92 и 2,25>-0,11), то конструкція несучої стіни, відносно опору паропроникнення задовольняє вимогам [18].

2.8 Теплотехнічний розрахунок плити покриття

2.8.1 Розрахунок опору теплопередачі плити покриття, визначення товщини утеплювача

Початкові дані для розрахунку[18]:

- внутрішня температура t_{int} = 18 °С;
- відносна вологість внутрішнього повітря φ_{int} = 60%;
- режим вологості приміщення - нормальний;
- умови експлуатації конструкцій, що захищають, - Б.

Величини теплотехнічних показників :

- n = 0,9;
- α_{int} = 8,7;
- α_{ext} = 12.

Необхідний опір теплопередачі R_{req}, (м²·°С/Вт), визначений по формулі(2.1)

$$R_{req} = \frac{0,9 \cdot (18 + 31)}{8,7 \cdot 3,0} = 1,69.$$

Градусо-доба опалювального періоду Dd,(°С·діб), визначена по формулі(2.2)

$$D_d = (18 + 9,3) \cdot 211 = 5760,3.$$

Необхідний опір теплопередачі R_{req},(м²·°С/Вт), визначений по формулі(2.3)

$$R_{req} = 0,00045 \cdot 5760,3 + 1,9 = 4,49$$

До розрахунку прийняте більше з необхідних опорів теплопередачі, рівніше 4,49 м²·°С/Вт.

Схема конструкції покриття показана на плакаті 3.

Необхідна товщина утеплювача $\delta_{ут}$,(м), визначена по формулі(2.4)

$$\delta_{ут1} = \left[4,49 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,18}{2,04} + \frac{0,0025}{0,17} + \frac{0,1}{0,2} + \frac{15 \times 10^{-5}}{0,27} + \frac{0,03}{0,93} + \frac{0,006}{0,18} + \frac{1}{12} \right) \right] \times 0,033 = 0,12$$

Прийнята товщина шару теплоізоляції 130 мм.

Приведений опір теплопередачі R_0,(м²·°С/Вт), розрахований для покриття по формулі(2.5)

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,18}{2,04} + \frac{0,0025}{0,17} + \frac{0,13}{0,033} + \frac{0,1}{0,2} + \frac{15 \times 10^{-5}}{0,27} + \frac{0,03}{0,93} + \frac{0,006}{0,18} + \frac{1}{12} = 4,807.$$

Величина приведеного опору теплопередачі більша за потрібне $R_0 > R_{req}$, отже, товщина утеплювача розрахована правильно.

2.8.2 Розрахунок опору повітропроникнення та температурного поля покриття

Різниця тисків повітря на зовнішній і внутрішній поверхні покриття Δр,(Па), визначена по формулі(2.6):

Δр = 0,55(72,7((14,31 - 11,82) + 0,03(14,31(5,92 = 114,51

Загальний опір повітропроникнення багатошарової конструкції, що включає монолітну залізобетонну плиту з $R_u = 19620$ значно вище

необхідного опору повітряпроникнення R_{inf}^{req}, (м^2(ч(Па/кг), визначеного по формулі (2.11):

$$R_{\text{inf}}^{req} = \frac{114{,}51}{0{,}5} = 229{,}02.$$

Умова (2.10) виконана, покриття відповідає вимогам опору повітряпроникнення.

Температура внутрішньої поверхні τ_{int}, (°С), захисної конструкції, визначена по формулі (2.12)

$$\tau_{\text{int}}^{'} = 18 - \frac{18+31}{4{,}807 \cdot 8{,}7} = 16{,}83,$$

Температура в довільному перерізі стіни τ_x, (°С), визначена по формулі (2.13).

Температура на межі першого і другого шарів рівна

$$\tau_{x1} = 18 - \frac{18+31}{4{,}807} \cdot \left(\frac{1}{8{,}7} + \frac{0{,}18}{2{,}04} \right) = 15{,}93.$$

Температура на межі другого і третього шарів рівна

$$\tau_{x2} = 18 - \frac{18+31}{4{,}807} \cdot \left(\frac{1}{8{,}7} + \frac{0{,}18}{2{,}04} + \frac{0{,}0025}{0{,}17} \right) = 15{,}78.$$

Температура на межі третього і четвертого шарів рівна

$$\tau_{x3} = 18 - \frac{18+31}{4{,}807} \cdot \left(\frac{1}{8{,}7} + \frac{0{,}18}{2{,}04} + \frac{0{,}0025}{0{,}17} + \frac{0{,}13}{0{,}033} \right) = -24{,}38.$$

Температура на межі четвертого і п'ятого шарів рівна

$$\tau_{x4} = 18 - \frac{18+31}{4{,}807} \cdot \left(\frac{1}{8{,}7} + \frac{0{,}18}{2{,}04} + \frac{0{,}0025}{0{,}17} + \frac{0{,}13}{0{,}033} + \frac{0{,}1}{0{,}2} \right) = -29{,}47.$$

Температура на межі п'ятого і шостого шарів рівна

$$\tau_{x5} = 18 - \frac{18+31}{4{,}807} \cdot \left(\frac{1}{8{,}7} + \frac{0{,}18}{2{,}04} + \frac{0{,}0025}{0{,}17} + \frac{0{,}13}{0{,}033} + \frac{0{,}1}{0{,}2} + \frac{15 \times 10^{-5}}{0{,}27} \right) = -29{,}48.$$

Температура на межі шостого і сьомого шарів рівна

$$\tau_{x6} = 18 - \frac{18+31}{4{,}807} \cdot \left(\frac{1}{8{,}7} + \frac{0{,}18}{2{,}04} + \frac{0{,}0025}{0{,}17} + \frac{0{,}13}{0{,}033} + \frac{0{,}1}{0{,}2} + \frac{15 \times 10^{-5}}{0{,}27} + \frac{0{,}03}{0{,}93} \right) = -29{,}81$$

Температура на зовнішній поверхні стіни

$$\tau_{x7} = 18 - \frac{18+31}{4{,}807} \cdot \left(\frac{1}{8{,}7} + \frac{0{,}18}{2{,}04} + \frac{0{,}0025}{0{,}17} + \frac{0{,}13}{0{,}033} + \frac{0{,}1}{0{,}2} + \frac{15 \times 10^{-5}}{0{,}27} + \frac{0{,}03}{0{,}93} + \frac{0{,}006}{0{,}18} \right) = -30{,}15$$

По певних температурах побудований графік розподілу температури в товщі стін на рис. 2.4.

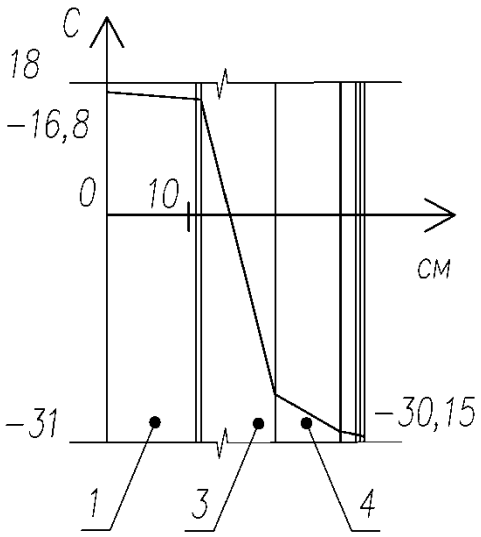


Рисунок 2.4 - Температурне поле покриття

2.8.3 Перевірка на випадання конденсату на внутрішній поверхні покриття

Пружність водяної пари e_{int}, (Па), визначена по формулі(2.14)

$$e_{\text{int}} = \frac{60 \cdot 2064}{100} = 1238{,}4 .$$

На внутрішній гладіні поверхні покриття конденсації вологи не буде, якщо виконується нерівність(2.15):

$$\Delta t_0 = 18 - 16{,}83 = 1{,}17\ ^0\text{C} > \Delta t_n = 3\ ^\circ\text{C};$$

Умова(2.15) і виконана, випадання конденсату не буде.

2.8.4 Перевірка покриття на опір паропроникнення

Оскільки покриття є багатошаровою захисною конструкцією, то площина можливої конденсації співпадає із зовнішньою поверхнею утеплювача.

Опір паропроникнення в межах від внутрішньої поверхні до площини можливої конденсації R_{vp} , (м^2·ч·Па/мг), визначено по формулі (2.18)

$$R_{vp} = \frac{0,18}{0,03} + \frac{0,0025}{0,00136} + \frac{0,13}{0,015} = 16,505.$$

Термічний опір шару в межах від внутрішньої поверхні до площини можливої конденсації R_c, (м^2·°С)/Вт, визначено як сума термічних опорів окремих шарів:

$$R_c = \frac{0,18}{2,04} + \frac{0,0025}{0,17} + \frac{0,13}{0,033} = 4,04$$

Значення температур в площині можливої конденсації(ПВК) в зимовий, весняно-осінній і літній періоди по формулі рівні відповідно

$$\tau_{c1} = 18 - \frac{18 + 14,9}{4,807} \cdot \left(\frac{1}{8,7} + 4,04 \right) = -10,44,$$

$$\tau_{c2} = 18 - \frac{18 - 3,9}{4,807} \cdot \left(\frac{1}{8,7} + 4,04 \right) = 5,81,$$

$$\tau_{c3} = 18 - \frac{18 - 16,7}{4,807} \cdot \left(\frac{1}{8,7} + 4,04 \right) = 16,88.$$

По середньо сезонних температурах в ПВК визначені пружності водяної пари Е,(Па) : $E_1 = 248,6$, $E_2 = 923$, $E_3 = 1922$.

Пружність водяної пари в ПВК за річний період Е,(Па), визначена по формулі(2.20)

$$E = \frac{248,6 \cdot 5 + 923 \cdot 2 + 1922 \cdot 5}{12} = 1058,3.$$

Опір паропроникнення частини покриття між зовнішньою поверхнею і ПВК R_{vp}, (м²·ч·Па/мг) визначено по формулі (2.18):

$$R_{vp} = \frac{0,1}{0,23} + \frac{15 \times 10^{-5}}{0,003} + \frac{0,03}{0,09} + \frac{0,006}{0,30} = 0,84$$

Необхідний опір паропроникнення з умови неприпустимості накопичення вологи в конструкції, що захищає, за річний період експлуатації R_{vp1}^{req}, (м²·ч·Па/мг), визначено по формулі (2.21):

$$R_{vp1}^{req} = \frac{(1238,4 - 1058,3) \cdot 0,84}{1058,3 - 770} = 0,525.$$

Поправочний коефіцієнт η визначений по формулі(2.23)

$$\eta = \frac{0,0024 \cdot (1640 - 164) \cdot 162}{0,84} = 683,18$$

Необхідний опір паропроникнення з умови обмеження вологи в конструкції, що захищає, за період з негативними середньомісячними температурами зовнішнього повітря R_{vp2}^{req}, (м²·ч·Па/мг) визначено по формулі (2.22):

$$R_{vp2}^{req} = \frac{0,0024 \cdot (1238,4 - 1640) \cdot 162}{0,13 \cdot 35 \cdot 25 + 683,18} = -0,20$$

Оскільки розрахунковий опір паропроникнення R_{vp} більше необхідних значень R_{vp1}^{req} и R_{vp2}^{req} (0,84>0,525 и 0,84>-0,20), то конструкція покриття відносно опору паропрониенкння задовольняє вимог [18].

3 ПРОЄКТУВАННЯ ТА РОЗРАХУНОК КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ БУДІВЛІ

Розрахунок будівлі проведено програмним комплексом «Мономах 4.2». Просторову модель будівлі отримано шляхом імпорту поверхових планів dxf-файлів, створених в «AutoCAD 2012», в «Мономах 4.2 Компонування». Просторова модель ґрунтової основи сформована в програмі «Мономах 4.2. Грунт». Армування ростверку підібрано з використанням «Мономах 4.2. Плита».

3.1 Розрахунок пальового фундаменту

3.1.1 Збір навантаження

Збір навантажень проведено по поверхово. Розрахункове значення навантаження визначено за формулою:

$$g_р = \gamma_F \cdot g_н, \quad (3.1)$$

де $g_н$ - нормативне значення навантаження;

γ_F - коефіцієнт надійності за навантаженням.

Нормативні навантаження встановлені нормами за заздалегідь заданою ймовірністю перевищення середніх значень або за номінальними значеннями.

Постійні навантаження від ваги несучих конструкцій будівлі, маси і тиску ґрунтів обчислені та враховані автоматично виходячи з даних про властивості матеріалів і ґрунтів.

Постійні навантаження від ваги конструкцій підлог задані у формі постійного завантаження плит перекриття, покриття та ростверку. Вага

конструкцій підлог у санвузлах врахована за допомогою штампів рівномірно розподіленого навантаження. Навантаження від ваги конструкцій підлог наведено в таблиці 3.1

Вага огороджувальних конструкцій і перегородок задана у вигляді лінійних навантажень на плити перекриття по поверхово. Значення погонних навантажень наведено в таблиці 3.2.

Таблиця 3.1 - Навантаження на 1 м^2 площі плит від конструкцій підлоги

Найменування навантаженнч	Нормативне значення навантаження $g_н$, кг/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_F	Розрахункове значення навантаження $g_р$, кг/м^2
Пол			
санвузол			
руберойд (3сл)	23,0	1,2	27,6
цементно-пісчана стяжка	26,5	1,3	34,45
плитка	18,0	1,3	23,4
Разом	67,5		85,45
кімнати			
цементно-пісчана стяжка	26,5	1,3	34,45
лінолеум	8,8	1,2	10,6
Разом	35,3		45,05
Технічний поверх			
Підлога			
Цементно-пісчана стяжка	26,5	1,3	34,45
плівка	0,1	1,2	0,12
утеплювач	20,6	1,2	24,72
руберойд	2,3	1,2	2,76
цементно-пісчана стяжка	26,5	1,3	34,45
Разом	76,0		96,5
Покрівля			
руберойд	2,9	1,2	3,48
обмазка	53,0	1,3	68,9
утеплювач	26,5	1,3	34,45
окраска бітумом	4,7	1,2	5,64
стяжка	26,5	1,3	34,45
руберойд	2,9	1,2	3,48
Разом	116,5		150,4

Таблиця 3.2 - Погоні навантаження від ваги стін і ваги перегородок

Найменування навантаження	Фактичне значення навантаження $g_{н,}$ тс/м	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_F	Розрахункове значення навантаження $g_р$, тс/м
Навантаження від ваги перегородок 90 мм	0,35	1,1	0,385
Навантаження від ваги перегородок 190 мм	0,74	1,1	0,814
Навантаження від ваги огороджувальних конструкцій	0,93	1,1	1,020

Тимчасові навантаження за тривалістю дії існують тривалі, короткочасні та особливі.

Тривалі навантаження включають:

- навантаження від ваги ліфтового обладнання;

- навантаження від ваги санітарно-технічного обладнання;

- знижене навантаження від ваги людей і меблів;

- знижене навантаження від ваги снігового покриву.

Значення тимчасових навантажень наведено в таблиці 3.3

Таблиця 3.3 – Тимчасові тривалі навантаження

Найменування навантаження	Спосіб навантаження моделі	Фактичне значення навантаження $g_н$	Коефіцієнт надійності по навантаженню γF	Розрахункове значення навантаження gp, тс/м
Навантаження від обладнання				
Маса ліфтового обладнання, тс/м^2 Вага ванн, кгс Вага унітазів, кгс	Штамп Точкова Точкова	1 105 14	1,05 1,05 1,05	1,05 110,3 14,7
Інше навантаження				
Навантаження від людей и меблі на житлових поверхах, кгс/м^2 Снігове навантаження, кгс/м^2	Рівномірно розподілена Рівномірно розподілена	30 60	1,3 -	39 60

Короткочасні навантаження включають:

- повне навантаження від ваги людей і меблів;

- повне снігове навантаження;

- вітрові навантаження.

Значення короткочасних навантажень наведено в таблиці 3.4

Таблиця 3.4 - Короткочасні навантаження

Найменування навантаження	Спосіб навантаження моделі	Фактичне значення навантаження gн	Коефіцієнт надійності по навантаженню γF	Розрахункове значення навантаження gр, тс/м
Навантаження від людей и меблі на житлових поверхах	Рівномірно розподілена	150	1,3	195
Навантаження від людей на технічному поверху	Рівномірно розподілена	70	1,3	91
Снігове навантаження	Рівномірно розподілена	120	-	120

Початкові дані для розрахунку вітрового навантаження наведено в таблиці 3.5, розподіл вітрового навантаження залежно від висоти - у таблиці 3.6

Таблиця 3.5 - Вихідні дані для розрахунку вітрового навантаження

Характеристика	Значення
Вітровий район	III
Нормативне значення для вітрового тиску	0,38 кН/ м^2
Тип місцевості	С – міські райони з забудовою будівлями висотою більш 25 м
Тип споруди	Вертикальне
Направлення 1	90° К=1
Направлення 2	135° К=1

Таблиця 3.6 - Вітрове навантаження на будівлю

Висота (м)	Нормативне значення (kПа)	Розрахункове значення (kПа)
0	-0,075	-0,105
5	-0,075	-0,105
10	-0,100	-0,140
15	-0,113	-0,158
20	-0,123	-0,172
25	-0,132	-0,184
30	-0,139	-0,195
35	-0,146	-0,204
40	-0,152	-0,212

Висота (м)	Нормативне значення (kПа)	Розрахункове значення (kПа)
45	-0,157	-0,220
50	-0,162	-0,227
55	-0,167	-0,234
60	-0,171	-0,240
65	-0,175	-0,246
70	-0,179	-0,253
75	-0,183	-0,248

До особливих навантажень належать сейсмічні впливи. Вихідні дані для розрахунку сейсмічних навантажень наведено в таблиці 3.7, результати розрахунку наведено в таблиці 3.8.

Таблиця 3.7 - Вихідні дані для розрахунку сейсмічних навантажень

Характеристика	Значення
Бал	7
Категорія ґрунту	III
Направлення 1	0°
Направлення 2	240°

Таблиця 3.8 – Величина сейсмічних дій

Форма	Частота, Гц	Період, с	Сейсміка 1,массы,%	Сейсміка 2,массы,%
1	0,58	1,7290	72,9	14,6
2	0,60	1,6608	0,3	58,7
3	1,02	0,9808	0,0	0,0
4	2,59	0,3854	13,4	2,9
5	2,74	0,3643	0,0	10,6
Сума			86,6	86,8

Сумарні вертикальні навантаження приведені в таблиці 3.9

Таблиця 3.9 - Сумарні вертикальні навантаження

Постійна, тс	Тривала, тс	Короткочасна., тс
Навантаження на відмітці низу стін цокольного поверху		
22554.561	35.699	127.955
Власна вага фундаментних плит і додаткове навантаження на них		
1099.784	81.465	1.629

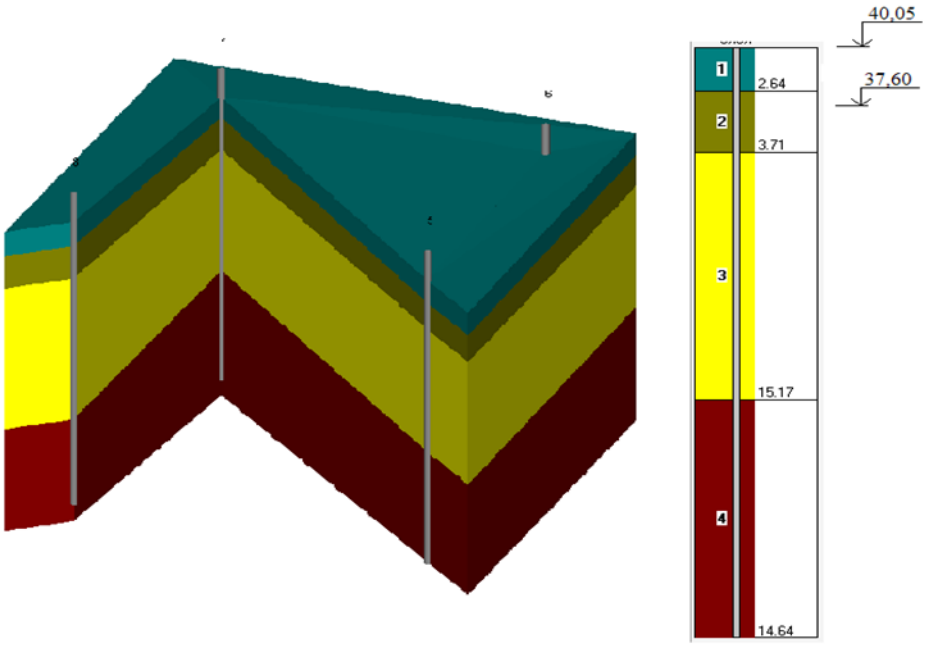
3.1.2 Розрахункова схема

Усі навантаження були враховані під час завантаження просторової моделі будівлі в програмі «Мономах 4.2 Компонування».

Характеристики ґрунтів основи наведено в таблиці 3.10. Тривимірна модель ґрунту, сформована в «Мономах 4.2 Ґрунт», наведена на малюнку 3.1.

Таблиця 3.10 - Характеристики ґрунтів основи

№ ІГЭ	Найменування ґрунту		Природна вологість (долі)	Показник текучості	Коефіцієнт пористості	Модуль деформації (тс/м^2)	Коефіцієнт Пуассона	Щільність ґрунту (тс/м^3)
1	Насипний		0,05	0,20	0,70	1000	0,300	1,800
2	Суглинок тугопластичний		0,17	0,26	0,68	1800	0,350	1,870
3	Пісок дрібний щільний		0,04	-	0,55	3500	0,300	1,770
4	Глина полутверда		0,02	0,15	0,80	2200	0,420	1,920



37,60 – відмітка підошви фундаменту

Рисунок 3.1 - Трьохмірная модель ґрунту, розріз по центральної свердловині

Просторова модель будівлі представлена на рисунку 3.2

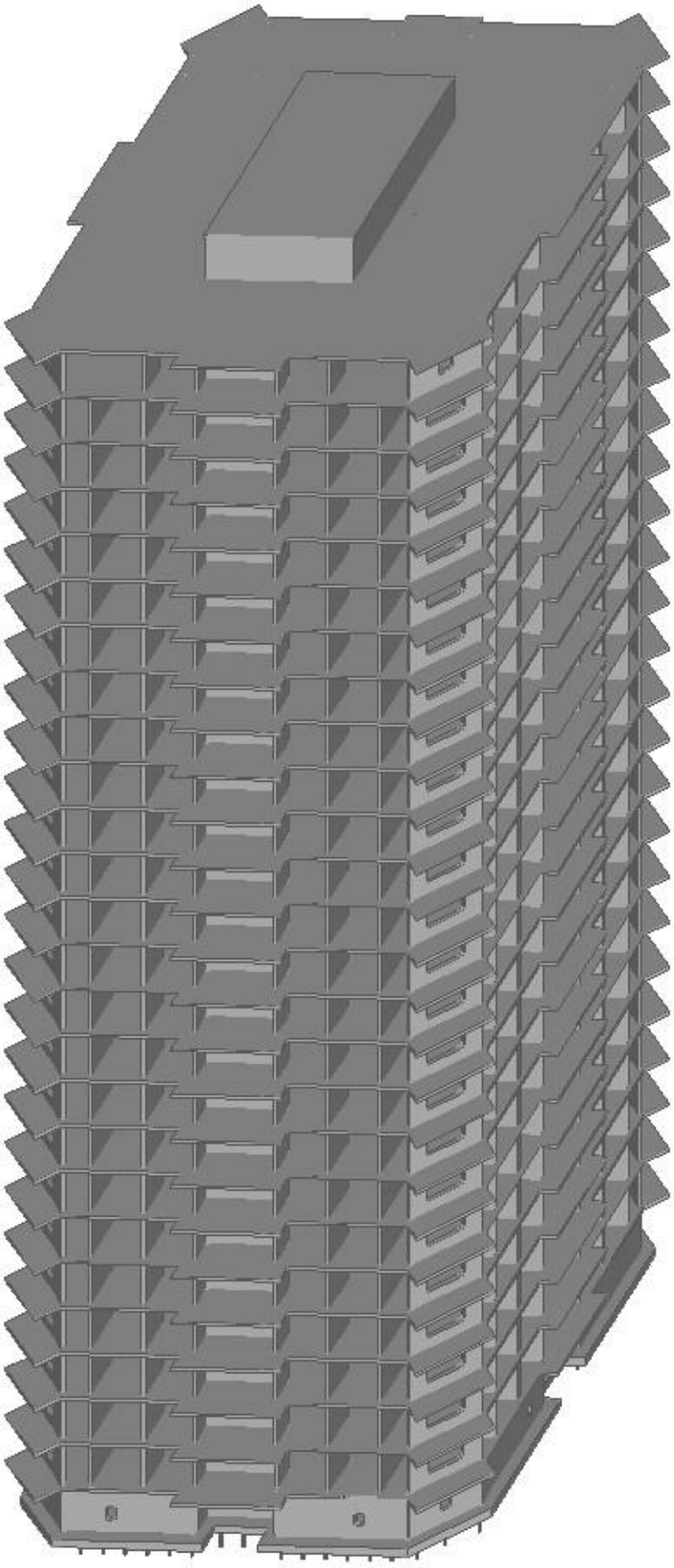


Рисунок 3.2 - Просторова модель будівлі

Основні характеристики будівлі наведено в таблиці 3.11, 3.12

Таблиця 3.11 - Основні характеристики будівлі

Характеристика	Значення
Відмітка планування, м	0,2
Відмітка підошви фундаменту, м	-3,7
Схема розподілу горизонтальних навантажень при розрахунку	Рамно-в'язева

Таблиця 3.12 - Характеристики матеріалу несучих конструкцій

Назва	Модуль пружності, тс/м2	Коефіцієнт Пуассона	Об'ємна вага, т/м3	Деталі
Залізобетон	3e+006	0.2	2.5	C20/25, A-240C, A-240C

3.1.3 Аналіз розрахунку

Розрахункові зусилля, що виникають у несучих елементах, визначено за допомогою програми «Мономах 4.2 Компонування» методом скінченних елементів. Крок тріангуляції стосовно фундаментної плити, стін і перекриття цокольного поверху прийнято рівним 0,5 м. Крок тріангуляції елементів вищих поверхів ухвалено таким, що дорівнює величині, на порядок більшій, ніж розмір сторони плити або стіни, сформовано мінімальну кількість вузлів розрахункової схеми. Це вузли контурів плит, стін, отворів, а також точки перетину елементів.

Результати розрахунку подано у вигляді ізополів переміщень.

Деформовану схему будівлі представлено на рисунку 3.3

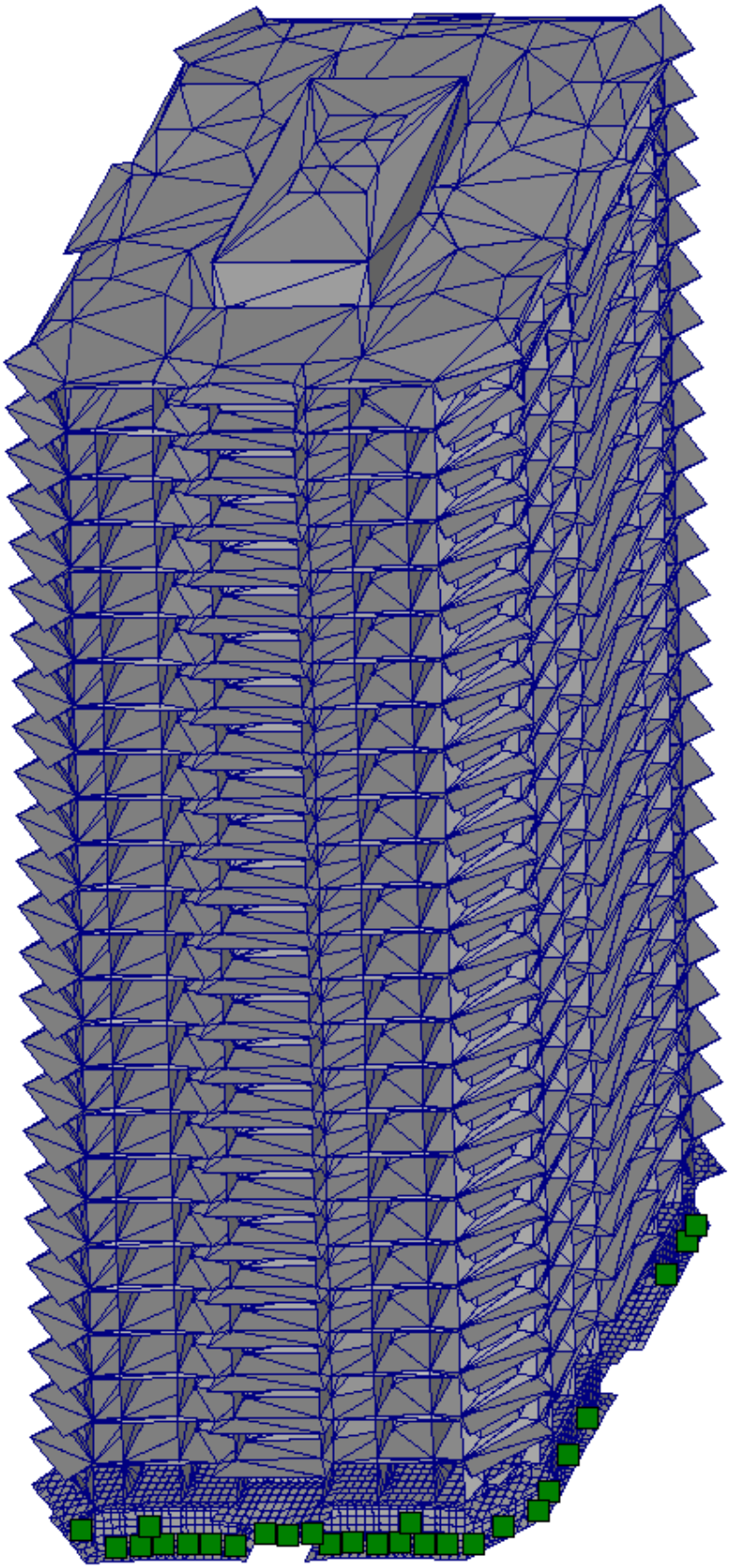


Рисунок 3.3 - Деформована схема

Ізополя переміщень по осі ординат від постійного завантаження подано на рисунку 3.4

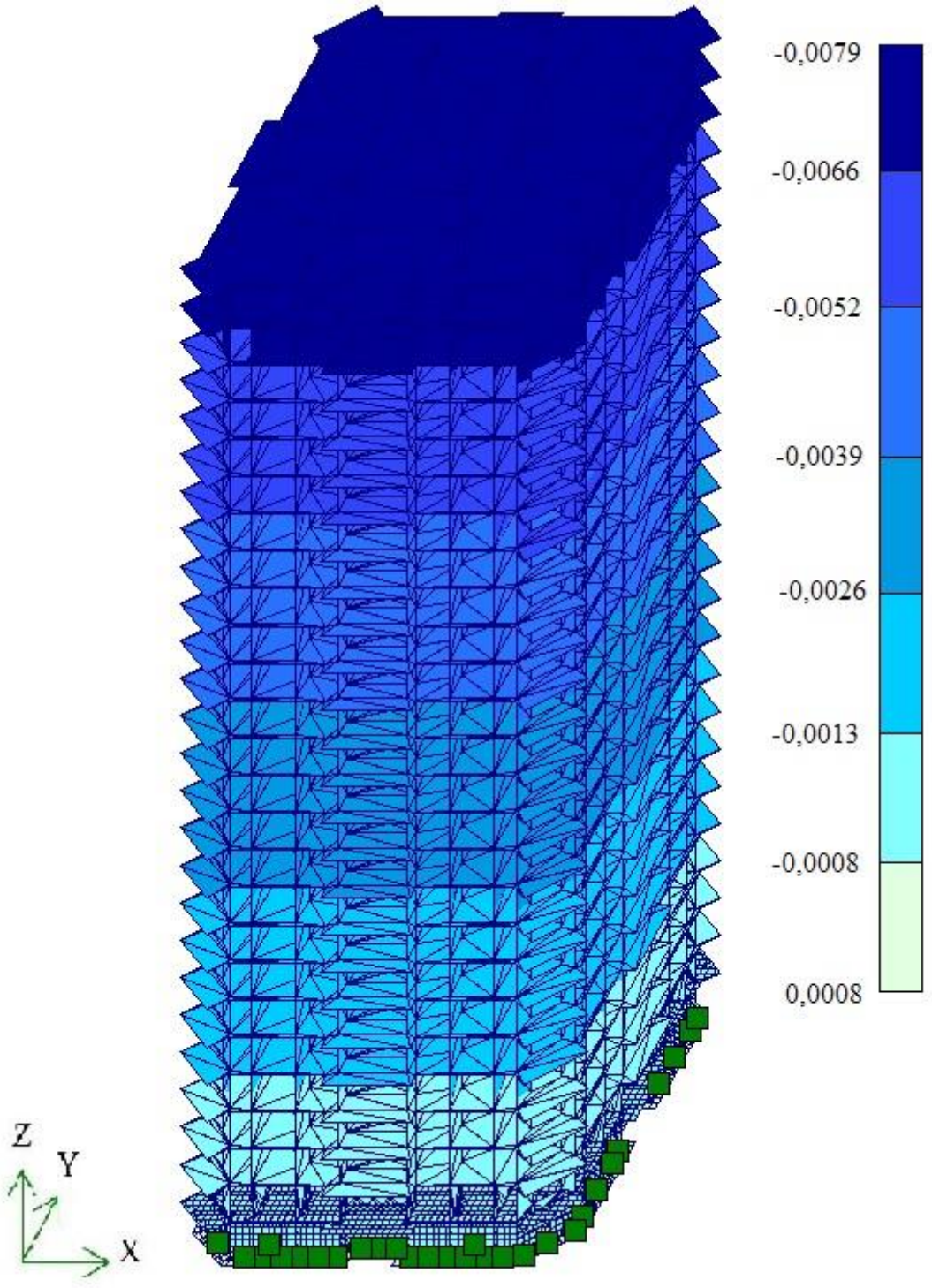


Рисунок 3.4 - Ізополя переміщень за деформованою схемою від постійного завантаження по осі ординат, м

Ізополя переміщень по осі ординат від тривалого завантаження подано на рисунку 3.5

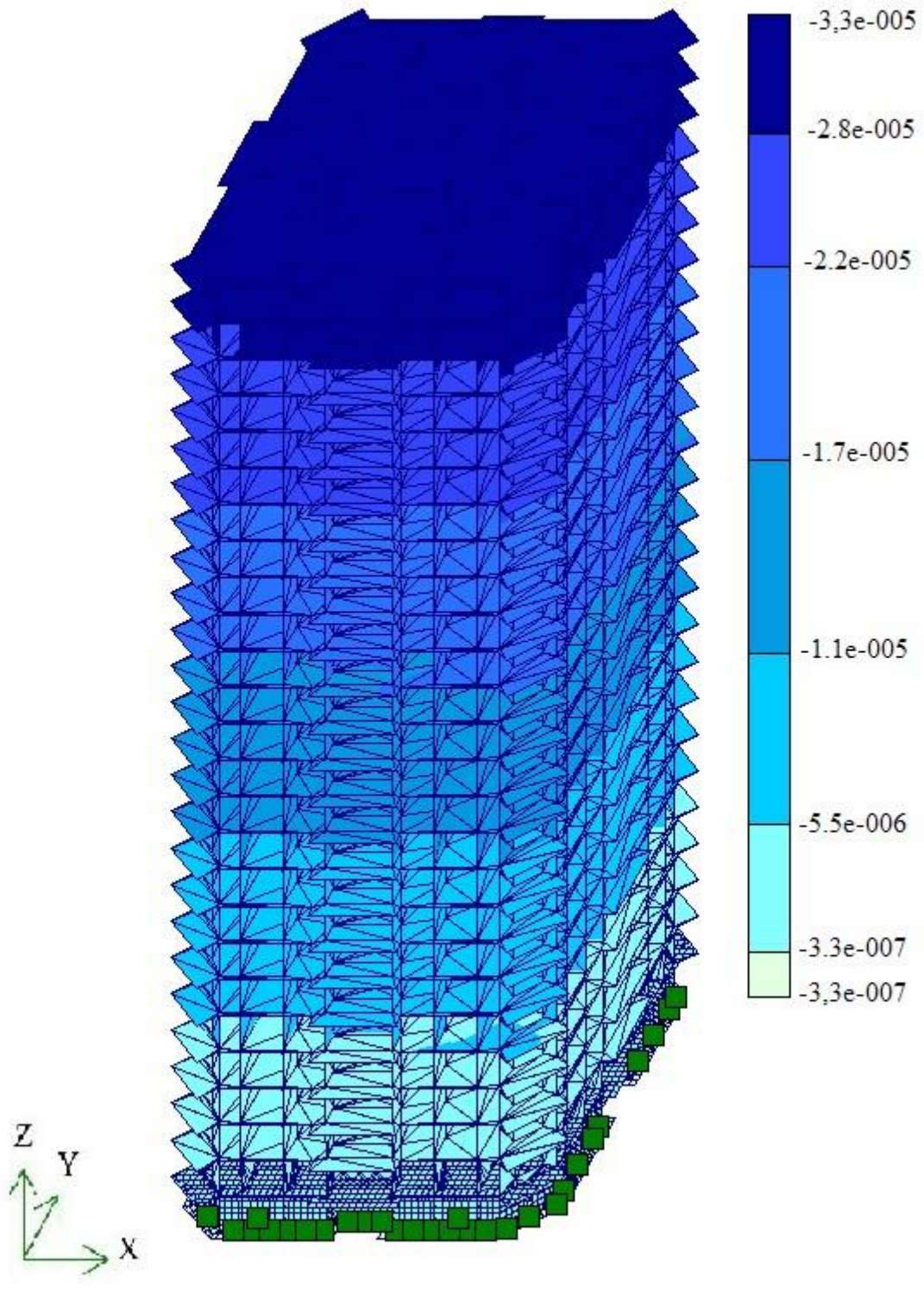


Рисунок 3.5 - Ізополя переміщень за деформованою схемою від тривалого завантаження по осі ординат, м

Ізополі переміщень за віссю аплікатів від вітрового тиску в напрямку 1 і 2 подано на рисунку 3.6

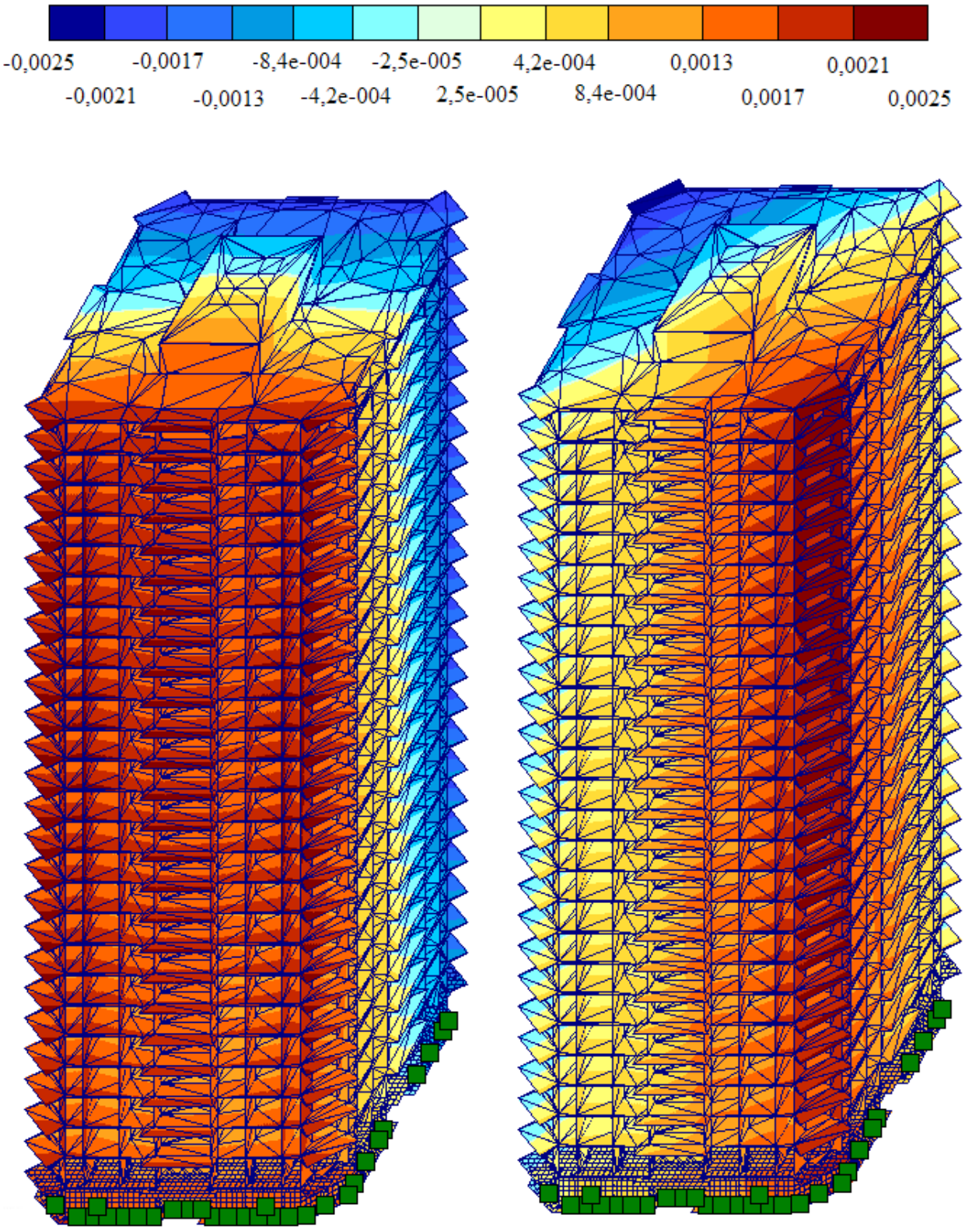


Рисунок 3.6 - Ізополі переміщень по осі аплікату від вітрового тиску, м

Ізополі переміщень по осі ординат від вітрового тиску в напрямку 1 і 2 подано на рисунку 3.7

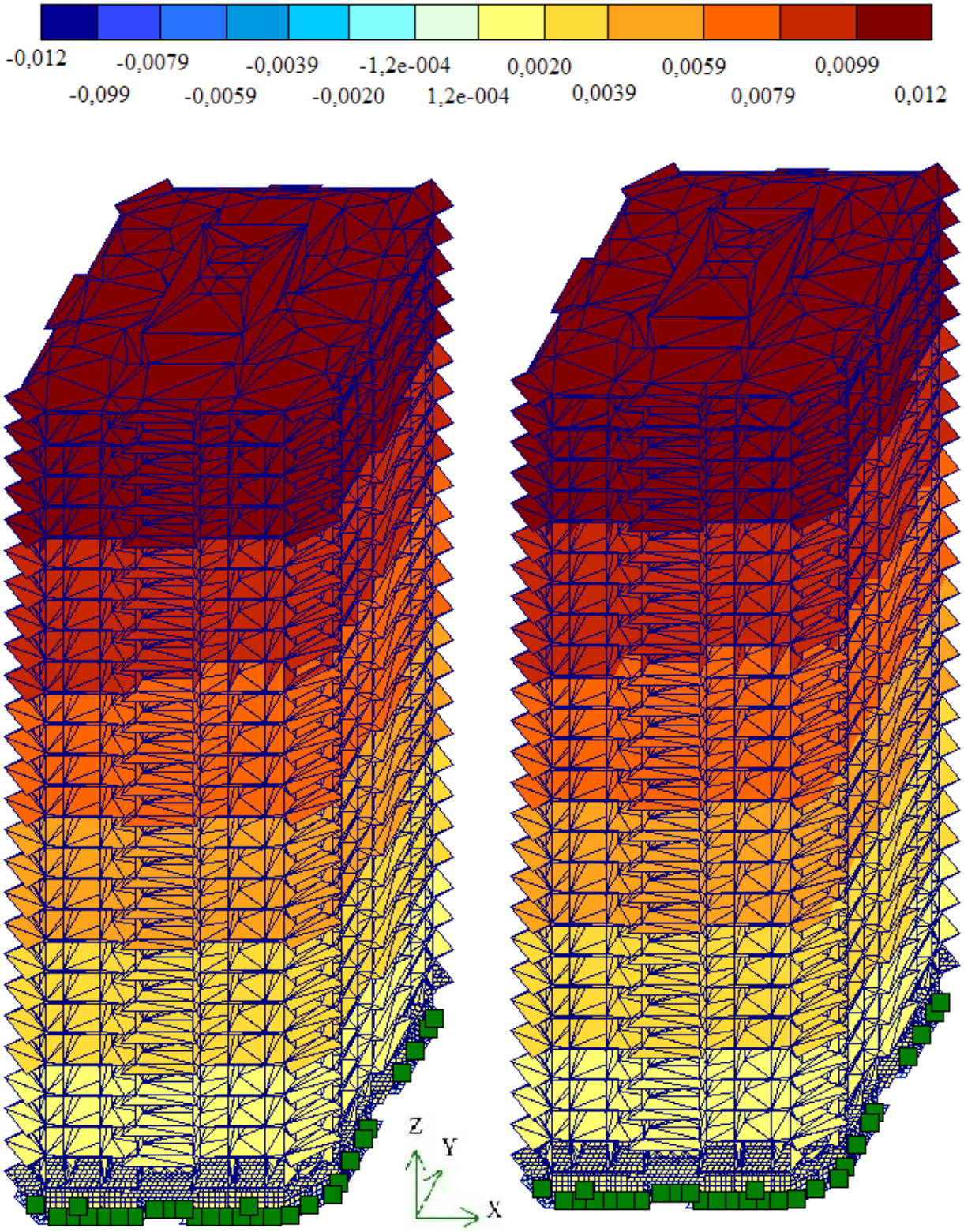


Рисунок 3.7 - Ізополі переміщень по осі ординат від вітрового тиску, м

3.1.4 Розрахунок фундаменту

Прийнято пальовий фундамент із плитним монолітним ростверком. Фундамент було розраховано за допомогою «Мономах 4.2 Компонування». Армування підібрано в програмі «Мономах 4.2 Плита». Характеристики матеріалу ростверку наведено в таблиці 3.13

Таблиця 3.13 - Характеристики матеріалу несучих конструкцій

Назва	Модуль пружності, тс/м2	Коефіцієнт Пуассона	Об'ємна вага, т/м3	Деталі
Залізобетон	3e+006	0.2	2.5	C20/25, A-240C A-240C

Коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі прийнято рівним 0,95, оскільки об'єкт належить до групи масового житлового будівництва (II). Коефіцієнти сполучень навантажень наведено в таблиці 3.14

Таблиця 3.14 - Коефіцієнти сполучень навантажень

Навантаження	Постійне	Тривале	Короткочасне	Сейсмічне	Вітрове
Надійність	1.10	1.20	1.20	1.00	1.40
Тривале	1.00	1.00	0.35	0.00	0.00
I основне поєднання	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00
II основне поєднання	1.00	0.95	0.90	0.00	0.90
III особливе поєднання	0.90	0.80	0.50	1.00	0.00

Результати розрахунку ростверку подано у вигляді епюр впливу згинальних моментів і поперечних сил на рисунках 3.8 - 3.10.

Епюра зусиль у палях N_z представлена на рисунку 3.11.

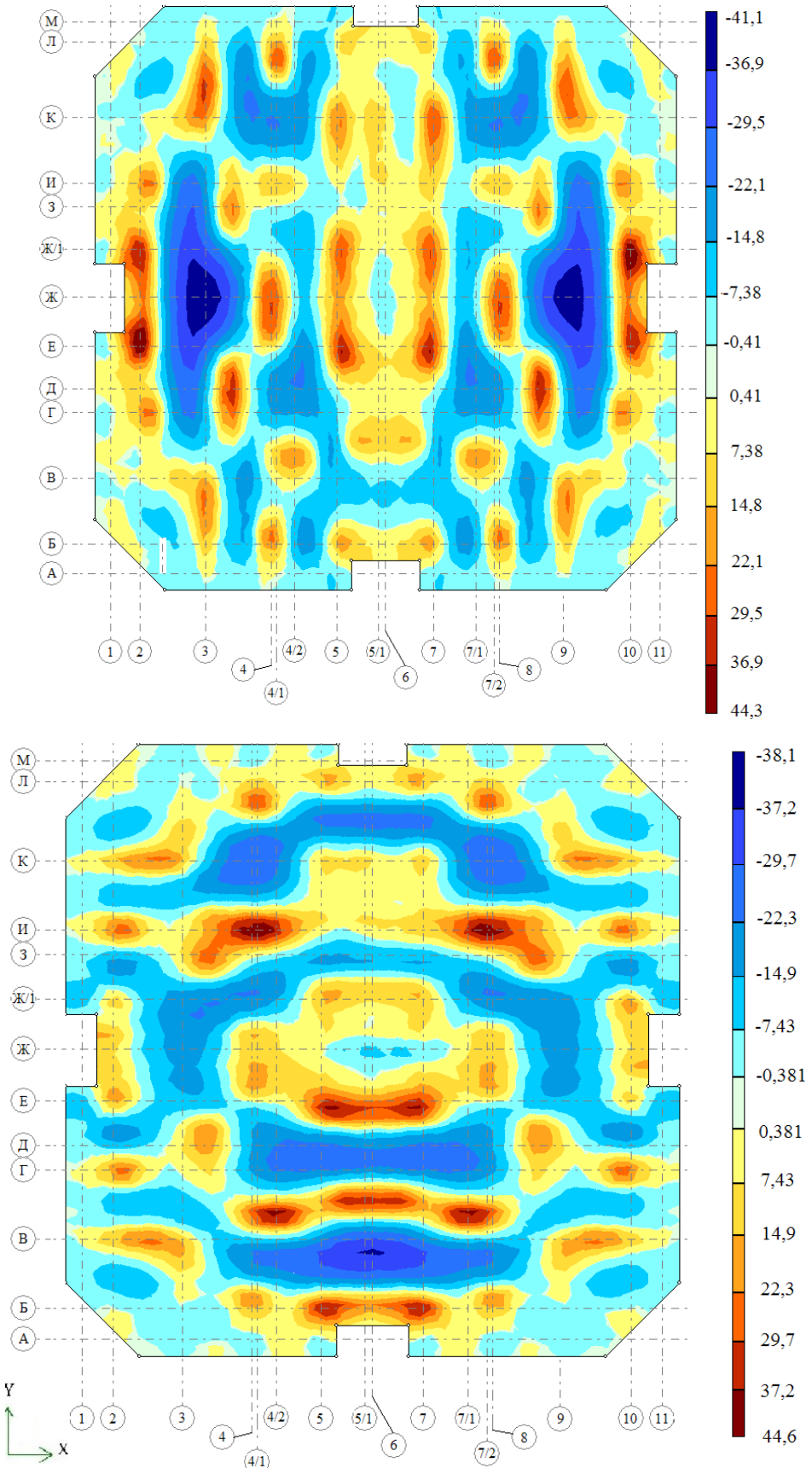


Рисунок 3.8 - Епюри від впливу моментів M_x (зверху) і M_y (знизу), т·м

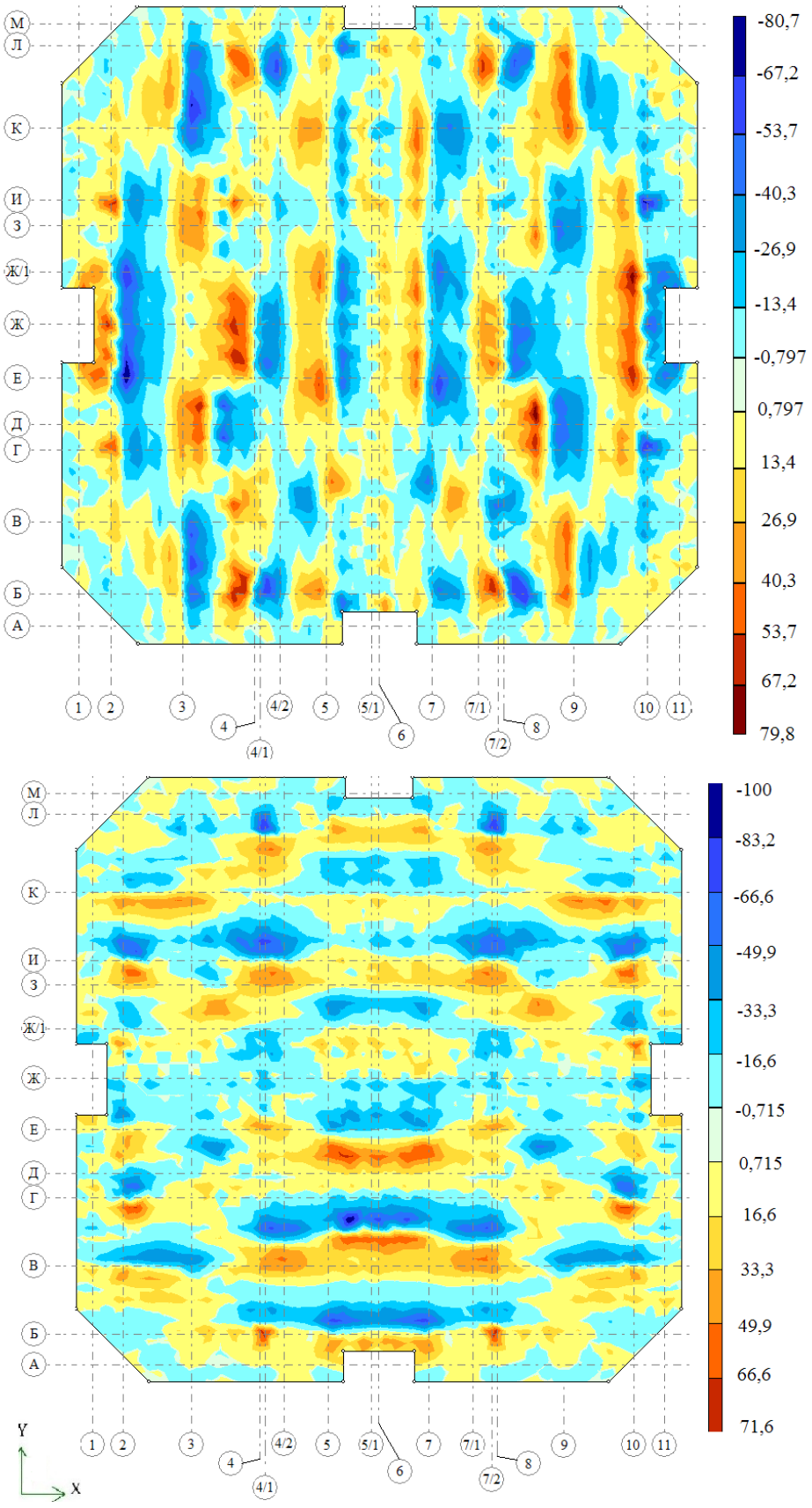


Рисунок 3.9 - Епюра від впливу моментів Qx (зверху) і Qy (знизу), т

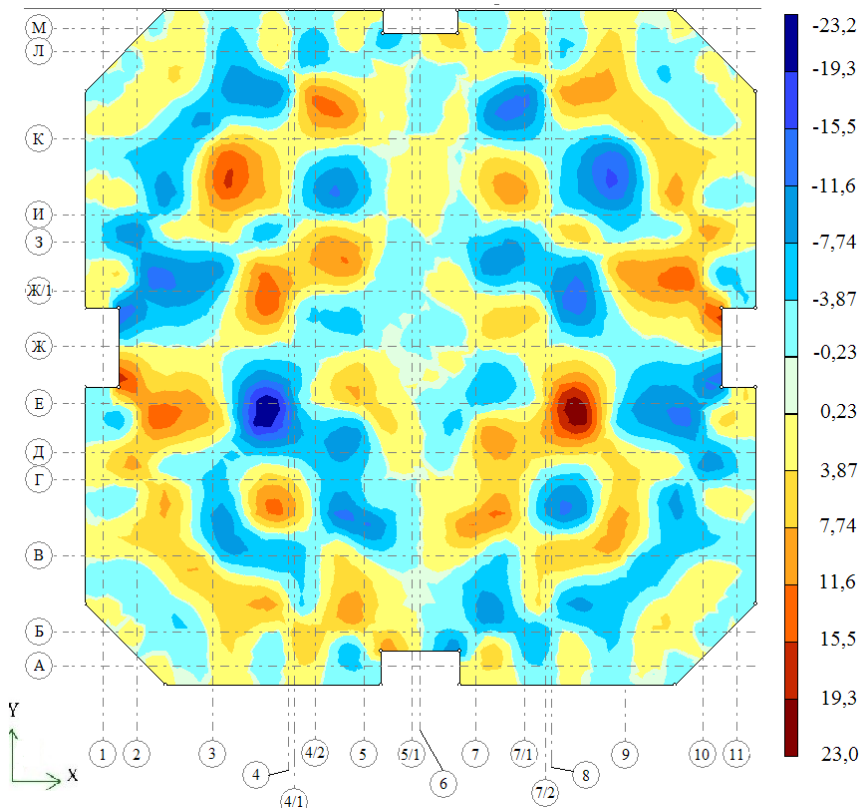


Рисунок 3.10 - Епюра від впливу моментів МХУ, т·с

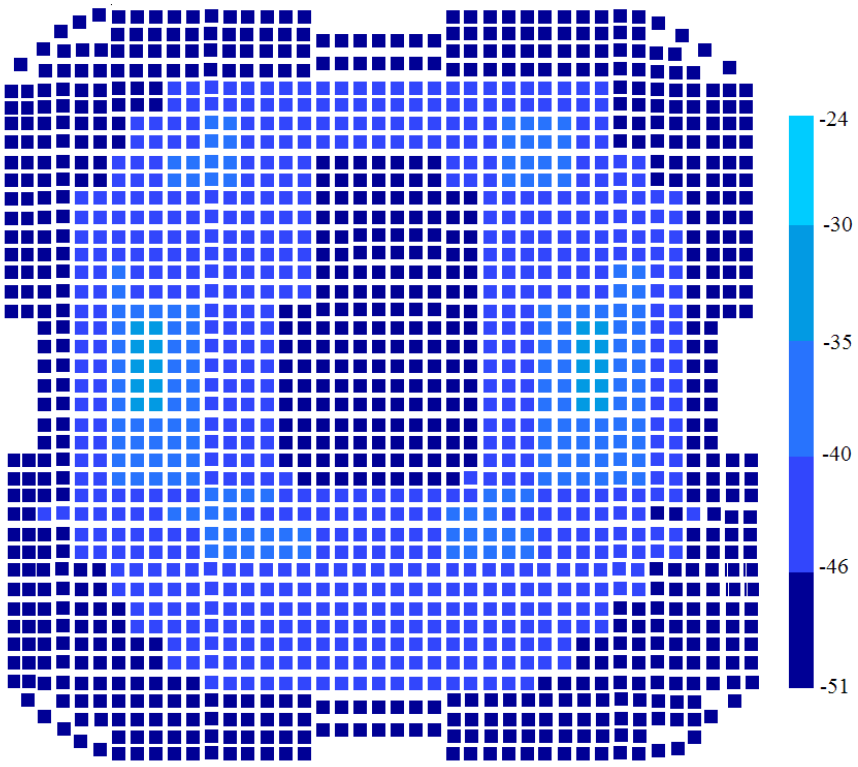


Рисунок 3.11 - Епюра зусиль в палях N_z , т

Найбільше навантаження, що передається на палю, становить 510 кН. Прийнято попередньо палі С 70-30 4у в кількості 764 штуки.

3.1.5 Армування ростверку

Ізополі арматури наведено на рисунках 3.12 - 3.15. Зліва від спектральної смуги вказано розрахункову площу арматури, см^2/м праворуч - крок стрижнів і їхній діаметр, мм.

Ростверк армований поодинокими стрижнями поздовжніми і поперечними у двох напрямках. Стрижні розставлені й розраховані за ізополями арматури для верхньої та нижньої зони.

Верхня зона ростверку армована поодинокими стрижнями діаметром 25 мм із кроком 200 мм у поздовжньому і поперечному напрямку. Захисний шар - 30 мм. У зонах екстремумів передбачено додаткове армування стрижнями діаметром 32 і 36 мм із кроком 200 мм.

Нижня зона ростверку армована поодинокими стрижнями діаметром 32 мм із кроком 200 мм у поздовжньому та поперечному напрямку. Захисний шар - 30 мм. Товщина плити - 500 мм. У зонах екстремумів передбачено додаткове армування, крок стрижнів становить 100 мм.

Ізополі поперечної арматури наведено на рисунках 3.13 і 3.17. Зліва від спектральної смуги зазначено розрахункову площу арматури, см2/м, праворуч - крок стрижнів і їхній діаметр, мм.

Поперечне армування запроектовано поодинокими стрижнями діаметром 16 мм, встановленими з кроком 400 у поздовжньому та поперечному напрямку. Стрижні розставлені та розраховані за ізополями арматури для верхньої та нижньої зони.

У зонах екстремумів передбачено додаткове армування стрижнями діаметром 32 мм (випуски стін) і 16 мм із кроком 150 у смузі завширшки 300 мм із кожного боку від контуру стін.

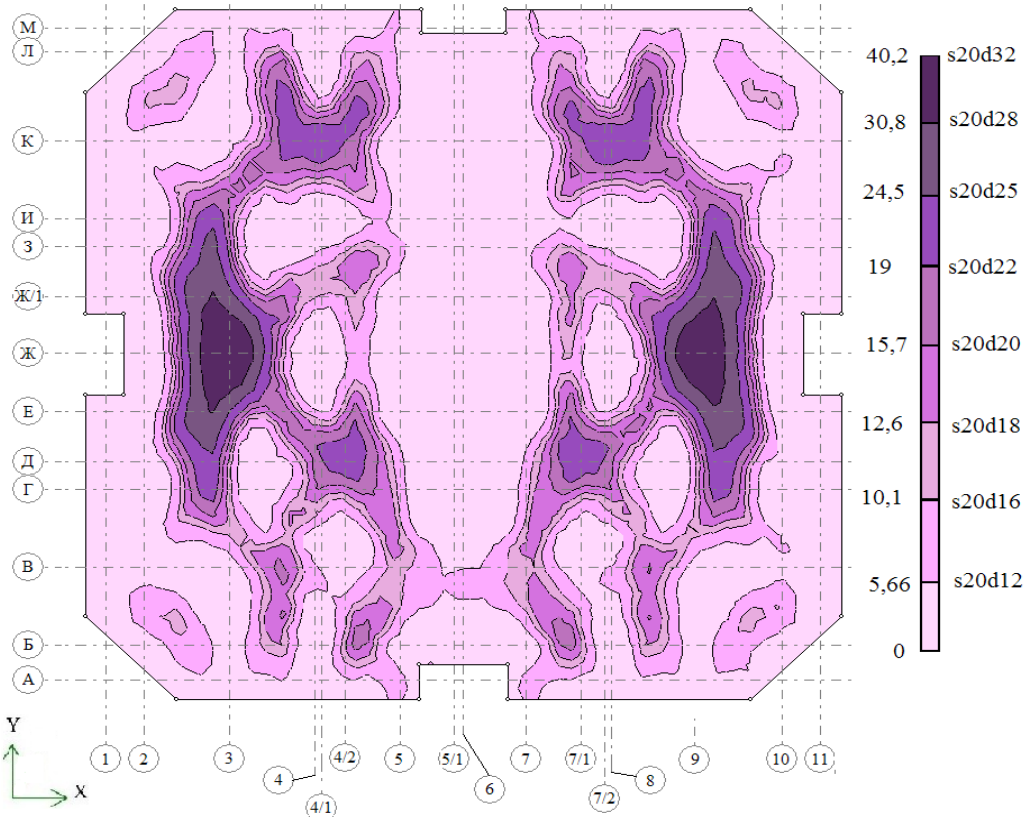


Рисунок 3.12 - Ізополя верхньої арматури вздовж осі абсцис

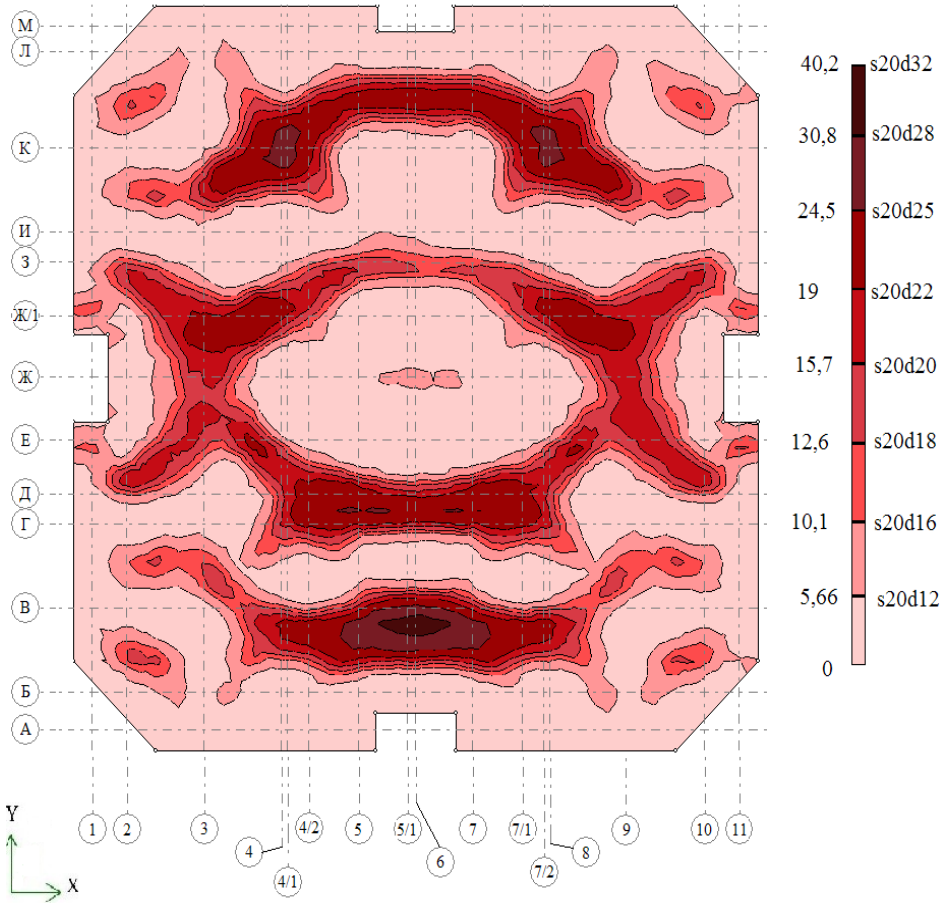


Рисунок 3.13 - Ізополя верхньої арматури вздовж осі ординат

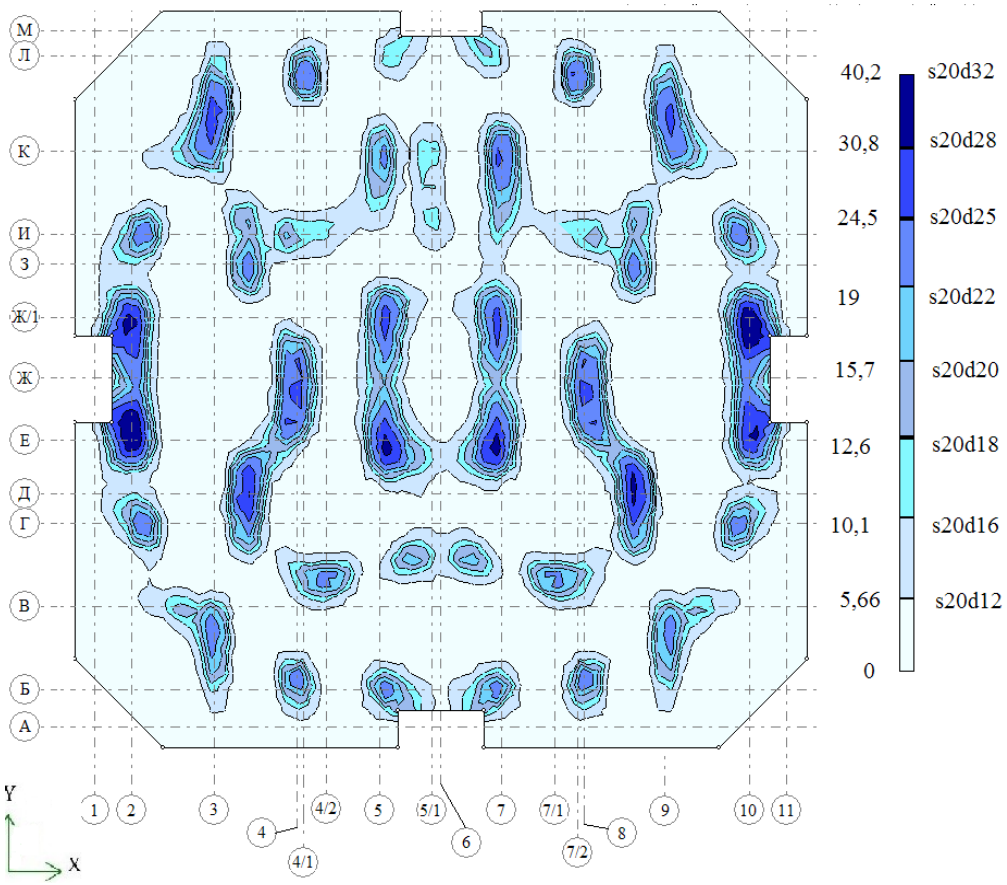


Рисунок 3.14 - Ізополя нижньої арматури вздовж осі абсцис

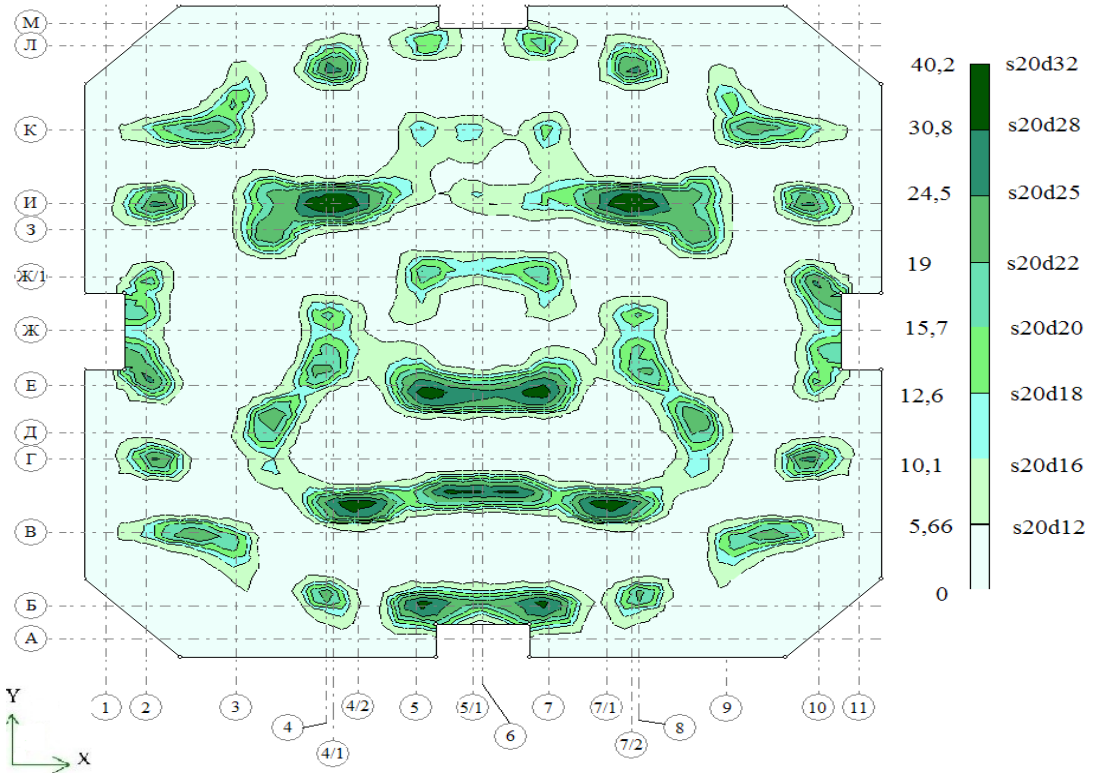


Рисунок 3.15 - Ізополя нижньої арматури вздовж осі ординат

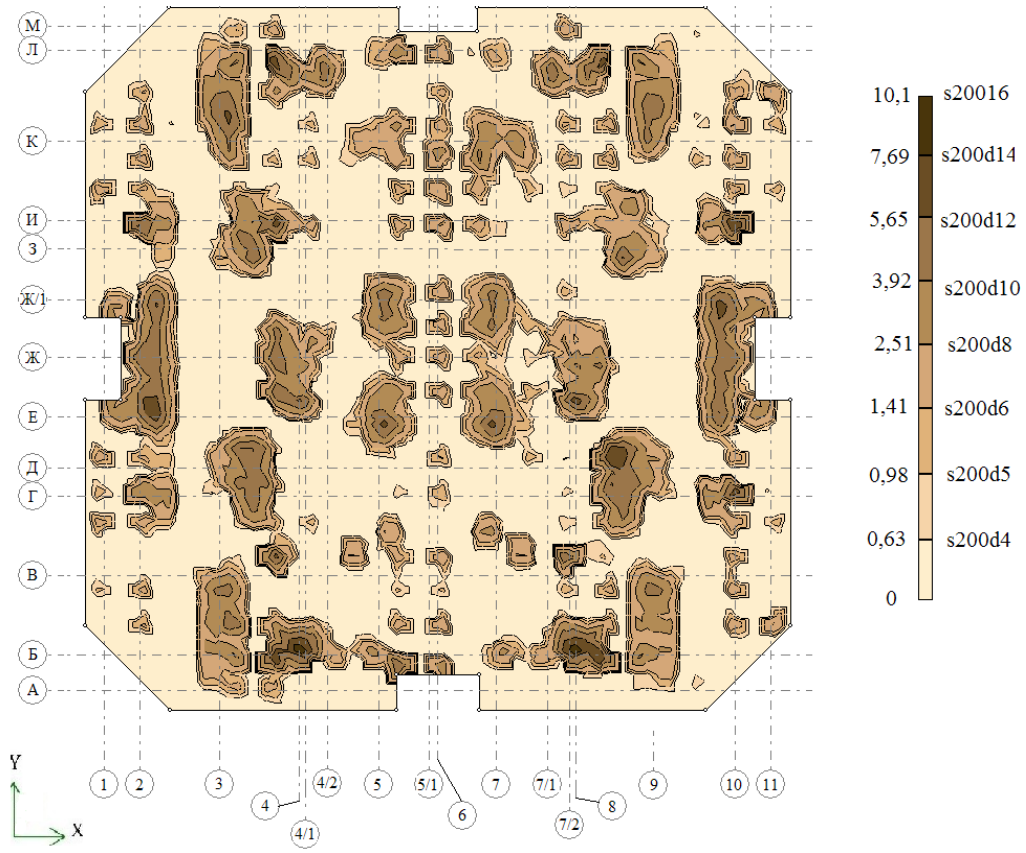


Рисунок 3.16 - Ізополя поперечної арматури вздовж осі абсцис

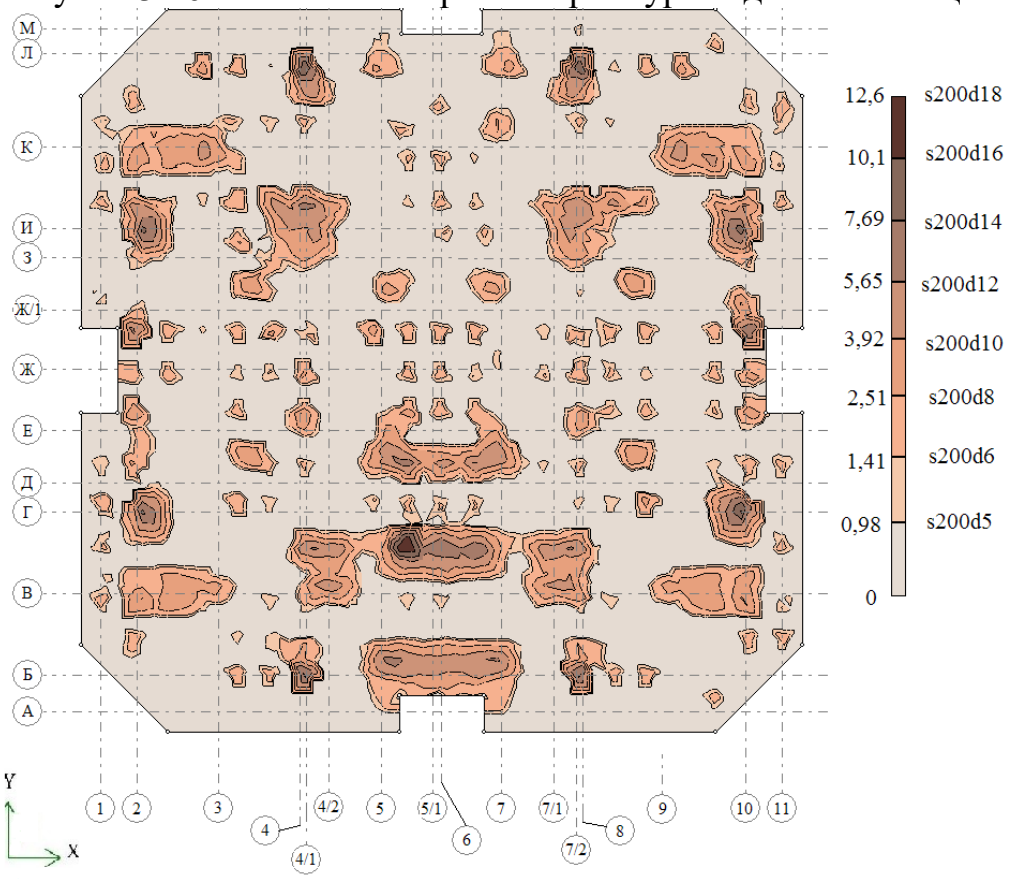


Рисунок 3.17 - Ізополя поперечної арматури вздовж осі ординат

3.3.6 Визначення несучої здатності палі

Масив розбитий на шари потужністю не більш як 2м. Опір ґрунту наведено в таблиці 3.15

Таблиця 3.15 - Опір ґрунту на бічній поверхні палі

Найменування ґрунту	Показник текучості I_L	Потужність шару $h_{i,м}$	Розрахунковий опір на боковій поверхні f_i, кПа
Суглинок тугопластичний	0,26	2	34,80
Суглинок тугопластичний	0,26	1,71	44,00
Пісок дрібний щільний	-	2	41,75
Пісок дрібний щільний	-	0,74	42,20

Несуча здатність палі по ґрунті $F_д$, кН визначається за формулою:

$$F_Д = \gamma_c \cdot (\gamma_R \cdot R \cdot A + U \cdot \gamma_f \cdot \sum_{i=1}^{n} f_i h_i), \quad (3.2)$$

де U - периметр палі, м

γc, γR, γf - коефіцієнти, що залежать від способу занурення паль;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;

A - площа поперечного перерізу палі, м^2

$$F_Д = 1 \cdot (1 \cdot 2350 \cdot 0{,}09 + 1{,}2 \cdot 1 \cdot [(2 \cdot 34{,}8) + (1{,}71 \cdot 44) + (2 \cdot 41{,}75) + (0{,}74 \cdot 42{,}2)] = 522{,}98$$

Несуча здатність за матеріалом $F_д$, кН визначається за формулою

$$F_{ДМ} = \varphi \cdot (\gamma_c \cdot \gamma_m \cdot R_b \cdot A + \gamma_a \cdot R_a \cdot A_a), \quad (3.3)$$

$$F_{ДМ} = 1 \cdot (1 \cdot 1 \cdot 8500 \cdot 0{,}09 + 1 \cdot 29{,}5 \cdot 18{,}08) = 1298.$$

Несуча здатність за матеріалом виявилася вищою, ніж за ґрунтом. Оцінювання несучої здатності проведено за формулою:

$$N \le \frac{F_Д}{\gamma_k}, \quad (3.4)$$

де γк = 1 - коефіцієнт по навантаженню для суцільного пальового поля з числом паль понад 100 шт;

N - найбільше розрахункове навантаження, що передається на палю;

$$510 \le \frac{522{,}98}{1} = 522{,}98,$$

Умова (3.4) виконана, несуча здатність достатня. Прийнято остаточно палі С 70-30 4у в кількості 764 штуки.

Спирання ростверку на палі - вільне, виконано шляхом закладення голови палі в ростверк на глибину 5 см.

3.2 Розрахунок сходового маршу

Розрахункове навантаження на 1 м довжини маршу q, (кН/м), визначено за формулою:

$$q = (q^n \gamma_f + p^n \gamma_f)a, \quad (3.6)$$

де qn - власна вага залізобетонного сходового маршу на 1м2 горизонтальної проекції, кН/м2;

рп - тимчасове нормативне навантаження для сходів житлового будинку, кН/м^2;

gf - коефіцієнт надійності за навантаженням;

а - ширина маршу, м;

$$q = (3{,}6 \cdot 1{,}2 + 3 \cdot 1{,}2) \cdot 1{,}35 = 10{,}69.$$

Розрахунковий згинальний момент у середині прольоту маршу М, (кН·м), визначений за формулою:

$$M = \frac{ql^2}{8\cos\alpha}, \quad (3.7)$$

де l - довжина маршу;

$$M = \frac{10{,}69 \cdot 3^2}{8 \cdot 0{,}867} = 13{,}87 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечна сила Q, (кН) на опорі визначена за формулою

$$Q = \frac{ql}{2\cos\alpha}, \tag{3.7}$$

$$Q = \frac{10{,}3 \cdot 3}{2 \cdot 0{,}867} = 18{,}49.$$

Стосовно типових заводських форм призначено товщину плити (за перерізом між сходами) h'f=30 мм, висоту ребер (косоурів) h = 170 мм, товщину ребер br= 80 мм. Переріз сходового маршу представлено на рисунку 3.18

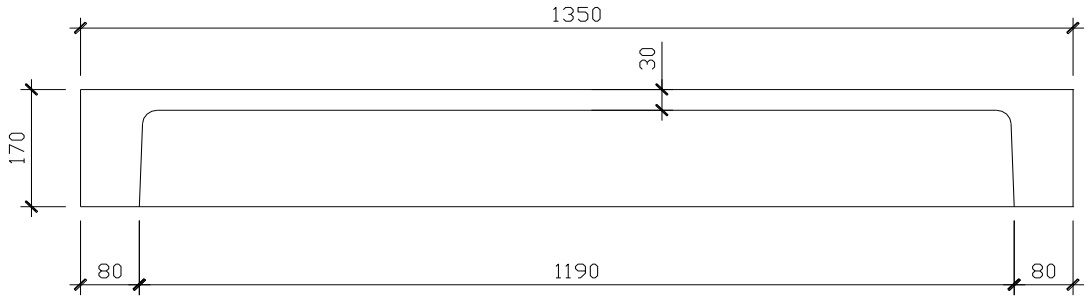


Рисунок 3.18 - Перетин сходового маршу

Розрахунковий переріз маршу - тавровий з полицею в стиснутій зоні. Він представлений на малюнку 3.19.

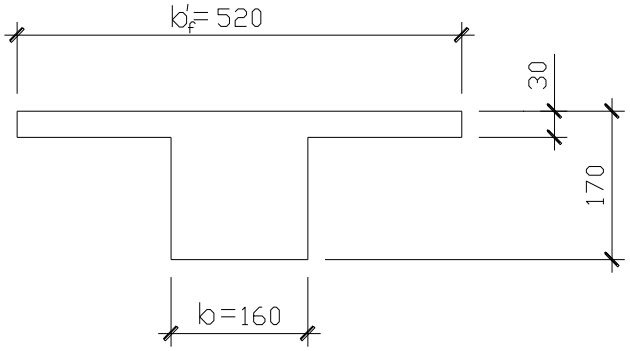


Рисунок 3.19 - Расчетное сечение лестничного марша

Ширина перерізу по низу b, (мм) складає:

$$b = 2 \cdot b_r, \tag{3.8}$$

$$b = 2 \cdot 80 = 160 \text{ мм}.$$

Максимальна ширина полки $b'_{fм}$, (см), при відсутності поперечних ребер

$$B'_f = 2(l/6) + b \tag{3.9}$$

$$b'_{fм} = 2(300/6)+16 = 116$$

Ширина полки $b'_{fм}$, (см), дорівнює:

$$b'_f = 12\, h'_f + b, \tag{3.10}$$

$$b'_f = 12 \text{ x } 3+16 = 52.$$

Прийнято остаточно розрахункове значення b'f = 52 см.

Розрахунок нормального перерізу.

Перевірка факту проходження центральної осі в полиці проведена за формулою

$$M \le R_b \cdot b\gamma_{b2} \cdot b_f \cdot h_f \cdot (h_0 - 0{,}5\, h_f), \qquad (3.11)$$

де Rb - розрахунковий опір бетону осьовому стисненню для 1-го граничного стану, кН/см^2;

gb2 - коефіцієнт надійності;

b'f - ширина полиці, см;

h'f - товщина плити, см;

h0 - робоча висота перерізу, см,

$$1387 < 1{,}45 \cdot 0{,}9 \cdot 52 \cdot 3(14{,}5-0{,}5 \cdot 3) = 2640.$$

Умова виконана, нейтральна вісь проходить у полиці; розрахунок арматури виконано за формулами для прямокутних перерізів шириною b'f = 52 см.

Необхідна площа арматури A0, (см^2), обчислена за формулою:

$$A_0 = \frac{M\gamma_n}{R_b \gamma_{b_2} b_f' h_0^2} \qquad (3.12)$$

де γn - коефіцієнт надійності;

Rb - розрахунковий опір бетону осьовому стисненню, кН/см^2;

gb_2 - коефіцієнт умов роботи;

$$A_0 = \frac{1387 \cdot 0{,}95}{1{,}45 \cdot 0{,}9 \cdot 52 \cdot 14{,}5^2} = 0{,}092.$$

Площу перерізу ненапрягаемой частини арматури в розтягнутій зоні перерізу As, (см2), визначено за формулою:

$$A_s = \frac{M\gamma_n}{\eta h_0 R_s} \qquad (3.13)$$

де Rs - розрахунковий опір арматури розтягуванню для першого граничного стану, кН/см^2;

$$A_s = \frac{1387 \cdot 0,95}{0,953 \cdot 14,5 \cdot 28} = 3,41.$$

Прийнято 2∅16А-240С. У кожному ребрі встановлено один плоский каркас Кр-1.

Розрахунок похилого перерізу на поперечну силу.

Поперечна сила на опорі визначена за формулою:

$$Q_{max} = Q\gamma_n \quad (3.14)$$

$$Q_{max}=18,49 \cdot 0,95=17,56 \text{ кН}.$$

Довжина проекції найнебезпечнішого похилого перерізу на поздовжню вісь елемента с, (см), визначена за формулою:

$$c = \frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt}\gamma_{b2}bh_0^2}{Q_b} \quad (3.15)$$

де φ_{b2} – коефіцієнт, що враховує вид бетону;

φn=0, оскільки немає попереднього напруження і поздовжніх стискаючих сил;

Rbt - розрахунковий опір бетону розтягуванню, кН/см^2;

φf - визначено за формулою

$$\varphi_f = \frac{0,75(b_f^{/} - b)h_f^{/}}{bh_0}; \quad (3.16)$$

$$\varphi_f = \frac{0,75 \cdot (52-16) \cdot 3}{2 \cdot 8 \cdot 14,5} = 0,349 < 0,5;$$

Q_b - поперечна сила в розрахунковому похилому перерізі, (кН), визначена за формулою:

$$Q_b = Q/2, \quad (3.17)$$

$$Q_b = 18,49/2 = 9,25;$$

$$(1+\varphi_n+\varphi_f)=1+0,349 = 1,349 < 1,5;$$

$$c = \frac{2 \cdot 1,349 \cdot 0,105 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 14,5^2}{9,25} = 92,72$$

Оскільки

$$c > 2 \cdot h_{0,} \quad (3.18)$$

$$92{,}72 > 2 \cdot 14{,}5 = 29$$

Прийнято c = 29, тоді Qb, (кН), визначено виходячи з формули (3.15)

$$Q_b = \frac{2 \cdot 1{,}349 \cdot 0{,}105 \cdot 0{,}9 \cdot 16 \cdot 14{,}5^2}{29} = 29{,}6$$

Оскільки

$$Q_b > Q_{max}, \quad (3.19)$$

$$29{,}6 > 17{,}56 \text{ кН},$$

поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

Поперечне армування підібрано конструктивно стрижнями діаметром 6 мм зі сталі класу А-І. Площа поперечного перерізу стрижнів Asw=0,283 см2, розрахунковий опір розтягуванню Rsw=175 МПа. Крок стрижнів, мм, повинен задовольняти умові

$$S \leq h/2, \quad (3.20)$$

$$S \leq 170/2 = 85.$$

Остаточно на приопорних ділянках прийнято S=80 мм. У середній частині ребер поперечну арматуру розташовуємо конструктивно з кроком 200 мм. Перевірку міцності елемента по похилій смузі між похилими тріщинами проведено за формулою

$$Q \leq 0{,}3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0, \quad (3.21)$$

де φ_{b1} визначається за формулою:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b, \quad (3.22)$$

де β - коефіцієнт, що враховує вид бетону

$$\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01 \cdot 14{,}5 = 0{,}855$$

φ_{w1} визначається за формулою:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w, \quad (3.33)$$

де α - коефіцієнт, розрахований за формулою

$$\alpha = E_s/E_b, \quad (3.34)$$

де E_s и E_b – модулі пружності для арматури та бетону відповідно

$$\alpha = 2{,}1 \cdot 105/2{,}7 \cdot 104 = 7{,}75;$$

μ_w - коэффициент, рассчитанный по формуле

$$\mu_w = A_{sw} / b \cdot S, \qquad (3.25)$$

де A_{sw} - площа поперечного перерізу стрижнів для двох каркасів, см^2

$$\mu_w = 0{,}566 / 16 \cdot 8 = 0{,}0038,$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 7{,}75 \cdot 0{,}0038 = 1{,}15$$

$$18{,}49 < 0{,}3 \cdot 1{,}15 \cdot 0{,}855 \cdot 1{,}45 \cdot 0{,}9 \cdot 16 \cdot 14{,}5 = 89{,}31$$

Оскільки умову (3.18) виконано, міцність маршу за похилим перерізом забезпечено.

Плита маршу армована сіткою зі стрижнів Ø3 мм: Вр-1, розташованих із кроком 100 мм: С-1 (3Вр-1-100/3Вр-1-100).

Плита монолітно пов'язана зі сходинками, які армовані з конструктивних міркувань, і її несуча здатність, з урахуванням роботи сходинок, забезпечена. Діаметр робочої арматури сходинок з урахуванням транспортних і монтажних впливів призначений залежно від довжини сходинок рівним 5 мм. Сходинки армовані гнутими сітками 5 Вр-I-150/3 Вр-I-250.

3.3 Розрахунок залізобетонної майданчикової плити сходового маршу

Ребриста плита сходової площадки двомаршових сходів має розміри: ширина плити - а = 1350 мм, товщина - 60 мм; ширина сходової клітки у світлі - 3 м. Тимчасове нормативне навантаження рп = 3 кН/м2, коефіцієнт надійності за навантаженням γf = 1,2. Товщина плити прийнята рівною h'f=6 см.

У конструкції плити використано: бетон класу В25 об'ємною вагою $\rho = 25$ кН/м^2, арматурні каркаси каркасів зі сталі класу А-II, сітки зі сталі класу Вр-I.

Розрахункову вагу плити gn, (кН/м2), визначено за формулою:

$$g_n = h'_f \cdot \rho \cdot \gamma_f , \quad (3.26)$$

$$g_n = 0{,}06 \cdot 25 \cdot 1{,}1 = 1{,}65 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахункову вагу лобового ребра qлр, (кН/м), визначено за формулою:

$$q_{лр} = (h_{лр} \cdot b_{лр} + h_в \cdot b_в) \cdot \rho \cdot \gamma_f , \quad (3.27)$$

де $h_{лр}$ и $b_{лр}$ - размеры поперечного сечения лобового ребра, м

$h_в$ и $b_в$ - размеры поперечного сечения выступающей части ребра, м

$$q_{лр} = (0{,}29 \cdot 0{,}11 + 0{,}07 \cdot 0{,}07) \cdot 25 \cdot 1{,}1 = 1$$

Розрахункову вагу крайнього пристінного ребра qпр, (кН/м), визначено за формулою

$$q_{пр} = h_{пр} \cdot b_{пр} \cdot \rho \cdot \gamma_f , \quad (3.28)$$

де $h_{пр}$ и $b_{пр}$ - розміри поперечного перерізу пристінного ребра, м

$$q_{пр} = 0{,}14 \cdot 0{,}09 \cdot 25 \cdot 1{,}1 = 0{,}350$$

Тимчасове розрахункове навантаження p, (кН/м2), визначено за формулою

$$p = p^n \cdot \gamma_f \quad (3.29)$$

$$p = 3 \cdot 1{,}2 = 3{,}6$$

Під час розрахунку майданчикової плити розглянуто окремо полицю, пружно закладену в ребрах, лобове ребро, на яке спираються марш, і пристінне ребро, що сприймає навантаження від половини прольоту полиці плити.

Полицю плити за відсутності поперечних ребер розраховано як балковий елемент із частковим защемленням на опорах

Розрахункову схему плити представлено на рисунку 3.20.

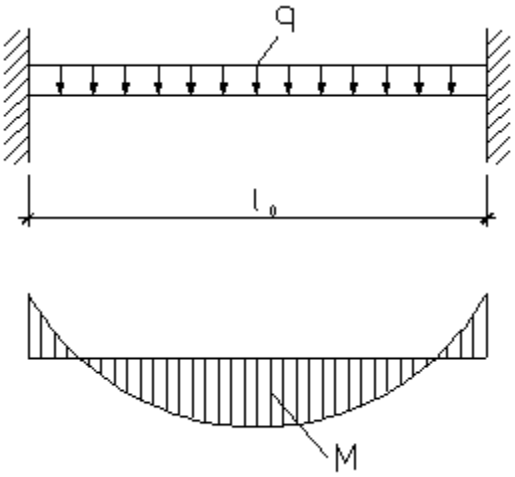


Рисунок 3.20 – Розрахункова схема плити

Розрахунковий проліт дорівнює відстані між ребрами l = 1,13 м.

Розрахункове навантаження на b = 1 м довжини плити q, (кН/м), визначено за формулі:

$$q = (g+p)\cdot b, \tag{3.30}$$

$$q = (1,65+3,6)\cdot 1 = 5,25.$$

У разі врахування утворення пластичного шарніра згинальний момент у прольоті та на опорі M, (кН·м), визначений за формулою, що враховує вирівнювання моментів

$$M = ql^2/16 \tag{3.31}$$

$$M = 5,25\cdot 1,13^2/16 = 0,42$$

Робоча висота перерізу h0, (см), становить

$$h_0 = h - a, \tag{3.32}$$

де a – захисний шар бетону,

$$h_0 = 6 - 2 = 4.$$

Необхідна площа арматури A_0, (см^2), для смуги шириною b = 1 м обчислена за формулою (3.12)

$$A_0 = \frac{42\cdot 0,95}{1,45\cdot 0,9\cdot 100\cdot 4^2} = 0,019$$

Визначено значення η = 0,981

Площу перерізу ненапрягаємої частини арматури в розтягнутій зоні перерізу As, (см^2), визначено за формулою (3.13)

$$A_s = \frac{42 \cdot 0{,}95}{0{,}981 \cdot 4 \cdot 37{,}5} = 0{,}27\,см^2$$

арматури ∅

Прийнято сітку С-3 з арматури ∅ 3 мм Вр-I кроком S = 200 мм на 1 м довжини з відгином на опорах, As = 0,36 см2. За конструктивними вимогами сітка закладена в монолітні стіни на 150 мм. Приопорна частина плити армована у верхній зоні додатковою сіткою С4 з арматури ∅ 3 мм Вр-I кроком S = 150 мм. Довжина зони додаткового армування прийнята рівною 300 мм; довжина сітки з урахуванням закладення в стіну дорівнює 600 мм.

На лобове ребро діють такі навантаження:

- постійне і тимчасове, рівномірно-розподілені від половини прольоту полиці і від власної ваги q, (кН/м), розраховане за формулою:

$$q = (g_n + p) \cdot a/2 + q_{лр}; \qquad (3.33)$$

$$q = (1{,}65 + 3{,}6) \cdot 1{,}35/2 + 1 = 4{,}55;$$

- рівномірно розподілене навантаження q1, (кН/м), від опорної реакції маршів, прикладене до виступу лобового ребра, що спричиняє його вигин, дорівнює

$$q_1 = Q/a \qquad (3.34)$$

$$q_1 = 18{,}49/1{,}35 = 13{,}67$$

Розрахункову схему лобового ребра наведено на рисунку 3.21.

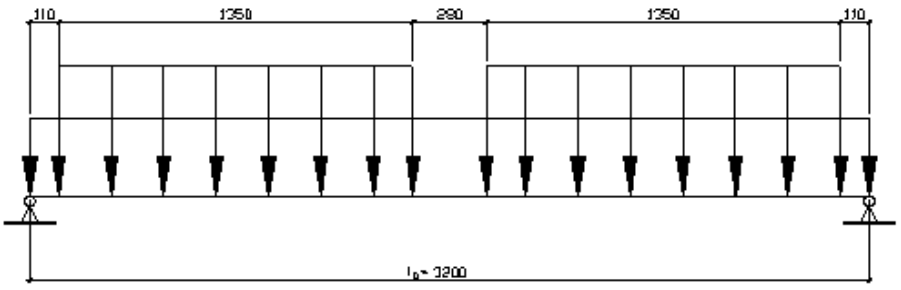


Рисунок 3.21 - Розрахункова схема лобового ребра

Розрахунковий згинальний момент M, (кН·м), у середині прольоту ребра (умовно q1 діє по всьому прольоту з огляду на малі розриви) визначений за формулою:

$$M = (q + q_1)\cdot l_0^2/8; \quad (3.35)$$

$$M= (4,55 + 13,67)\cdot 3,2^2/8 = 23,32$$

Розрахункове значення поперечної сили Q, (кН), визначено за формулою:

$$Q = (q + q_1)\, l_0 \cdot \gamma_n/2; \quad (3.36)$$

$$Q= (4,55 + 13,67)\cdot 3,2\cdot 0,95/2 = 27,69$$

Розрахунковий переріз лобового ребра є тавровим із полицею в стислій зоні шириною b'f, (см), визначеною за формулою:

$$b'_f = 6\cdot h'_f + b_r, \quad (3.37)$$

де b_r – ширина ребра, см

$$b'_f = 6\cdot 6+12 = 48$$

Оскільки ребро монолітно пов'язане з полицею, що сприяє сприйняттю моменту від консольного виступу, то розрахунок лобового ребра можна виконувати на дію тільки згинального моменту M = 23,32 кН·м.

Розташування нейтральної осі при x = h'f визначено за формулою:

$$M\gamma_n \le R_b\cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0-0,5\cdot h'_f) \quad (3.38)$$

$$2332\cdot 0,95 = 2215,4 < 1,45\cdot 0,9\cdot 48\cdot 6\cdot (31,5-0,5\cdot 6) = 10711.$$

Умова виконана, нейтральна вісь проходить у полиці.

Необхідна площа арматури A_0, (см^2), для смуги шириною b = 1 м обчислена за формулою (3.12)

$$A_0 = \frac{2332\cdot 0,95}{1,45\cdot 0,9\cdot 48\cdot 31,5^2} = 0,0356$$

Визначено η = 0,982. Площа перерізу ненапруженої частини арматури в розтягнутій зоні перерізу A_s, (см^2), розраховано по формулі (3.13)

$$A_s = \frac{2332\cdot 0,95}{0,982\cdot 31,5\cdot 28} = 2,56 \text{см}^2$$

Прийнято 2∅12 A-II, A_s = 3,08 см^2. Процент армування μ знайдено по формулі:

$$\mu = (A_s/bh_0)\cdot 100; \quad (3.39)$$

$$\mu = 3{,}08\cdot 100/12\cdot 31{,}5 = 0{,}81\%.$$

Розрахунок похилого перерізу лобового ребра на поперечну силу. Довжину проекції найнебезпечнішого похилого перерізу на поздовжню вісь елемента с, (см), визначено за формулою (3.12) Коефіцієнт φn= 0, оскільки немає попереднього напруження і розтягування; коефіцієнт φf визначено за формулою (13.3)

$$\varphi_f = \frac{0{,}75\cdot(48-12)\cdot 6}{12\cdot 31{,}5} = 0{,}429 < 0{,}5;$$

$$(1+ \varphi_n + \varphi_f)=1+ 0{,}429 + 0 = 1{,}429 < 1{,}5;$$

Поперечна сила в розрахунковому похилому перерізі Qb, (кН), визначена за формулою (3.15)

$$Q_b = 27{,}69/2 = 13{,}85.$$

$$c = \frac{2\cdot 1{,}429\cdot 0{,}105\cdot 0{,}9\cdot 12\cdot 31{,}5^2}{13{,}85} = 232$$

$$c > 2h_0, \quad (3.40)$$

$$232 > 2\cdot 31{,}5 = 63,$$

прийнято с = 63 см.

Поперечне зусилля Qb, (кН), що сприймається бетоном, визначено виходячи з формули (3.12)

$$Q_b = \frac{2\cdot 1{,}429\cdot 0{,}105\cdot 0{,}9\cdot 12\cdot 31{,}5^2}{63} = 51{,}04$$

Оскільки умову (3.16) виконано, то поперечна арматура за розрахунком не потрібна. За конструктивними вимогами прийнято закриті хомути (з огляду на згинальний момент на консольному виступі) з арматури діаметром 6 мм класу А-І з кроком 150 мм. Лобове ребро армовано двома плоскими каркасами Кр-2.

Консольний виступ для обпирання збірного маршу армований сіткою С-4 з арматури діаметром 6 мм класу А-І; поперечні стрижні цієї сітки скріплені з хомутами каркаса К-1 ребра.

4 ПРОЄКТУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ ПРОЄКТУ

4.1 Технологічна карта на облаштування монолітних залізобетонних стін і перекриття

4.1.1 Організація і технологія виробництва робіт

Конструкції стін і перекриття запроектовані з монолітного залізобетону завтовшки 200 і 300 мм з бетону класу С20/25 і арматури класів А - 240 і А - 300 по [15]..

Стержнева арматура класу А – 400 прийнята із сталі марки 25ГС2С, арматура класу А - 240 із сталі марки Ст 3пс2.

Для з'єднання робочої арматури в місцях перетинів застосовується сталевий в'язальний дріт діаметром 1 мм по [15].

До початку облаштування стін мають бути виконані наступні роботи:

- розбиття осей стіни;

- нівелювання поверхні перекриття;

- зроблена розмітка положення стін відповідно до проєкту;

- на поверхню перекриття фарбою мають бути нанесені риски, які фіксують робоче положення опалубки;

- підготовлено монтажне оснащення і інструмент;

- основа очищена від бруду і сміття.

Опалубка на будівельний майданчик повинна поступати комплектно, придатною до монтажу і експлуатації, без доробок і виправлень.

Елементи, що поступили на будівельний майданчик, опалубки розміщують в зоні дії крану вежі КБ-676-2. Усі елементи опалубки повинні зберігатися в положенні, що відповідає транспортному, розсортовані по

марках і типорозмірами. Зберігати елементи опалубки необхідно під навісом в умовах, що виключають їх псування. Щити укладають в штабелі заввишки не більше 1-1,2 м на дерев'яних прокладеннях. Інші елементи залежно від габаритів і маси укладають в ящики.

Монтаж і демонтаж опалубки ведуть за допомогою крану вежі КБ-676-2.

Крупнощитовая опалубка PERI складається з великорозмірних щитів, елементів з'єднання і кріплення. Положення щитів регулюється гвинтовими розкосами, товщина стіни і захисного шару визначається пластмасовими фіксаторами.

Конструкція щитів опалубки передбачає можливість їх установки і з'єднання один з одним в горизонтальному положенні. У ребрах каркаса щитів виконані отвори для установки підкосів, кронштейнів, регулювальних стержнів.

Монтаж опалубки слід розпочинати з укладання по усьому контуру бетонованої конструкції наукових рейок. Внутрішня грань рейки повинна співпадати із зовнішньою гранню бетонованої стіни. Після вивіряння маякових рейок на них яскравою фарбою наносять риски, що означають граничне положення опалубних щитів, після чого краном монтують щити по довжині стіни, закріплюючи розкосами, замками, стяжними стержневими пристроями. Опалубку стін встановлюють тільки після приймання армування і підписання акту на приховані роботи.

Кількість елементів опалубки на поверх приведена в таблиці 4.24.

Таблиця 4.1 - Кількість елементів опалубки стін, потрібна на поверх

Найменування	Кількість, шт
Щит 1,2*3,0	171
Щит 0,5*3,0	14
Щит кутовий внутрішній 0,3*0,3*3,0	7
Стяжка в комплекте 1,0м	541
Замок клиновий	541
Підкос телескопічний 2-х рівневий	53
Кронштейн помости	27
Захват монтажний	4

Подовжні і поперечні балки опалубки можна телескопообразно монтувати, що забезпечує швидку підгонку під конфігурацію перекриття.

Основними елементами опалубки перекриття є:

- дерев'яні балки заввишки 200мм і шириною 80мм

- опорна вилка забезпечує надійну опору металодере’вянної балки. Для одинарних металодерев’яних балок вона встановлюється подовжньо, а в місцях стику балок упоперек, гарантуючи стабільність кріплення.

- опорна стійка має здатність, що несе, до 3-х тон, розсується в межах 2000-4200мм.

За допомогою триноги швидко і надійно монтують стійкі опалубки. На верхню дерев'яну частину балки накладають листи фанери, що утворюють опалубку для заливки бетону. Відстань між поперечними балками 62, 5 см, між подовжніми - 3 м, відстань між опорами 1,31 м, визначені по [35].

Кількість елементів опалубки перекриття приведена в таблиці 4.25.

Таблиця 4.2 - Кількість елементів опалубки, потрібна на перекриття

Найменування	Кількість, шт.
Стійка телескопична 1,7-3,1	170
Унивилка для стойки шт.	170
Тринога для стійки шт.	67
Балка двотаврова 80х200, м.п.	890
Фанера ламінована 18 мм	5,4

За станом встановленої опалубки повинне вестися безперервне спостереження в процесі бетонування. У разі непередбачених деформацій окремих елементів опалубки або неприпустимого розкриття щілин слід встановлювати додаткові кріплення і виправляти деформовані місця.

Розпалубила допускається виконувати при наборі бетоном не менше 30 % проектній міцності на стискування в літнє і 40 % - в зимовий час з дозволу виробника робіт.

Демонтаж опалубки стін роблять укрупненими панелями(5-6 щитів). На панелі відкручують гайки гвинтових тяжей, витягують тяжи. Потім за допомогою підкосів відкривають панелі від бетону. Від'єднану панель стропят і переносять краном на нову захватку. Щити, панелі опалубки стін кожного

разу після демонтажу потрібно очищати від налиплого цементного розчину. Застосування опалубки передбачає обов'язкове очищення і мастило палуби щитів.

При демонтажі опалубки перекриття необхідно залишити середній ряд стойок. При установці опалубки вище розміщеного поверху необхідно ставити середній ряд стійок строго над залишеними стойками поверху, що пролягає нижче. Щити, панелі опалубки перекриття кожного разу після демонтажу потрібно очищати від налиплого цементного розчину. Застосування опалубки передбачає обов'язкове очищення і мастило палуби фанерних щитів.

Армування стін виконується окремими стержнями. Для з'єднання робочої арматури в місцях перетинів застосовується сталевий в'язальний дріт.

Стики арматури по довжині виконувати внахлестку без зварювання(за винятком облаштування елементів блискавкозахисту). Величина перепускання арматури має бути не менше 600 мм для Ф16 і 450 мм для Ф12, 400 мм для Ф10.

У місцях перетину стержні з'єднується між собою в'язальним дротом через крок осередку в шаховому порядку, але не рідше чим через 600 мм - для стін і 400 мм - для перекриття, окрім вказаних місць. Вертикальну арматуру стін стикувати вище за рівень верху перекриття з нахльостуванням не менше 600 мм. Гнуті стержні робочої арматури перекриття і підтримувальні деталі перекриття - фіксатори в'язати в кожному перетині.

Основний крок вертикальної і горизонтальної арматури - 300 мм

Відхилення вертикальної арматури стін від проектного положення не повинно перевищувати 10 мм в площини стіни і 5 мм з площини.

Монтаж арматури стін вище розміщеного поверху допускається після набору бетоном перекриття міцності не менше 50 кг/см^2. Відхилення, що допускаються, між рядами арматури - 10 мм.

Довжина зашморгування має бути не менше 40 її діаметрів. Схема нахльостування горизонтальних стержнів арматури приведена на рисунку 4.6

.

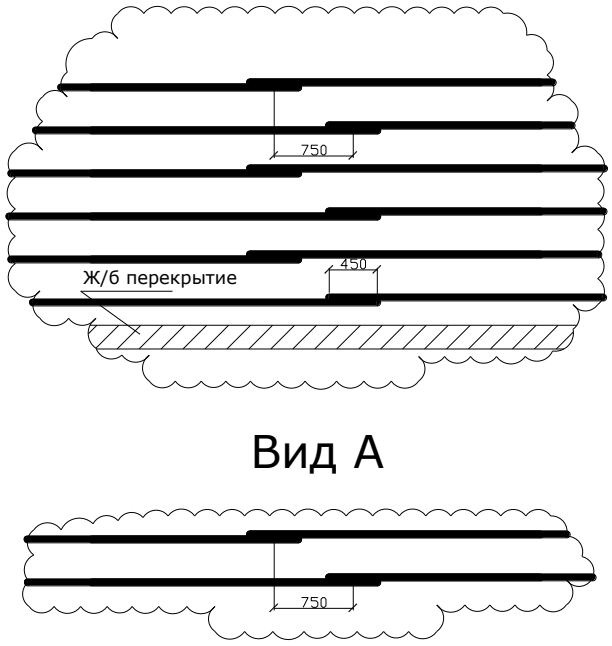


Рисунок 4.6 - Схема нахльостування горизонтальної арматури стін

До початку укладання бетонної суміші в стіни і перекриття мають бути виконані наступні роботи:

- перевірена правильність установки арматури і опалубки;

- усунені усі дефекти опалубки;

- перевірена наявність фіксаторів, що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону;

- прийняті по акту усі конструкції і їх елементи, доступ до яких з метою перевірки правильності установки після бетонування неможливий;

- очищені від сміття, бруд і іржа опалубка і арматура;

- перевірена робота усіх механізмів, справність пристосувань, оснащення і інструментів.

Доставка на об'єкт бетонної суміші передбачена автобетонозмішувачами АБС-6ДА.

Подання бетонної суміші до місця укладання розглянуте в двох варіантах:

- краном вежі КБ-676-2 в поворотних бункерах місткістю 1,5 м3;

- за допомогою автобетононасоса KYM 34 XG до 4-го поверху, а далі стаціонарним бетононасосом «Putsmaester» BSA 1408 E.

До складу робіт по бетонуванню входять:

- прийом і подання бетонної суміші;

- укладання і ущільнення бетонної суміші при бетонуванні стін;

- укладання і ущільнення бетонної суміші при бетонуванні перекриття;

- відхід за бетоном.

Для завантаження бетонною сумішшю поворотні цебри не вимагають перевантажувальних естакад, а подаються до місця завантаження бетонною сумішшю краном вежі, який встановлює цебри в горизонтальному положенні.

Автобетонозмішувачі заднім ходом під'їжджає до бункера і розвантажується. Потім кран вежі піднімає бункер і у вертикальному положенні подає його до місця вивантаження. У зоні дії крану вежі зазвичай розміщують декілька бункерів впритул один до іншого з розрахунком, щоб сумарна місткість їх дорівнювала місткості автобетонозмішувачі. В цьому випадку завантажуються бетонною сумішшю все підготовлені цебри і потім кран вежі подає їх до місця вивантаження.

Нормальна експлуатація автобетононасосу забезпечується у тому випадку, якщо по бетоноводу перекачують бетонну суміш рухливістю 4-22 см, що сприяє транспортуванню бетону на граничні відстані без розшарування і утворення пробок.

Підбір і призначення складу бетонної суміші здійснюється будівельною лабораторією. Перевірку робочого складу роблять шляхом досвідченого перекачування автобетононасосом бетонної суміші і випробування зразків, виготовлених з відібраних після перекачування проб бетонної суміші.

Бетонну суміш в стіни укладають шарами 30-40 см Кожен шар бетону ретельно ущільнюють глибинними вібраторами. Глибина занурення робочої частини вібратора при ущільненні знову укладеної бетонної суміші в раніше укладений шар - 5-10 см Крок перестановки вібратора не повинен перевищувати 1,5 радіусу його дії. У кутах і у стінок опалубки бетонну суміш

додатково ущільнюють штикуванням ручними шуровками. Торкання вібратора під час ущільнення бетонної суміші до арматури і опалубки не допускається. Вібрація на одній позиції закінчується при припиненні осідання і появі цементного молока на поверхні бетону. Витягати вібратор при перестановці слід повільно, не включаючи двигуна, щоб порожнеча під наконечником рівномірно заповнювалася бетонною сумішшю.

Перерва між етапами бетонування(чи укладанням шарів бетонної суміші) має бути не менше 40 хвилин, але не більше двох годин.

Бетонна суміш в перекритті ущільняється глибинними і поверхневими вібраторами.

При витримці бетону в початковий період тверднення необхідно підтримувати сприятливий режим температурної вологості і оберігати його від механічних ушкоджень.

Ходіння людей по забетонованих конструкціях, а також установка на них опалубки дозволяється не раніше того часу, коли бетон набере міцність не менше 15 кгс/см^2. Бетонування вище розміщеного перекриття дозволяється при досягненні бетоном перекриття, що пролягає нижче, не менше 70% проектної міцності на стискування, перекриття наступного поверху - при 100%. При бетонуванні 3-го поверху розвантажувальні стійкі 1-го поверху мають бути видалені. Контроль за якістю бетонної суміші робить будівельна лабораторія.

При виробництві бетонних робіт із застосуванням автобетононасосів контролю підлягає точність дозування матеріалів при приготуванні бетонної суміші, її властивості по удобоперекачиваемости і легкоукладаємісті, а також фізико-механічні характеристики бетону.

Усі дані по контролю якості бетонної суміші заносять в журнал виробництва робіт. Особливу увагу необхідно приділяти контролю за віброущільнювачем бетонної суміші. Контроль за процесом вібрації ведеться візуально, по мірі опади суміші, припиненню виходу з неї бульбашок повітря і появі цементного молока на поверхні укладеного шару бетону.

Потреба в робочих кадрах приведена в таблиці 4.3

Таблиця 4.3 - Потреба в робочих кадрах

Найменування процесу	Склад ланки		
	Спеціальність	Розряд	Кількість людей
Монтаж и демонтаж опалубки	Слюсар будівельник	4	1
		3	1
	Такелажник	2	2
Встановлення арматури	Арматурник	6	1
		5	1
		4	1
		3	1
		2	1
	Електрозварювальник	5	1
Укладання бетонної суміші при подаче баштовим краном	Бетоняр	4	1
		2	2
	Такелажник	2	2
Укладання бетонної суміші при подаче бетононасосом	Оператор	5	1
	Помічник оператора	4	1
	Бетоняр	4	1
		2	2

4.1.2 Вибір обладнання, оснащення, пристосувань

Необхідні машини та обладнання наведено в таблиці 4.4.

Перелік технологічного оснащення, інструменту, інвентарю та пристосувань наведено в таблиці 454.

Таблиця 4.4 - Перелік машин і устаткування

Найменування машин, механізмів, і устаткування	Тип, марка	Технічна характеристика	Призначення	Кількість на ланку (бригаду), шт.
Кран вежа	КБ-676-2	Виліт стріли найбільший - 50,5 м, найменший - 3,5 м. Вантажопідйомність - 12 т	Подання арматури, опалубки, бетонної суміші	1
Бетононасос	KYM 34 XG(«Putsmaester» BSA 1408 E)	Продуктивність до 60 м3/ч	Подання бетонної суміші	1
Автобетонозмішувач	АБС-6 ТАК	Корисний об'єм 6 м3	Транспортування бетонної суміші	1
Трансформатор зварювальний	ТД-500 4 - V - 2	Напруга живлячої мережі 220/380 В	Зварювальні роботи	1
Компресор	СО-45Б	Номінальна потужність 32 кВт. Маса - 210 кг	Подання стислого повітря	1

Таблиця 4.5 - Перелік технологічної оснастки, інструмента, інвентаря и пристосувань

Найменування оснащення, інструменту, інвентаря і пристосувань	Технічні характеристики	Призначення	Кількість На ланку (бригаду), шт.
Бункер	Місткість 1,5 м3	Подання бетонної суміші	4
Бак фарбонагнетач	Місткість - 20 л. Маса - 20 кг	Мастило щитів опалубки	1
Фарборозпилювач ручний пневматичний	Маса 0,66 кг	Мастило щитів опалубки	1
Пристрій для в'язки арматурних стержнів		Складання укрупнительных каркасів	1
Закрутчик		Арматурні роботи	1
Дриль універсальний	Діаметр свердла до 13 мм. Маса 2 кг	Свердління отворів	1
Електродоутримувач		Зварювальні роботи	1
Вібратор глибинний	Довжина робочої частини 450 мм.	Ущільнення бетонної суміші	2
Вібромайданчик	Маса 40 кг, потужність 0,55 кВт	Ущільнення і вирівнювання горизонтальної поверхні	1
Строп 2-ветвевой	Вантажопідйомність 10т	Строповка опалубки	1
Строп 4-ветвевой	Вантажопідйомність 10т	Строповка бункера	1
Лом монтажний	Маса 4,4 кг	Рихтування елементів	2
Зубило слюсарне	Маса 0,2 кг	Очищення місць зварювання	1
Молоток слюсарний	Маса 0,8 кг	Очищення місць зварювання	1
Молоток сталевий будівельний	Маса 2,2 кг	Простукування бетону	2
Кельма	Маса 0,34 кг	Розрівнювання розчину	1
Кувалда ковальська тупоноса	Маса 4,5 кг	Підгин арматурних стержнів	1
Лопатка розчин	Маса 2,04 кг	Подання розчину	2
Щітка металева	Маса 0,26 кг	Очищення арматури від іржі	2
Скребок металевий	Маса 21 кг	Очищення опалубки від бетону	2
Ключі гайкові		Опалубні роботи	1 комплект
Ножиці для різання арматури	Маса 2,95 кг	Арматурні роботи	1
Плоскогубці комбіновані	Маса 0,2 кг	Арматурні роботи	4
Кусачки торцеві	Маса 0,22 кг	Арматурні роботи	4
Напилок	Маса 1,33 кг	Арматурні роботи	1
Рулетка вимірювальна		Контрольний-вимірювальні роботи	2
Схил сталевий будівельний	Маса 0,425 кг	Контрольний-вимірювальні роботи	3
Рівень будівельний	Маса 0,4 кг	Контрольний-вимірювальні роботи	3
Окуляри захисні	Маса 0,07 кг	Техніка безпеки	3
Щиток захисний для електрозварника	Маса 0,48 кг	Техніка безпеки	1
Каска будівельна		Техніка безпеки	На усю ланку
Пояс запобіжний		Техніка безпеки	на усю ланку
Рукавички гумові		Бетонні роботи	3
Чоботи гумові		Бетонні роботи	3

4.1.3 Вимоги до якості виконання робіт

Вимоги до якості матеріалів і виробів, що поставляються, операційний контроль якості та технологічні процеси, що підлягають контролю, наведені в таблиці 4.6.

Таблиця 4.6 - Вимоги до якості матеріалів і виробів, що постачаються, операційний контроль якості та технологічні процеси, що підлягають контролю

Найменування технологічних процесів, що підлягають контролю	Предмет контролю	Спосіб контролю і інструмент	Час проведення контролю	Відповідальний за контроль	Технічні характеристики оцінки якості
1	2	3	4	5	6
Приймання арматури	Відповідність арматурних стержнів проекту	Візуально	До початку установки сіток	Виробник робіт	-
Монтаж арматури	Відхилення від проектних розмірів товщини захисного шару	Лінійка вимірювальна	В процесі роботи	Майстер	Відхилення, що допускається, при товщині захисного шару більше 15 мм - 15 мм; при товщині захисного шару 15 мм і менш - 3 мм
	Зміщення арматурних стержнів при їх установці в опалубку	Лінійка вимірювальна	В процесі роботи	Майстер	Відхилення, що допускається, не повинне перевищувати 1/5 найбільшого діаметру стержня і 1/4 встановлювані стержні
Приймання опалубки і сортування	Наявність комплектів елементів опалубки. Маркування елементів	Візуально	В процесі роботи	Виробник робіт	-
Монтаж опалубки	Зміщення осей опалубки від проектного положення	Лінійка вимірювальна	В процесі монтажу	Майстер	Відхилення, що допускається, 8 мм
	Відхилення площини опалубки від вертикалі на усю висоту	Схил, лінійка вимірювальна	В процесі монтажу	Майстер	Відхилення, що допускається, 20 мм

продовження таблиці 4.6

1	2	3	4	5	6
Укладання бетонною суміші	Товщина шарів бетонної суміші	Візуально	В процесі роботи	Майстер	Товщина шару має бути не більше 1,25 довжини робочої частини вібратора
	Ущільнення бетонної суміші, відхід за бетоном	Візуально	В процесі роботи	Майстер	Крок перестановки вібратора не має бути більший 1,5 радіусу дії вібратора, глибина занурення має бути дещо більше товщини укладеного шару бетону. Сприятливий температурний-умови вологості для тверднення бетону повинні забезпечуватися оберіганням його від дії вітру, прямих сонячних променів і систематичним зволоженням
	Рухливість бетонної суміші	Конус будівельний	До бетонування	Будівельна лабораторія	Рухливість бетонної суміші має бути 1-3 см опади корпусу
	Склад бетонної суміші при укладанні автобетононасосом	Шляхом досвідченого перекачування, прес(ПСОВІ-500)	До бетонування	Будівельна лабораторія	Досвідчене перекачування автобетононасосом бетонної суміші і випробування бетонних зразків, виготовлення з відібраних після перекачування проб бетонної суміші
Розпалубка конструкцій	Перевірка дотримання термінів розпалублення, відсутність ушкоджень бетону при розпалубленні	Візуально	Після набору міцності бетоном	Виробник робіт, будівельна лабораторія	-

4.1.4 Калькуляція витрат праці

Таблиця 4.7 - Калькуляція витрат праці

Найменування технологічних процесів	Об'єм робіт	Обґрунтування (ЄніР і інші норми)	Норма часу		Витрати праці	
			робітників, люд.-г	маши-ніста, люд.-г (маш.-г)	робітників, люд.-г	машиніста, люд.-г (маш.-г)
Монолітні стіни						
Установка крупнощитовой опалубки стін, м2	17277,20	Е4-1-37 таблиць.4 N 1а	0,28	-	4837,62	-
Установка стягувань, шт.	14667	Е4-1-42 N 16	0,29	-	4253,29	-
Монтаж кронштейнів, шт.	732	Місцева норма НИС	0,14	0,07 (0,07)	102,48	51,24 (51,24)
Облаштування робітника настилу, м2	5296,53	Е6-52 N 2	0,06	-	317,79	-
Подання опалубки до місця установки, 100 т	10,52	Е1-7 N 28	13,00	6,4	136,74	67,33 (67,33)
Установка окремих стержнів, т	410,72	Е4-1-46 N 9в	17,00	-	6982,18	-
Подання елементів арматури до місця установки, 100 т	4,12	Е1-7 N 22а, би	37,00	18,5 (18,5)	152,47	76,22 (76,22)
Прийом бетонної суміші з автобетонозмішувача, м3	2825,76	Е4-1-48 таблиць.3	0,11	-	310,83	-
Подання бетонної суміші до місця укладання : у бункерах, м3	2825,76	Е1-7 N 12-13	0,18	0,09	508,64	254,32 (254,32)
Подання бетонної суміші автобетононасосом, 100 м3	28,26	Е4-1-48	6,40	6,4 (6,4)	180,86	180,86 (180,86)
Укладання бетонної суміші в стіни завтовшки до 300 мм, м3	2825,76	Е4-1-49 таблиць.3 N 1	1,20	-	3390,91	-
Демонтаж опалубки стін, м2	17277,20	Е4-1-37 таблиць.4 N 16	0,11	0,004 (0,004)	1900,49	69,11 (69,11)
Зняття робітника настилу, м2	3578,52	Е6-52	0,03	-	107,36	-
Монолітні перекриття						
Установка рам і стойок, 100 м	11,96	Е4-1-33 N 3	7,80	-	93,29	-
Облаштування опалубки перекриття, м2	20358,00	Е4-1-34 таблиці.5 N 3а	0,22	-	4478,76	-
Установка окремих стержнів, т	481,00	Е4-1-46 N 9в	14,00	-	6734,00	-
Подання елементів арматури до місця укладання, 100 т	4,68	Е1-7 N 22а, би	37,00	18,5 (18,5)	173,16	86,58 (86,58)
Прийом бетонної суміші з автобетонозмішувача, м3	3576,00	Е4-1-48 таблиць.3	0,11	-	393,36	-

Подання бетонної суміші до місця укладання : у бункерах, м3	3576,00	Е1-7 N 12, 13	0,18	0,09 (0,09)	643,68	321,84 (321,84)
Подання бетонної суміші автобетононасосом, 100 м3	35,76	Е4-1-48	6,40	6,4 (6,4)	228,86	228,86 (228,86)
Укладання бетонної суміші в перекриття, м3	3576,00	Е4-1-49 таблиць.1 N 4	0,26	-	929,76	-
Демонтаж опалубки перекриття, м2	20358,00	Е4-1-34 таблиці.5 N 36	0,09	-	1832,22	-
Демонтаж рам і стойок, 100 м	11,96	Е4-1-33 N 3	3,90	-	46,64	-
Монолітні сходові майданчики						
Установка опалубки, 1 м2 поверхні бетону	101,10	Е4-1-34 таблиці. 8 а	0,91	-	92,00	-
Подання арматури до місця установки, 100 т	0,0038	Е1-7 N 22а, би	37,00	18,5 (18,5)	0,07	0,0005 (0,0005)
Установка арматурних сіток майданчиків, шт	55	Е4-1-44 таблиця. 2	0,17	-	9,35	-
Прийом бетонної суміші з автобетонозмішувача, м3	4,95	Е4-1-48 таблиць.3	0,11	-	0.55	-
Подання бетонної суміші до місця укладання у бункерах, м3	4,95	Е1-7 N 12, 13	0,18	0,09 (0,09)	0.89	0,45 (0,45)
Подання бетонної суміші до автобетононасосом, 100 м3	0,049	Е4-1-48	6,40	6,4 (6,4)	0,31	0,31 (0,31)
Укладання бетонної суміші в майданчики, м3	4,95	Е4-1-49 таблиць.4 N 1	2,10	-	10.40	-
Розбирання опалубки, 1 м2 поверхні бетону	101,10	Е4-1-34 таблиці. 8 а	0,30	-	30,33	-
Разом з поданням у бункерах					38946,6	953,77
Разом з поданням автобетононасосом					38193,0	804,49

Розрахунок тривалості процесів наведено в таблиці 4.8.

Таблиця 4.8 - Розрахунок тривалості будівельних процесів

Найменування технологічних процесів	Обсяг робіт	Витрати труда		Прийнятий склад ланки	Розрахункова тривалість процесу, змін
		робочих, люд.-г	машиніста, люд.-г (маш.-г)		
Подача та установка окремих стрижнів, т	410,72	7134,65	76,22	Арматурник 4 розр. - 4 Тесляр 3 розр. - 4	111,48
Подача та установка крупнощитової опалубки стін стяжками, м^2	17277,20	9227,65	67,33	Машиніст 5 розр. - 1 Слюсар буд. 4 розр. - 2 3 розр. – 6 Арматурник 4 розр. – 2	115,35
Монтаж кронштейнів, робочого настилу, м^2	3578,52	420,27	51,24	Машиніст 5 розр. - 1 Тесляр 3 розр. - 2	19,81

продовження таблиці 4.8

1	2	3	4	5	6
Укладання бетонної суміші (цебра), $м^3$	2825,76	4210,38	254,32	Машиніст 5 розр. – 1 Бетоняр 4 розр. - 5 2 розр. – 6	38,95
Укладання бетонної суміші (бетононасос), 100 $м^3$	28,26	3882,6	180,86	Машиніст бетононасоса 4 розр. – 1 Бетоняр 4 розр. – 4, 2 розр. - 6	46,69
Демонтаж опалубки стін и зняття настилу, $м^2$	17277,20	2007,85	69,11	Машиніст 5 розр. – 1 Слюсар буд. 4 розр. - 2 3 розр. - 3	50,20
Улаштування опалубки перекриття, $м^2$	20358,00	4572,05	-	Тесляр 4 розр. - 2 3 розр. - 4	95,25
Подача и установка отдельных стержней, т	481,00	6907,16	86,58	Арматурник 4 розр. - 4 Тесляр 3 рзор. - 4	107,92
Укладання бетонної суміші (цебра), $м^3$	3576,00	1966,8	321,84	Машиніст 5 розр. – 1 Бетоняр 4 розр. - 5 2 розр. – 6	41,83
Укладання бетонної суміші (бетононасос), 100 $м^3$	35,76	1551,98	237,95	Машиніст бетононасоса 4 розр. – 1 Бетоняр 4 розр. - 4 2 розр. - 6	29,74
Демонтаж опалубки перекриття, $м^2$	20358,00	1878,86	-	Тесляр 4 розр. - 2 3 розр. - 2	39,14
Улаштування опалубки майданчиків, $м^2$	101,10	92,00	-	Тесляр 4 розр. - 1 3 розр. - 1	5,75
Подача и встановлення арматури, т	0,38	0,07	0,0005	Арматурник 4 розр. - 2	0,0005
Укладання бетонної суміші (цебра), $м^3$	4,95	11,84	0,45	Машиніст 5 розр. – 1 Бетоняр 4 розр. - 1 2 розр. – 1 Такелажники 2 розр. - 2	0,7
Укладання бетонної суміші (бетононасос) 100 $м^3$	4,95	11,26	0,31	Машиніст бетононасоса 4 розр. – 1 Бетоняр 4 розр. - 1 2 розр. - 1	0,7
Демонтаж опалубки майданчиків, $м^2$	101,10	30,33	-	Тесляр 3 розр. - 2	1,9

4.1.5 Техніка безпеки та охорона праці, екологічна та пожежна безпека

Під час виконання будівельно-монтажних робіт зі зведення будівлі з монолітного залізобетону у великощитовій опалубці необхідно дотримуватися вимог [33,35,39].

Безпека виконання робіт забезпечена:

- вибором відповідного раціонального технологічного оснащення;
- підготовкою та організацією робочих місць виконання робіт;
- застосуванням засобів захисту працюючих;
- проведенням медичного огляду осіб, допущених до роботи;
- своєчасним навчанням і перевіркою знань робітничого персоналу та ІТП з техніки безпеки під час виконання будівельно-монтажних робіт.

Особливу увагу необхідно звертати на таке:

- елементи опалубки і бункери стропуються тільки спеціально призначеними для цього пристосуваннями;
- елементи конструкцій, опалубки під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками;
- не допускати знаходження людей під елементами, що монтуються, до встановлення їх у проектне положення і закріплення;
- під час переміщення краном вантажів відстань між зовнішніми габаритами вантажів, що проносяться, і виступаючими частинами конструкцій і перешкод за ходом переміщення має бути за горизонталлю не менше ніж 1 м, за вертикаллю - не менше ніж 0,5 м;
- монтаж і демонтаж опалубки може бути розпочато з дозволу технічного керівника будівництва і повинен проводитися під безпосереднім наглядом спеціально призначеної особи технічного персоналу;
- переміщення завантаженого або порожнього бункера дозволяється тільки при закритому затворі;

- не допускається торкання вібратором арматури і знаходження робітника в зоні можливого падіння бункера;

- до керування автобетононасосом допускаються тільки особи, які мають посвідчення на право роботи на цьому типі машин.

Під час роботи на висоті понад 1,5 м усі робітники зобов'язані користуватися запобіжними поясами з карабінами.

Розбирання опалубки допускається після набору бетоном розпалубної міцності і з дозволу виконавця робіт.

Відрив опалубки від бетону проводиться за допомогою домкратів. У процесі відриву бетонна поверхня не повинна пошкоджуватися.

Робочі місця електрозварювальників повинні бути огороджені спеціальними переносними огородженнями. Перед початком зварювання необхідно перевірити справність ізоляції зварювальних проводів і електродотримачів, а також щільність з'єднання всіх контактів. При перервах у роботі електрозварювальні установки необхідно відключати від мережі.

Вантажно-розвантажувальні роботи, складування і монтаж повинні виконуватися інвентарними вантажозахоплювальними пристроями і з дотриманням заходів, що виключають можливість падіння, ковзання і втрати стійкості вантажів.

Очищення лотка автобетонозмішувача і завантажувального отвору від залишків бетонної суміші проводять тільки при нерухомому барабані.

Забороняється: робота автобетононасоса без виносних опор; розпочинати роботу автобетононасоса без попередньої заливки в промивний резервуар бетонотранспортерних циліндрів води, а в бетонопровід - «пускового мастила».

4.1.6 Техніко-економічні показники на зведення монолітних конструкцій будівлі

Техніко-економічні показники на зведення монолітних конструкцій будівлі:

- тривалість робіт Тплан = 212 дн;

- нормативна трудомісткість Qнорм = 5299,81 люд-дн прийнята за калькуляцією трудових витрат;

- сумарна планована трудомісткість Qплан= 4980 люд-дн визначена шляхом підсумовування добутків: тривалість кожного процесу на кількість робітників, які виконують цей процес;

- витрати праці робітників на 1м^3 конструкцій Qп.1т, (люд. дн/м^3), визначені за формулою:

$$Q_{п.1т}=Q_{план}/V, \quad (4.1)$$

де V – обсяг робіт, м^3;

$$Q_{п.1т}=4980/6492=0,676 \text{ люд-дн/м}^3;$$

- виробіток одного робітника за зміну В, (м3/люд-дн), визначений за формулою:

$$B=V/Q_{план}, \quad (4.2)$$

$$B=6492/4980=1,304 \text{ м}^3\text{/люд-дн};$$

- продуктивність праці, (%), визначена за формулою:

$$П=(5299,81/4980)\times100\%=106.$$

ВИСНОВКИ

За останні роки будівельна галузь характеризується зростанням кількості невеликих будівельних організацій та підприємств і як наслідок збільшення числа учасників інвестиційно-будівельної сфери в сукупності загальним технологічним ускладненням виробничих процесів у будівництві. У зв'язку з цим потрібне впровадження комплексних систем організаційно-технологічного проєктування в будівництві. Основною причиною нестабільності існуючих на даний момент форм організаційно-технологічних рішень є нестійкість до впливу різних факторів організаційних рішень, які займають пріоритетне становище у структурі організаційно-технологічних моделей. Тому при розгляді технологічної основи для розробки організаційно-технологічних рішень необхідно враховувати характер взаємодії між суміжними процесами та взаємозв'язок технологічних процесів у просторі.

На прикладі зведення багатоповерхового житлового будинку за допомогою програмного комплексу «Мономах САПР» розраховано і сконструйовано монолітний ростверк, визначено навантаження на палі, їхню несучу здатність і кількість.

Проаналізовані основні технологічні процеси, що входять до комплексу робіт по зведенню будівель і основних типів опалубних систем, які застосовуються при будівництві каркасно-монолітних будівель.

Виконано техніко-економічне обґрунтування методів виконання робіт, обґрунтування календарного графіка основних та підготовчих робіт з урахуванням потреби у робочій силі, машин і механізмів, матеріальних ресурсах, транспортних засобах. Сформовано систему вимог, яким має відповідати організаційно-технологічна модель будівельного об'єкта, яка докладно розглянуто при обґрунтуванні організаційно-технологічних рішень зведення багатоповерхового житлового будинку з використанням монолітно-каркасної технології.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

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

2 Будівництво будинків з монолітним каркасом - плюси і мінуси. URL: https://kievnovbud.com.ua/ua/2017/05/budivnictvo-budinkiv-z-monolitnim-karkasom-plyusi-i-minusi/. (дата звернення 10.09.2024).

3 Гетун Г.В., Криштоп Б.Г. Багатоповерхові каркасно-монолітні житлові будинки : навч. посіб. Київ : Кондор, 2005. 220 с.

4 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. [Чинні від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2011. 127 с.

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

6 ДБН А.2.2-3:2014. Склад та зміст проектної документації на будівництво. [Чинні від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 25 с.

7 ДБН В.2.2-41:2019. Висотні будівлі. Основні положення. [Чинний від 2020-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2019. 57 с.

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

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

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

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

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

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

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

15 ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. [Чинний від 2019–08–01]. Вид. офіц. Київ, 2019. 21с. (Національний стандарт України).

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

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

18 ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. [Чинний від 2022–09-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України , 2022. 27 с.

19 ДСТУ Б.В.2.6-189:2013 Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. [Чинний від 2014–01-01]. Вид. офіц. Київ, Мінрегіонбуд України, 2014. 71 с.

20 ДСТУ-Н Б В.1.1-34:2013. Настанова з розрахунку та проектування звукоізоляції огороджувальних конструкцій житлового і громадських будинків. [Чинний від 2014–01–01]. Вид. офіц. Київ, Мінрегіонбуд України, 2014. 88с.

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

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

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

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

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

26 Кошторисні норми України. Настанова з визначення вартості будівництва. URL: https://e-construction.gov.ua/reestri. (дата звернення 10.10.2024).

27 Кошторисні норми України на експлуатацію будівельних машин та механізмів. URL: https://e-construction.gov.ua/reestri. (дата звернення 10.10.2024).

28 Кошторисні норми України. Настанова щодо розроблення елементних ресурсних кошторисних норм на будівельні роботи. URL: https://e-construction.gov.ua/reestri. (дата звернення 11.10.2024).

29 Кошторисні норми України на будівельні роботи. URL: https://e-construction.gov.ua/reestri. (дата звернення 20.11.2024).

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

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

32 Пушкар Т.А. Техніко-економічне обґрунтування проєктних рішень. Економіка та суспільство. 2021. № 28. https://doi.org/10.32782/2524-0072/2021-28-33.

33 Пшегорлінська О.А. Організація будівництва : методичні вказівки до практичних занять, контрольних робіт та самостійного вивчення питань розробки проектів організації будівництва та проектів виконання робіт. Запоріжжя : Видавництво ЗДІА, 2018. 80 с.

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

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

36 Хоменко ОГ. Залізобетонні конструкції : підручник. Глухів. 2017. 208с. URL: http://tpgnpu.ho.ua/images/my_images/doc_pdf/zalizobeton.pdf. (дата звернення 12.12.2023).

37 Чим вище, тим надійніше. Чому багатоповерхові будинки вважаються надійним укриттям - пояснення інженера-конструктора. URL: https://life.nv.ua/ukr/lifehacks/yaki-budinki-vvazhayutsya-naynadiynishimi-pid-chas-obstriliv-dumka-fahivcya-50301095.html. (дата звернення 12.01.2024).

38 Що таке каркасно-монолітний будинок і яким є процес його будівництва. URL: https://riel.ua/blogs/sho-take-karkasno-monolitnii-budinok-i-yakim-ye-proces-iogo-budivnictva (дата звернення 12.01.2024).

39 Якіменко О.В. Технологія будівельного виробництва : навч. посіб. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2016. 410 с.