

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

Кафедра геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва

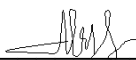
**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА МАГІСТРА
ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНОГО СТАНУ СИСТЕМИ «ОСНОВА-
ФУНДАМЕНТ-СПОРУДА» ВИСОТНОЇ ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ**

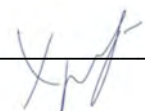
Виконав: студент 2 курсу, М ПЦБ 2024-1з

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма – Промислове і цивільне будівництво

 Сєдих В.І.

Керівник  Александрович В.А.

Рецензент  Храпатова І.В.

Харків

2026

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М. БЕКЕТОВА**

НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА, ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ

ЗАТВЕРДЖУЮ 

Завідувач кафедри ГПСГБ

к.т.н., доц. Александрович В.А.

“02” березня 2026 року

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ РОБОТИ СТУДЕНТА

СЄДИХ ВІТАЛІЯ ІГОРОВИЧА

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма – Промислове і цивільне будівництво

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської роботи: **Дослідження напруженого стану системи «основа-фундамент-споруда» висотної житлової будівлі**

затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
від “27” лютого 2026р. № 188-03

Термін подання завершеної роботи на кафедру 01 червня 2026 р.

Вихідні дані до магістерської роботи тематика дослідження, архітектурні
креслення об’єкта, інженерно-геологічні дані району будівництва.

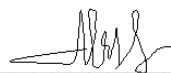
Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Огляд попередніх досліджень з обраної тематики
2. Дослідження напруженого стану системи «основа-фундамент-споруда» висотної житлової будівлі
3. Впровадження результатів досліджень шляхом будівництва

Перелік графічного матеріалу: архітектурно-композиційне рішення об’єкту впровадження, конструктивне рішення фундаментів, конструктивне рішення несучих конструкцій будівлі, технологічна карта, календарний графік будівництва, будгенплан.

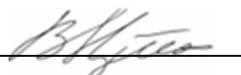
Дата видачі завдання “02” березня 2026 р.

Керівник магістерської роботи



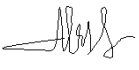
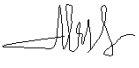
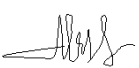
Александрович В.А.

Завдання прийняв до виконання



Сєдих В.І.

Консультанти розділів роботи

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Аналітичний огляд стану питання.		к.т.н., доц., зав. каф. ГПСГБ Александрович В.А.		
2. Дослідницька частина.		к.т.н., доц., зав. каф. ГПСГБ Александрович В.А.		
3. Проектна частина	Архітектурно-конструктивне рішення обраного для впровадження об'єкта будівництва.	к.т.н., доц., зав. каф. МБ Завальний О.В.		
	Розрахунок та проектування підземної та надземної частини об'єкта (споруди).	к.т.н., доц., зав. каф. БК Шемет Р.М.		
		к.т.н., доц., зав. каф. ГПСГБ Александрович В.А.		
	Технологія і організація будівельного виробництва.	доц. каф. ТОБВ Братішко С.М.		
	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.	к.т.н., доц. каф. ОП та БЖД Нікітченко О. Ю.		
4. Нормоконтроль		Ст. викл. каф. ГПСГБ Гаврилюк О.В.		

Календарний план

№ з/п	Назва етапів магістерської роботи	Строк виконання етапів	Примітка
1.	Аналітичний огляд стану питання.	02.03.2026 - 20.03.2026	виконано
2.	Дослідницька частина.	21.03.2026 - 10.04.2026	виконано
3.	Проектна частина	11.04.2026 - 24.05.2026	виконано
4.	Нормоконтроль	25.05.2026 - 30.05.2026	виконано

РЕФЕРАТ

до кваліфікаційної роботи магістра
зі спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
на тему: «Дослідження напруженого стану системи «основа-фундамент-
споруда» висотної житлової будівлі»
студентки II курсу ННІБЦІ
групи М ПЦБ 2024-1з
ХНУМГ імені О.М. Бекетова

Сєдих Віталія Ігоровича

Керівник: кандидат технічних наук, доцент зав. кафедри ГПСГБ
Александрович Вадим Анатолійович.

Загальний об'єм роботи 112 сторінок. В магістерській роботі 14 таблиць,
29 рисунків, 12 листів формату А1 з кресленнями та графічними даними.

Об'єктом дослідження висотна 28-поверхова монолітна житлова
будівля, розташована у місті Хмельницький

Предметом дослідження є напружено-деформований стан несучих
конструкцій будівлі, плитного фундаменту та ґрунтової основи при їх сумісній
роботі.

Метою роботи є оцінювання роботи системи «основа–фундамент–
споруда» висотної житлової будівлі шляхом чисельного моделювання,
визначення зусиль, переміщень, осідань і параметрів армування основних
несучих конструкцій, а також обґрунтування прийнятих проектних рішень.

У першому розділі роботи розглянуто актуальність застосування
інформаційних технологій у будівництві, проаналізовано практику
використання сучасних програмних комплексів у проектуванні та інженерних
розрахунках. Особливу увагу приділено ролі програмних комплексів «ЛІРА»
та «Мономах» у моделюванні системи «основа–фундамент–споруда».

У *другому розділі* виконано перевірочні розрахунки конструктивних елементів у програмному комплексі «ЛПРА». Розглянуто аналітичну модель будівлі, сформовану в модулі «Сапфір», виконано перевірку армування плити перекриття, стінової панелі та плитного фундаменту. Порівняння результатів розрахунків у ПК «ЛПРА» та ПК «Мономах» показало їх узгодженість у межах допустимих відхилень.

У *третьому розділі* наведено архітектурно-конструктивну характеристику об'єкта, природно-кліматичні та інженерно-геологічні умови району будівництва. Проектована будівля являє собою 28-поверховий двосекційний монолітний житловий будинок із вбудовано-прибудованим адміністративним блоком. Конструктивна схема прийнята стіновою, з поздовжніми та поперечними несучими стінами. Фундамент будівлі запроектовано у вигляді монолітної залізобетонної фундаментної плити.

Розрахунок будівлі виконано методом скінченних елементів у програмному комплексі «Мономах». У розрахунковій моделі враховано постійні, тривалі, короткочасні, вітрові та сейсмічні навантаження. За результатами аналізу визначено переміщення, зусилля в несучих елементах, параметри армування плит перекриття, стін і фундаментної плити. Аналіз переміщень показав, що осідання будівлі перебувають у допустимих межах, а прийняте конструктивне рішення фундаменту забезпечує загальну стійкість споруди.

У роботі також виконано розрахунок окремого фундаменту під колону, перевірку фундаменту на продавлювання та підбір робочої арматури. Прийняті рішення підтверджують достатню несучу здатність фундаментних конструкцій.

У розділі технології та організації будівельного виробництва розроблено основні організаційно-технологічні рішення щодо зведення монолітної житлової будівлі. Передбачено застосування великощитової опалубки, баштового крана КБ-675-0, подавання бетонної суміші за схемою «кран — баддя» та виконання робіт у двозмінному режимі. Розроблено технологічну

карту, календарний графік будівництва, будівельний генеральний план і визначено основні техніко-економічні показники.

У розділі охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях проаналізовано потенційно небезпечні й шкідливі фактори на будівельному майданчику, розроблено заходи з охорони праці, пожежної безпеки, електробезпеки, організації евакуації та захисту працівників. Окремо розглянуто питання екологічності проєкту, зокрема раціональне використання родючого шару ґрунту, поводження зі стічними водами та організацію збирання й вивезення будівельних відходів.

За результатами виконаної роботи встановлено, що застосування програмних комплексів «ЛІРА» та «Мономах» дозволяє більш достовірно оцінити роботу системи «основа–фундамент–споруда», врахувати просторову роботу конструкцій, неоднорідність ґрунтової основи та вплив різних видів навантажень. Прийняті конструктивні рішення фундаменту й несучих елементів забезпечують необхідну міцність, жорсткість і стійкість будівлі.

Ключові слова: висотна житлова будівля, система «основа–фундамент–споруда», напружено-деформований стан, плитний фундамент, метод скінченних елементів, програмний комплекс «ЛІРА», програмний комплекс «Мономах», ґрунтова основа/

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД СТАНУ ПИТАННЯ.....	9
1.1 Актуальність застосування інформаційних технологій у будівництві	9
1.2 Практика застосування програмних комплексів у проєктуванні та інженерних розрахунках	10
1.3 Роль програмних комплексів у підвищенні ефективності інженерних розрахунків	14
РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДНИЦЬКА ЧАСТИНА.....	16
2.1 Результати розрахунку в програмному комплексі «ЛІРА».....	17
2.2 Розрахунок плитного фундаменту в програмному комплексі «ЛІРА».	20
РОЗДІЛ 3. ПРОЄКТНА ЧАСТИНА	23
3.1 Архітектурно-конструктивне рішення висотної житлової будівлі	23
3.1.1 Характеристика району будівництва та інженерно-геологічних умов	23
3.1.2 Природно-кліматична характеристика району будівництва	23
3.1.3 Генеральний план та благоустрій території	24
3.1.4 Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення будівлі	25
3.1.5 Санітарно-технічне та інженерне обладнання	27
3.1.6 Протипожежні заходи.....	28
3.1.7 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій	29
3.2 Розрахунок та проєктування підземної та надземної частини висотної житлової будівлі.....	31
3.2.1 Модель будівлі у програмному комплексі «Мономах»	31
3.2.2 Розрахунок будівлі методом скінченних елементів у програмному комплексі «Мономах».....	32
3.2.3 Збір навантажень на конструктивні елементи	40
3.2.4 Розрахунок стін у погромному комплексі «Мономах»	45
3.2.5 Розрахунок фундаменту	46
3.3 Технологія та організація будівельного виробництва	58
3.3.1 Підготовка будівництва об'єкта	58

3.3.2 Організаційно-технологічна схема будівництва.....	59
3.3.3 Технологія і організація виконання основних процесів	60
3.3.4 Розробка технологічної карти	62
3.3.5 Вибір монтажного крана та його розміщення.....	70
3.3.6 Календарний графік будівництва	74
3.3.7 Об'єктний будівельний генеральний план	74
3.3.8 Техніко-економічні показники	77
3.4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	77
3.4.1 Аналіз потенційно шкідливих і небезпечних факторів на будівельному майданчику	77
3.4.2 Заходи з охорони праці на будівельному майданчику.....	79
3.4.3 Забезпечення пожежної безпеки.....	80
3.4.4 Аналіз можливих надзвичайних ситуацій	83
3.4.5 Екологічність проєкту.....	83
СПИСОК ВИКОРИСТЕФЕРОВАНИХ ДЖЕРЕЛ	86
ДОДАТКИ.....	91
ДОДАТОК А.....	92
ДОДАТОК Б	95
ДОДАТОК В.....	100
ДОДАТОК Г	105
ДОДАТОК Д.....	108
ДОДАТОК Е	110
ДОДАТОК Ж	111

РОЗДІЛ 1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД СТАНУ ПИТАННЯ

1.1 Актуальність застосування інформаційних технологій у будівництві

Впровадження інформаційних технологій у будівництво є важливою умовою розвитку галузі, підвищення якості проєктування та ефективності прийняття інженерних рішень. Сучасні програмні комплекси дають змогу автоматизувати процеси розрахунку, створювати просторові моделі будівель і споруд, аналізувати напружено-деформований стан конструкцій та оцінювати їх роботу на різних етапах життєвого циклу об'єкта.

Інформаційні технології охоплюють усі стадії існування споруди: від концептуального проєктування та будівництва до експлуатації, реконструкції, демонтажу або утилізації. Тому важливим завданням є забезпечення актуальності інформаційних моделей і розрахункових даних протягом усього періоду експлуатації об'єкта.

Особливе значення у сучасному проєктуванні має моделювання системи «основа — фундамент — споруда». Достовірність результатів розрахунку значною мірою залежить від правильного задання фізико-механічних характеристик ґрунтів, отриманих за результатами інженерно-геологічних вишукувань. Недостатньо точне врахування властивостей ґрунтової основи або спрощене моделювання її взаємодії з фундаментом може призвести до помилок у визначенні осідань, зусиль і деформацій конструкцій.

Отже, застосування інформаційних технологій та розрахункових програмних комплексів є актуальним напрямом у будівництві. Їх використання забезпечує більш точне моделювання роботи будівлі, підвищує надійність проєктних рішень і сприяє безпечній експлуатації будівель та споруд.

Стрімкий розвиток цифрових технологій зумовлює активне впровадження розрахункових програмних комплексів у практику проєктування. Така тенденція простежується як у вимогах нормативної документації, так і в сучасних підходах до розрахунку будівель і споруд. Якщо

раніше застосування програмних комплексів мало переважно рекомендаційний характер, то сьогодні воно поступово стає необхідною умовою якісного інженерного проєктування.

Основними перевагами використання розрахункових програм є зменшення трудомісткості проєктних робіт, скорочення часу виконання розрахунків, а також можливість аналізу різних варіантів розрахункової моделі. Це дає змогу обрати найбільш обґрунтовану схему, яка з достатньою точністю відображає реальну роботу будівельного об'єкта.

Водночас широке застосування програмних комплексів супроводжується низкою проблемних питань, які потребують уважного розгляду. До основних із них належать вибір відповідного програмного забезпечення для конкретного типу задачі, а також оцінка достовірності результатів, отриманих у процесі автоматизованого розрахунку.

1.2 Практика застосування програмних комплексів у проєктуванні та інженерних розрахунках

Застосування програмних комплексів у сучасному будівельному проєктуванні є важливим напрямом розвитку інженерної практики. У науковій літературі значна увага приділяється питанням цифровізації проєктної діяльності, використанню BIM-технологій, автоматизованого розрахунку конструкцій, а також проблемам достовірності результатів комп'ютерного моделювання [1–3]. Сучасні програмні засоби дають змогу створювати розрахункові моделі будівель і споруд, аналізувати їх напружено-деформований стан, оцінювати роботу окремих конструктивних елементів та всієї системи загалом.

Особливе значення у будівельній галузі мають технології інформаційного моделювання будівель. BIM-підхід дозволяє об'єднати в єдиному цифровому середовищі архітектурні, конструктивні, інженерні та організаційно-технологічні рішення. Це сприяє підвищенню узгодженості проєктної документації, зменшенню кількості помилок, покращенню

взаємодії між учасниками будівельного процесу та ефективнішому управлінню інформацією про об'єкт протягом його життєвого циклу [1, 5].

Разом із тим упровадження програмних комплексів у практику проєктування супроводжується низкою проблемних питань. Насамперед це стосується вибору відповідного програмного забезпечення, правильного формування розрахункової схеми, обґрунтування вихідних параметрів, вибору типів скінченних елементів, задання граничних умов та інтерпретації отриманих результатів. Як зазначається в сучасних дослідженнях, автоматизація проєктування не усуває необхідності інженерного аналізу, а навпаки — підвищує вимоги до професійної підготовки фахівця [2, 3].

Одним із найбільш поширених підходів до розрахунку будівельних конструкцій є скінченно-елементне моделювання. Його застосування дає змогу досліджувати складні просторові системи, враховувати взаємодію елементів конструкції, аналізувати вплив різних навантажень і виконувати порівняння декількох варіантів конструктивних рішень. Однак достовірність такого розрахунку значною мірою залежить від правильності побудови моделі та якості вихідних даних. Тому результати, отримані за допомогою програмного комплексу, повинні перевірятися з позицій будівельної механіки, геотехніки та чинних нормативних вимог.

У практиці будівельного проєктування широко застосовується програмний комплекс ЛІРА-САПР, призначений для розрахунку та проєктування будівельних конструкцій різного призначення. Його можливості охоплюють створення розрахункових схем, виконання статичних і динамічних розрахунків, аналіз напружено-деформованого стану, підбір армування та оцінювання роботи конструктивних систем під дією різних навантажень [4].

Важливим напрямом розвитку ЛІРА-САПР є вдосконалення інструментів для моделювання ґрунтової основи. У контексті дослідження системи «основа — фундамент — споруда» особливу роль відіграє модуль «Ґрунт», який дає змогу враховувати інженерно-геологічні умови

будівельного майданчика, задавати характеристики окремих шарів ґрунту та визначати параметри взаємодії фундаменту з основою [4]. Коректне моделювання ґрунтового масиву є необхідною умовою достовірного визначення осідань, зусиль у фундаментних конструкціях та загальної роботи будівлі.

У різних версіях програмного комплексу ЛІРА-САПР функціональні можливості модуля «Ґрунт» поступово розширювалися. Зокрема, було реалізовано можливість задавати ґрунтову товщу, враховувати геологічну будову ділянки, вводити деформаційні характеристики шарів ґрунту та визначати коефіцієнти постелі. Подальше вдосконалення програмного середовища дозволило створювати геологічні свердловини, формувати поздовжні й поперечні розрізи ґрунтової товщі та використовувати ці дані для побудови двовимірних і тривимірних моделей основи [7].

Окрему увагу в програмному комплексі приділено контролю правильності побудови розрахункової моделі. Для цього передбачені інструменти аналізу схеми, які дозволяють перевіряти параметри матеріалів, перерізів, пружної основи та зв'язність моделі. Така перевірка є важливим етапом перед виконанням основного розрахунку, оскільки помилки у формуванні схеми можуть істотно вплинути на кінцеві результати.

Розвиток програмного комплексу також пов'язаний із розширенням можливостей моделювання пальових фундаментів. Застосування спеціальних скінченних елементів дає змогу враховувати роботу палі як елемента, що взаємодіє з пружною ґрунтовою основою. Жорсткісні характеристики таких елементів можуть задаватися користувачем або визначатися автоматично на основі інженерно-геологічних даних. Це підвищує точність аналізу взаємодії пальових фундаментів із ґрунтовим масивом.

У процесі вдосконалення програмного забезпечення також було розширено можливості аналізу напруженого стану паль, перевірки їх міцності, урахування параметрів ґрунтової основи та розв'язання задач фільтрації. Такі інструменти дозволяють більш комплексно оцінювати роботу

фундаментів в умовах реальної інженерно-геологічної будови будівельного майданчика [7].

Важливим аспектом розрахунку системи «основа — фундамент — споруда» є визначення осідань. У програмних комплексах повне осідання може розглядатися як сума миттєвої складової та осідання, що виникає внаслідок консолідації ґрунтового масиву. Такий підхід дозволяє більш повно враховувати деформаційні процеси в основі фундаменту. Водночас при застосуванні програмного комплексу необхідно враховувати, які саме складові осідання реалізовані в конкретній версії програмного забезпечення та які припущення покладено в основу відповідного розрахункового алгоритму.

Аналогічний напрям розвитку характерний і для інших програмних комплексів, що застосовуються в будівельному проєктуванні. Зокрема, програмне забезпечення типу Мономах орієнтоване на автоматизоване проєктування будівельних конструкцій і включає окремі взаємопов'язані модулі для розрахунку балок, колон, плит, фундаментів, підпірних стін, цегляних конструкцій та ґрунтової основи. Така модульна структура дозволяє виконувати як комплексне моделювання будівлі, так і окремі розрахунки конструктивних елементів.

Перевагою подібних програмних комплексів є можливість використання даних, підготовлених в інших системах автоматизованого проєктування, зокрема AutoCAD або ArchiCAD. Це скорочує час створення розрахункової моделі, підвищує узгодженість вихідної інформації та забезпечує інтеграцію різних етапів проєктування. Такий підхід відповідає загальній тенденції розвитку цифрових технологій у будівництві, яка передбачає поєднання інформаційного моделювання, автоматизованого розрахунку та управління даними про об'єкт [1, 5].

Модулі для розрахунку фундаментів і ґрунтової основи дозволяють враховувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, задавати характеристики інженерно-геологічних елементів, положення свердловин,

відмітки їх гирла та послідовність залягання шарів ґрунту. На основі цих даних визначаються поля осідань, жорсткісні характеристики основи та змінні коефіцієнти постелі, які можуть використовуватися при розрахунку фундаментних плит.

Отже, аналіз практики застосування програмних комплексів у будівельному проєктуванні свідчить про їх значний потенціал для підвищення точності, швидкості та ефективності інженерних розрахунків [1, 4, 5]. Водночас результати комп'ютерного моделювання не повинні розглядатися як абсолютно самодостатні. Їх достовірність залежить від правильності вибору розрахункової схеми, якості вихідних даних, коректного задання характеристик матеріалів і ґрунтів, а також від професійної інтерпретації отриманих результатів.

Для магістерської роботи це має особливе значення, оскільки дослідження системи «основа — фундамент — споруда» потребує поєднання можливостей сучасних програмних комплексів із теоретичними положеннями будівельної механіки, геотехніки та вимогами чинної нормативної бази. Саме комплексний підхід до моделювання дозволяє отримати більш обґрунтовані проєктні рішення, підвищити надійність фундаментів і забезпечити безпечну експлуатацію будівель та споруд.

1.3 Роль програмних комплексів у підвищенні ефективності інженерних розрахунків

Сучасні програмні комплекси є важливим інструментом підвищення точності інженерних розрахунків, оптимізації конструктивних рішень і скорочення термінів проєктування. Водночас їх застосування не виключає можливості помилок під час моделювання та аналізу результатів. Тому зі зростанням складності розрахункових моделей підвищується роль професійної оцінки інженера, який має критично аналізувати вихідні дані, розрахункову схему та отримані результати.

Під час розрахунку складних будівельних конструкцій часто виникають такі проблеми:

- недостатньо аналізуються альтернативні варіанти розрахункових схем;
- не завжди виконується детальне комп'ютерне моделювання з урахуванням геометричної, фізичної та конструктивної нелінійності;
- обмежено враховується вплив зовнішнього середовища на матеріали та конструктивні елементи;
- спрощено задається динамічний характер роботи конструкцій під дією навантажень [6].

Розрахункова схема повинна максимально коректно відображати основні властивості конструкції та особливості її роботи під навантаженням. Однак програмний комплекс зазвичай містить певні вбудовані алгоритми та розрахункові підходи, орієнтовані на коло задач, передбачених його розробниками. Тому завдання інженера полягає не лише у використанні можливостей програмного забезпечення, а й у правильному виборі моделі, яка відповідає реальним умовам роботи об'єкта [8].

Для більш обґрунтованого аналізу поведінки конструкцій доцільно формувати певну ієрархію розрахункових схем. Такий підхід передбачає послідовний розгляд декількох моделей різного рівня складності: від спрощених інженерних схем до деталізованих просторових моделей.

Водночас надмірне ускладнення розрахункових моделей також не завжди є доцільним. Значна кількість елементів, навантажень, комбінацій і чисельних результатів може ускладнити аналіз та призвести до втрати контролю над основними закономірностями роботи конструкції. У такому випадку проєктувальник ризикує зосередитися на великому обсязі другорядної інформації та не виявити принципово важливих особливостей поведінки системи [8].

Отже, використання програмних комплексів повинно поєднуватися з інженерною перевіркою та критичним аналізом отриманих результатів. Для контролю точності розрахунку прийнятої конструктивної схеми доцільно застосовувати не менше ніж два програмні комплекси або порівнювати результати комп'ютерного моделювання з аналітичними методами розрахунку. Такий підхід дозволяє підвищити достовірність результатів, виявити можливі помилки моделювання та прийняти більш надійні проєктні рішення.

РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДНИЦЬКА ЧАСТИНА

Програмний комплекс «ЛІРА» у поєднанні з модулем «Сапфір» забезпечує можливість створення та аналізу розрахункових моделей складної геометричної форми, у тому числі з урахуванням нелінійної роботи конструкцій. Модуль «Сапфір» є системою параметричного 3D-моделювання, що застосовується для формування моделей житлових, громадських, багатоповерхових будівель, котеджів та споруд різного функціонального призначення.

За допомогою цього модуля виконується побудова аналітичної моделі будівлі, яка надалі передається до програмного комплексу «ЛІРА» для виконання розрахунків на міцність, жорсткість і стійкість, а також для подальшого конструювання елементів. Крім того, модуль «Сапфір» дає змогу формувати та редагувати скінченно-елементні сітки пластинчастих і стрижневих елементів, а також задавати статичні навантаження. Модель будівлі, прийнята для подальшого розрахунку, наведена на рис.1.



Рисунок 1 – Розрахунково-аналітична модель будівлі, побудована в модулі «Сапфір» програмного комплексу «ЛІРА»

2.1 Результати розрахунку в програмному комплексі «ЛІРА»

Перевірка розрахунків виконувалася у програмному комплексі «ЛІРА» з метою уточнення необхідної площі поперечного перерізу арматурних стрижнів в основних несучих конструкціях будівлі. Розрахунок здійснювався методом скінченних елементів на основі сформованої розрахункової схеми.

Результати розрахунку плити перекриття наведено на рис. 2 – 5.

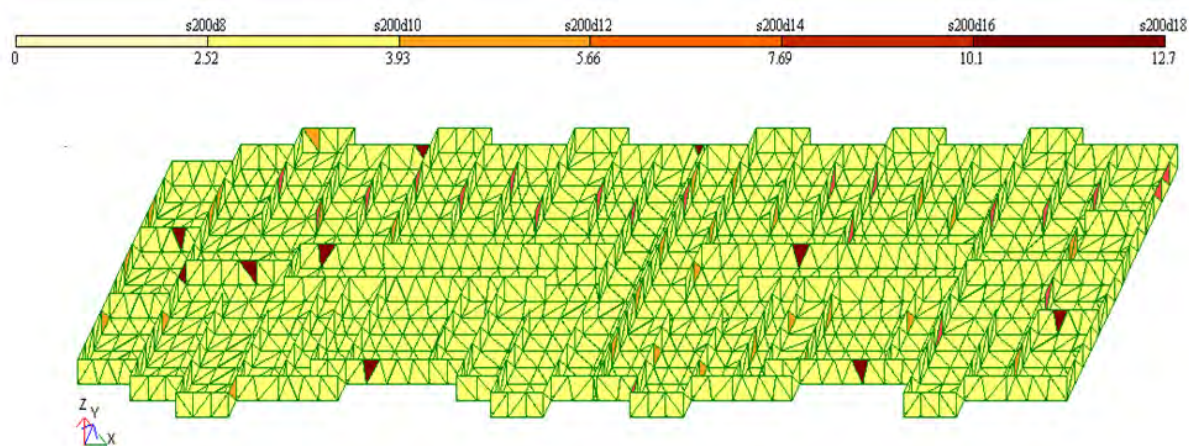


Рисунок 2– Ізополя розрахункового армування: результати підбору нижньої арматури у напрямку осі X

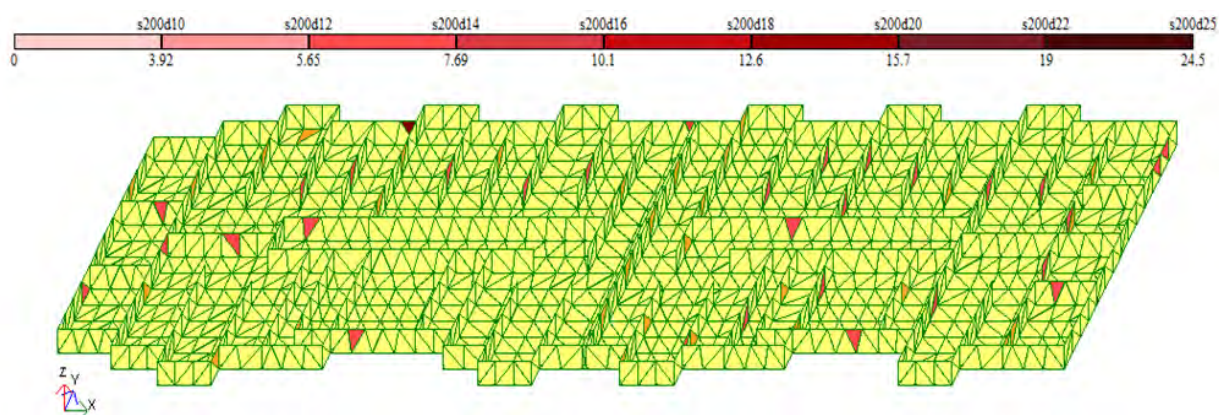


Рисунок 3 – Ізополя розрахункового армування: результати підбору верхньої арматури у напрямку осі X

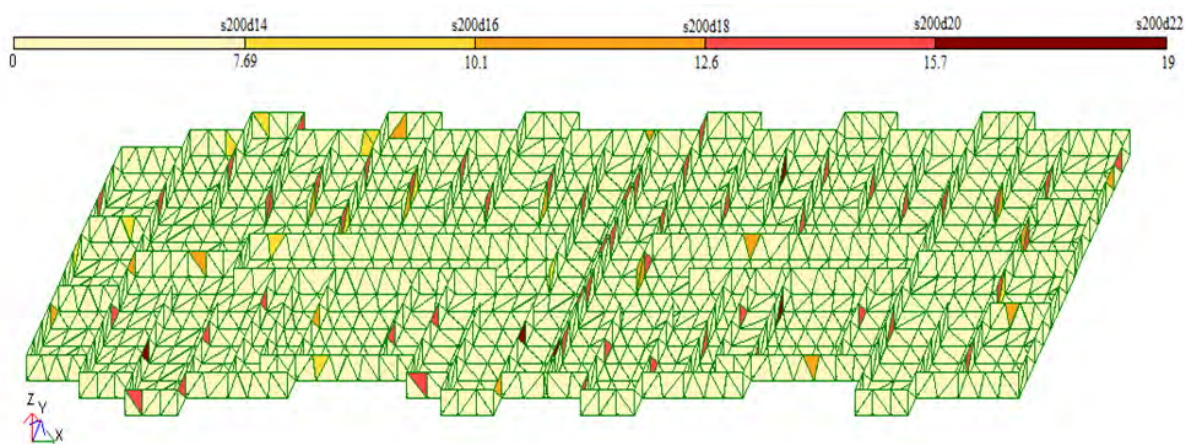


Рисунок 4 – Ізополя розрахункового армування: результати підбору нижньої арматури у напрямку осі Y

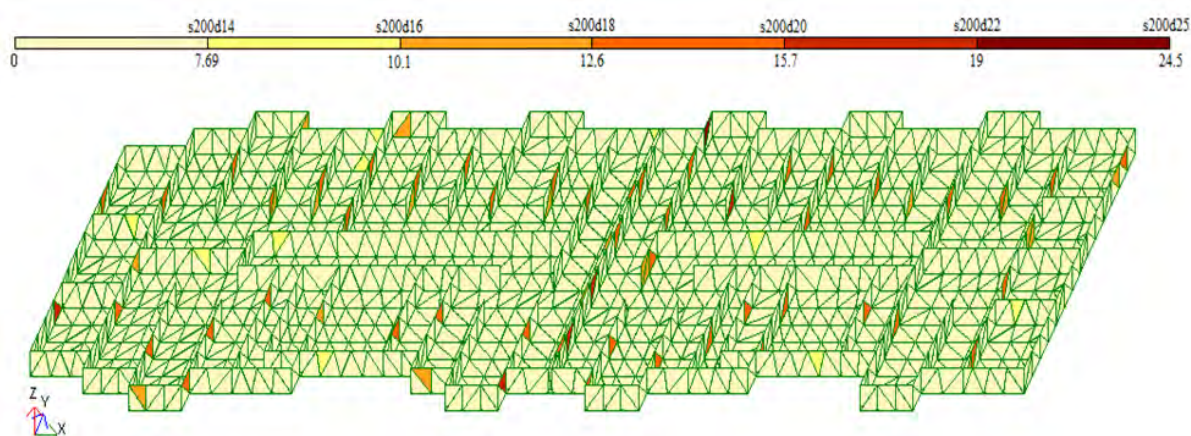


Рисунок 5 – Ізополя розрахункового армування: результати підбору верхньої арматури у напрямку осі Y

Робочі арматурні стрижні розташовуються у двох взаємно перпендикулярних напрямках — у верхній та нижній зонах конструктивного елемента.

У верхній зоні передбачено таке армування:

- у напрямку осі X — стрижні діаметром 16 мм з кроком 200 мм;
- у напрямку осі Y — стрижні діаметром 16 мм з кроком 200 мм.

У нижній зоні прийнято:

- у напрямку осі X — стрижні діаметром 14 мм з кроком 200 мм;
- у напрямку осі Y — стрижні діаметром 12 мм з кроком 200 мм.

Таким чином, армування конструкції забезпечується в обох напрямках, що дозволяє сприймати згинальні зусилля у верхній і нижній гранях елемента. Результати розрахунку стінової панелі наведено на рис. 6.

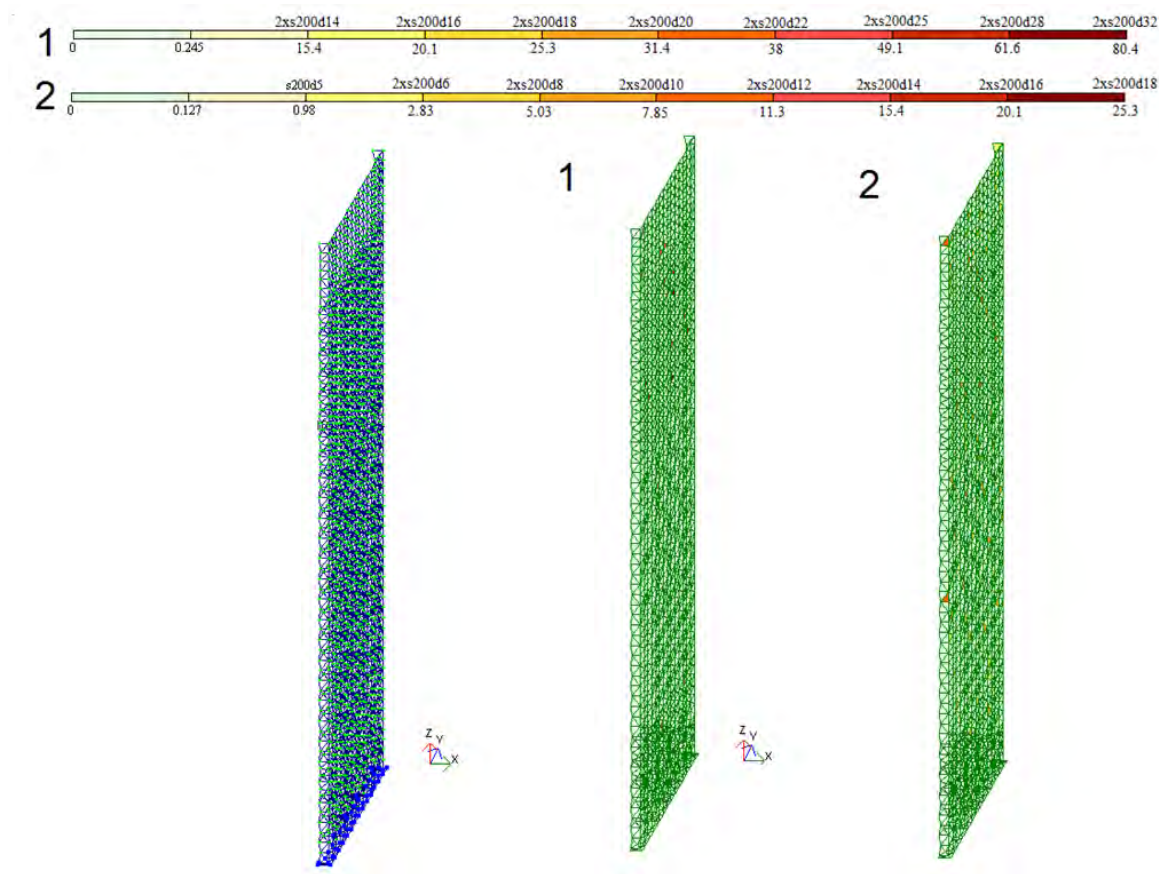


Рисунок 6 – Розрахункова модель та результати аналізу стінової панелі у програмному комплексі «ЛІРА»

За результатами виконаного розрахунку прийнято армування каркаса із гарячекатаної арматури періодичного профілю. Робочі арматурні стрижні передбачено у двох напрямках та розміщено біля зовнішньої і внутрішньої граней конструктивного елемента.

У напрямку осі X прийнято два арматурні стрижні діаметром 18 мм з кроком 200 мм. У напрямку осі Z передбачено два стрижні з кроком 200 мм, діаметр кожного стрижня становить 32 мм.

2.2 Розрахунок плитного фундаменту в програмному комплексі «ЛПРА»

Розрахунок плитного фундаменту у програмному комплексі «ЛПРА» виконано з метою перевірки результатів, отриманих у програмному комплексі «Мономах». Порівняння результатів дає змогу оцінити достовірність прийнятої розрахункової схеми та правильність підбраного армування. Допустиме відхилення між результатами розрахунків прийнято не більше 5 %.

Розрахунок виконано методом скінченних елементів на основі сформованої розрахункової моделі плитного фундаменту. Результати розрахунку наведено на рис. 7 - 13.

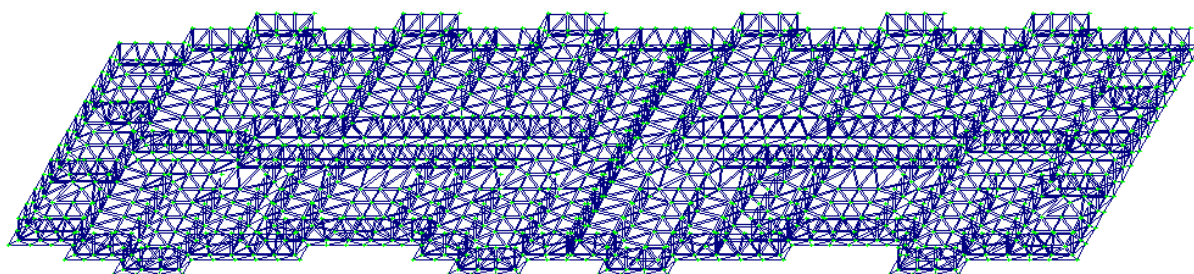


Рисунок 7– Розрахункова модель плитного фундаменту, сформована у ПК «ЛПРА-САПР»

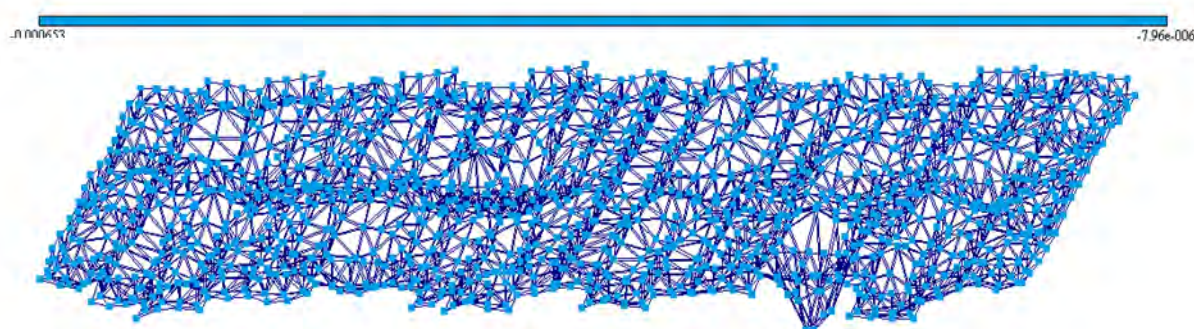


Рисунок 8 – Результати визначення деформацій і переміщень плитного фундаменту

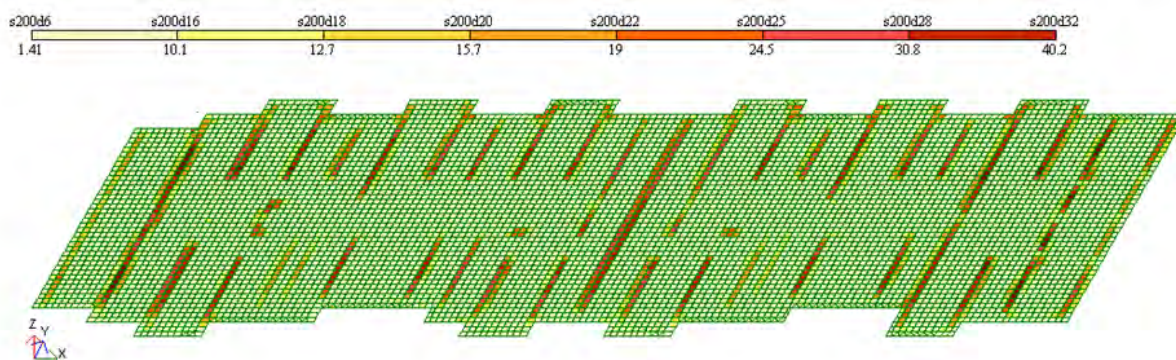


Рисунок 9 – Підбір діаметра та кроку нижньої арматури у напрямку осі X із відображенням ізополів напружень

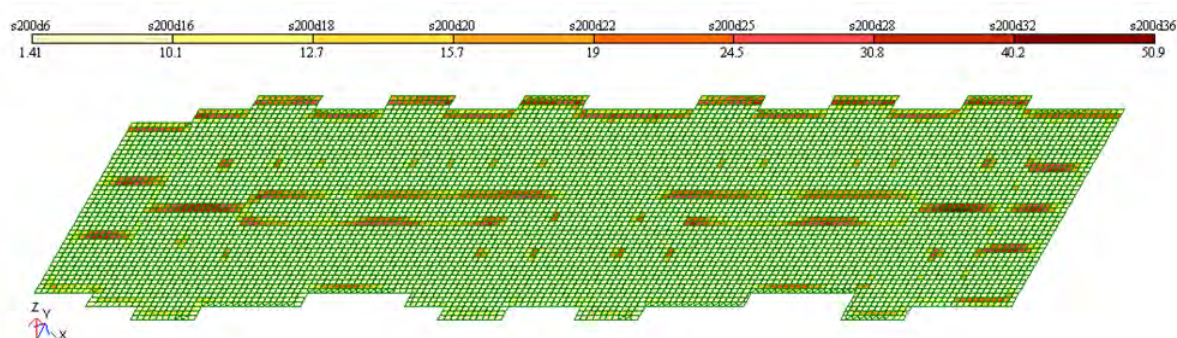


Рисунок 10 – Підбір діаметра та кроку нижньої арматури у напрямку осі Y із відображенням ізополів напружень

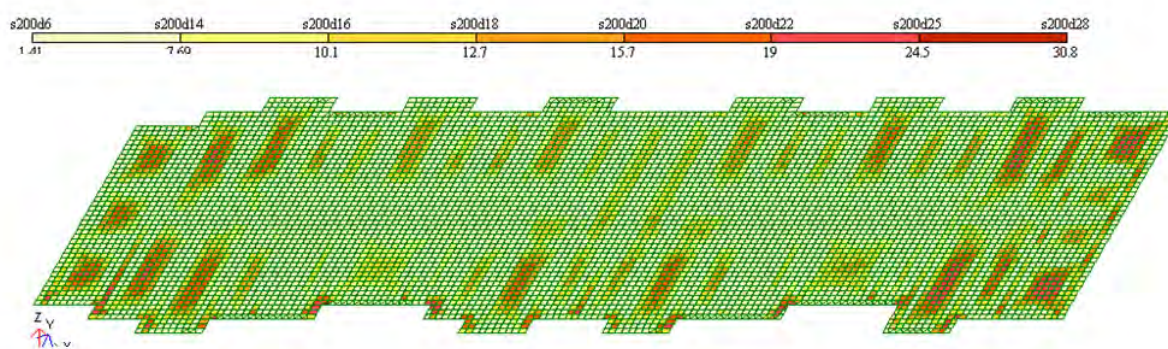


Рисунок 11 – Підбір діаметра та кроку верхньої арматури у напрямку осі X із відображенням ізополів напружень

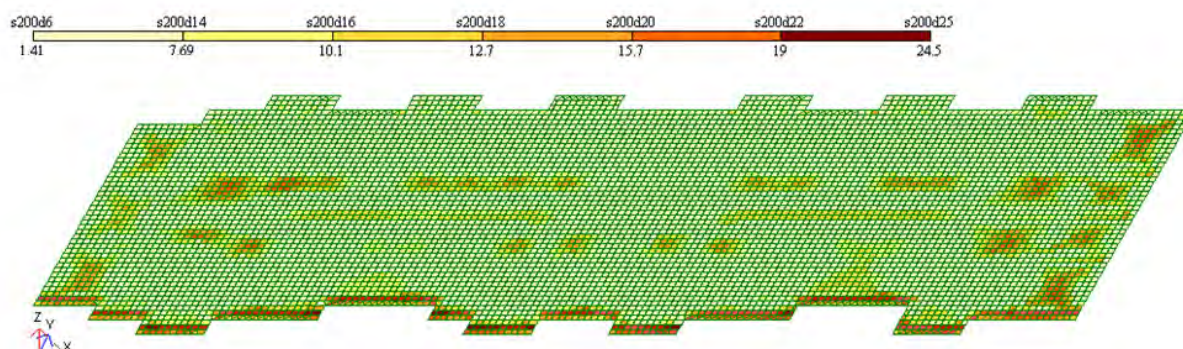


Рисунок 12 – Підбір діаметра та кроку верхньої арматури у напрямку осі Y із відображенням ізополів напружень

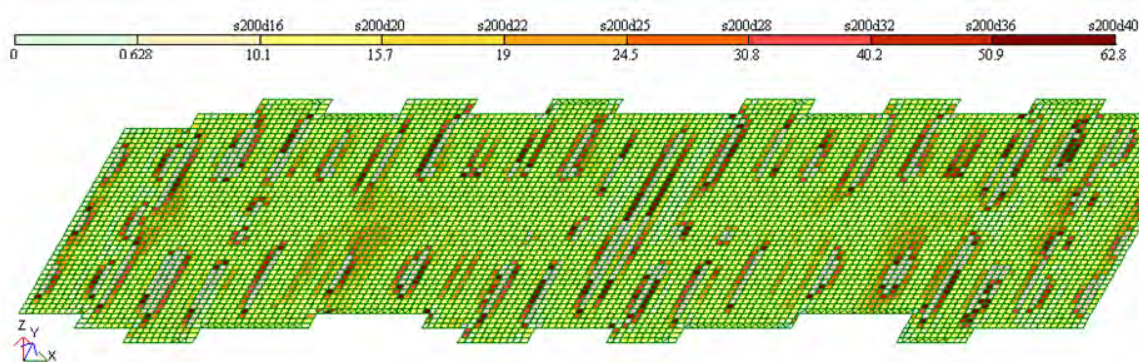


Рисунок 13 – Підбір діаметра та кроку поперечної арматури у напрямку осі Z із відображенням ізополів напружень

За результатами розрахунку прийнято нижнє робоче армування у двох напрямках з кроком 200 мм: у напрямку осі X — стрижні діаметром 32 мм, у напрямку осі Y — стрижні діаметром 36 мм.

Верхнє робоче армування також передбачено у двох напрямках з кроком 200 мм: у напрямку осі X — стрижні діаметром 28 мм, у напрямку осі Y — стрижні діаметром 25 мм. Поперечну арматуру прийнято з кроком 200 мм та діаметром 45 мм.

Порівняння результатів розрахунку, виконаного у ПК «ЛІРА-САПР» та ПК «Мономах», показало їх узгодженість. Розрахункова площа поперечного перерізу арматурних стрижнів перебуває в межах допустимих відхилень, що підтверджує коректність прийнятих конструктивних рішень.

РОЗДІЛ 3. ПРОЄКТНА ЧАСТИНА

3.1 Архітектурно-конструктивне рішення висотної житлової будівлі

3.1.1 Характеристика району будівництва та інженерно-геологічних умов

Земельна ділянка під будівництво житлового будинку розташована в місті Хмельницький на перетині вулиць Кам'янецької та Староміської. Відповідно до містобудівного зонування, територія належить до зони багатоповерхової житлової забудови з об'єктами громадського, ділового та комерційного призначення.

За результатами інженерно-геологічних вишукувань ґрунтова основа ділянки є неоднорідною та представлена чотирма інженерно-геологічними елементами: напівтвердим, тугопластичним і м'якопластичним суглинками, а також галечниковим ґрунтом. Рівень підземних вод зафіксовано на глибині 31,0–31,3 м, коефіцієнт фільтрації водовмісних ґрунтів становить 48 м/добу. У періоди сніготанення та тривалих дощів можливе утворення верховодки на глибині до 4,0 м.

Проектowana будівля — 28-поверховий двосекційний монолітний житловий будинок із вбудованим триповерховим адміністративним блоком. Висота поверхів прийнята 3,3 м. Будівля належить до І класу відповідальності, ступінь вогнестійкості — II. Розміщення об'єкта на ділянці виконано з урахуванням вимог ДСТУ-Н Б В.2.2-27:2010 [9] щодо інсоляції, аерації та орієнтації за сторонами світу.

3.1.2 Природно-кліматична характеристика району будівництва

Будівельний майданчик, відведений під зведення 28-поверхового житлового будинку, за фізико-географічними та кліматичними умовами належить до І кліматичної зони України. Кліматичні характеристики району будівництва прийнято відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 [10].

Сейсмічність території становить 6 балів згідно з ДБН В.1.1-12:2014 [11] за картою з імовірністю можливого перевищення сейсмічної інтенсивності 1 % протягом 50 років.

Таблиця 1 – Основні кліматичні показники району будівництва

№	Показник	Значення
1	Кліматична зона	I кліматична зона України
2	Сейсмічність району	6 балів
3	Температура найбільш холодної доби	-34 °С
4	Температура найбільш холодної п'ятиденки	-31 °С
5	Абсолютна мінімальна температура	-43 °С
6	Абсолютна максимальна температура	+40 °С
7	Тривалість періоду із середньодобовою температурою повітря менше 8 °С	211 діб
8	Середня температура періоду з температурою менше 8 °С	-9,3 °С
9	Середньомісячна відносна вологість найхолоднішого місяця	75 %
10	Середньомісячна відносна вологість найтеплішого місяця	78 %
11	Річна кількість опадів	672 мм
12	Переважаючий напрямок вітру в січні	південно-західний
13	Переважаючий напрямок вітру в липні	південно-західний
14	Нормативна глибина промерзання ґрунтів	1,2 м
15	Нормативне снігове навантаження	120 кг/м ²
16	Нормативний тиск вітру	48 кг/м ²

3.1.3 Генеральний план та благоустрій території

Горизонтальну прив'язку проєктованої будівлі та розбивку основних елементів планувальної структури виконано з урахуванням розташування існуючої житлової забудови. Розроблення генерального плану, розміщення функціональних майданчиків, проїздів, пішохідних зв'язків та елементів благоустрою здійснено відповідно до вимог ДБН Б.2.2-12:2019 [12].

На території ділянки передбачено влаштування проїздів і тротуарів з асфальтобетонним покриттям. Вільні від забудови ділянки підлягають озелененню шляхом висадження декоративних дерев, однорядних і групових

чагарників, а також улаштування газонів із багаторічних трав. Для забезпечення комфортного використання прибудинкової території передбачено систему пішохідних доріжок, майданчиків відпочинку та встановлення малих архітектурних форм, зокрема лав.

Таблиця 2 – Основні техніко-економічні показники генерального плану

№	Найменування показника	Умовне позначення / формула	Значення
1	Загальна площа території	P_o	1,5849 га / 15849 м ²
2	Площа забудови	P_z	2580 м ²
3	Площа автомобільних проїздів, тротуарів і мощених ділянок	P_a	1170 м ²
4	Площа озеленення	Позел	8033 м ²
5	Коефіцієнт використання території	$K_1 = (P_z + P_a) / P_o \cdot 100 \%$	23,66 %
6	Коефіцієнт щільності забудови	$K_2 = P_z / P_o \cdot 100 \%$	16,28 %
7	Коефіцієнт озеленення	$K_3 = \text{Позел} / P_o \cdot 100 \%$	50,7 %

3.1.4 Об'ємно-планувальні та конструктивні рішення будівлі

Проектована будівля являє собою 28-поверховий двосекційний житловий будинок, розроблений за індивідуальним проектом. Розміри будівлі в осях становлять: 1–34 — 86,050 м, А–У — 30,0 м. Загальна висота будівлі — 97,0 м, висота типового поверху — 3,3 м.

Будівля має складну об'ємно-планувальну структуру з еркерами та балконами по периметру. Конструктивна схема прийнята монолітною, з поздовжніми та поперечними несучими стінами. Основний об'єм будівлі спирається на плитний фундамент. Вбудовано-прибудована адміністративна частина також виконана в монолітному варіанті та спирається на колони з окремими фундаментами. Прийняте конструктивне рішення враховує геометричні параметри будівлі, діючі навантаження та сейсмічність району будівництва.

У плані будівля має пірамідоподібну форму: зі збільшенням висоти її конфігурація поступово звужується. У житлових секціях передбачено дво- та трикімнатні квартири з кухнями, санвузлами, додатковими туалетами, еркерами та балконами. Вертикальний зв'язок забезпечується сходово-ліфтовими вузлами з пасажирськими і вантажними ліфтами, незадимлюваними сходовими клітками та приміщеннями для інженерного обладнання.

За позначку 0,000 прийнято рівень підлоги першого поверху. Планувальна позначка землі становить $-1,800$ м, позначка закладання плитного фундаменту — $-7,000$ м. На першому поверсі передбачено вхідний хол із постом охорони.

У складі першої секції розміщено триповерховий адміністративний блок із кабінетами, приймальнями, холлом, санітарними приміщеннями та залом нарад. Над частиною адміністративного блоку передбачено зимовий сад під скляним куполом. На окремих верхніх поверхах також запроектовано художню майстерню та зимовий сад.

На 27–28 поверхах обох секцій розташовано центр відпочинку та спорту, до складу якого входять процедурні приміщення, сауна, тренажерний зал і спортивний зал. У верхній частині будівлі передбачено залізобетонний технічний короб для вентиляційних систем і сміттєпроводу. Вихід на покрівлю організовано через технічний об'єм.

Основні техніко-економічні показники: кількість поверхів — 28; загальна кількість квартир — 229; кількість адміністративних кабінетів — 67; кількість приміщень центру відпочинку та спорту — 32; загальна площа квартир — $31\,200\text{ м}^2$; площа адміністративного сектора — 3744 м^2 .

Конструктивна система будівлі прийнята стіновою, з поздовжніми та поперечними несучими стінами. Зовнішні та внутрішні несучі стіни виконуються з монолітного залізобетону; товщина внутрішніх стін становить 200 мм, перекриттів — 160 мм.

Просторова жорсткість будівлі забезпечується сумісною роботою стін і перекриттів, що сприяє рівномірному перерозподілу зусиль між несучими елементами. Прийнята конструктивна схема обґрунтована геометричними параметрами будівлі, діючими навантаженнями, інженерно-геологічними умовами та сейсмічністю району будівництва.

Несучі конструкції запроєктовано з керамзитобетону щільністю 1800 кг/м³, класу В20. Зовнішні стіни утеплюються базальтовими плитами товщиною 100 мм. Перегородки передбачено гіпсобетонними товщиною 80 мм.

Фундамент будівлі прийнято у вигляді суцільної монолітної залізобетонної плити. Сходи виконуються з монолітного залізобетону. Фасадне облицювання передбачено із захисних алюмінієвих екранів, водовідведення з покрівлі — зовнішнє.

3.1.5 Санітарно-технічне та інженерне обладнання

У проєктованій будівлі передбачено влаштування основних інженерних систем: водопостачання, каналізації, опалення, вентиляції, а також слаботочних мереж.

Система опалення прийнята однотрубною з верхнім розведенням. Як теплоносіїв використовується вода з температурним режимом 105–70 °С. Розрахункові параметри прийнято з урахуванням зимової температури зовнішнього повітря –37 °С та швидкості вітру 8,1 м/с. Як опалювальні прилади передбачено радіатори.

Внутрішній водопровід запроєктовано з одним вводом і водомірним вузлом, обладнаним лічильником холодної води. Магістральні трубопроводи холодного та гарячого водопостачання виконуються з легких металопластикових труб з відповідною теплоізоляцією.

Вентиляція будівлі передбачена загальнообмінна, з примусовим видаленням повітря. Витяжка з кухонь і санітарних вузлів здійснюється через вертикальні вентиляційні канали, розміщені у спеціальних бетонних блоках.

Вентиляційні блоки виводяться до рівня 25-го поверху, після чого об'єднуються в зоні сходово-ліфтового вузла та завершуються у верхньому технічному коробі дифузорами. Видалення повітря в атмосферу здійснюється через витяжні шахти, а приплив повітря забезпечується через вікна житлових приміщень.

Проектом також передбачено телефонізацію будівлі із встановленням телефонної шафи на цокольному поверсі. Система охорони житлової частини виводиться на пост охорони, розташований на першому поверсі.

3.1.6 Протипожежні заходи

Планувальні та конструктивні рішення будівлі прийняті з урахуванням вимог пожежної безпеки відповідно до ДБН В.1.2-7:2021 [13]. Проектом забезпечено можливість під'їзду пожежної техніки до житлової будівлі та вбудовано-прибудованих приміщень, а також доступ пожежних автодрабин і автопідйомників до квартир та інших приміщень. Проїзди і під'їзди передбачено з твердим покриттям.

Цокольний поверх і підвал поділено на протипожежні відсіки. Для забезпечення доступу та аварійного провітрювання передбачено вікна або люки розміром $0,9 \times 1,2$ м. Двері у протипожежних перегородках виконуються важкозаймистими з ущільненням у притворах. У цокольному поверсі розміщується адміністративна частина, а в підвалі — інженерні комунікації.

Вихід на покрівлю організовано через верхній технічний короб. Огорожі покрівлі передбачено відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6-49:2008 [14].

Для квартир, розташованих на 6–25 поверхах, передбачено можливість виходу на зовнішні евакуаційні сходи з ухилом не більше 80° , які поетапно з'єднують балкони до рівня підлоги 5-го поверху. У кожній квартирі також передбачено балкон із простінком шириною не менше 1,2 м або простінком між віконними прорізами не менше 1,5 м.

Для житлової будівлі підвищеної поверховості запроєктовано незадимлювану сходову клітку І типу. Виходи до неї передбачені як із житлових приміщень, так і з приміщень центру відпочинку та спорту.

Проектом передбачено систему димовидалення зі штучною витяжкою та клапанами на кожному поверсі. Шахти димовидалення виконуються з негорючих матеріалів з межею вогнестійкості не менше 1 години. Для забезпечення безпечної евакуації передбачено підпір повітря в шахти ліфтів від систем, розташованих у сходово-ліфтових вузлах. Вентиляційні установки підпору розміщуються в окремих венткамерах, відокремлених протипожежними перегородками.

Відкривання клапанів димовидалення та ввімкнення вентиляторів передбачено в автоматичному режимі від сигналів пожежної сигналізації. У всіх приміщеннях будівлі встановлюється система пожежної сигналізації. Зовнішнє пожежогасіння забезпечується від двох пожежних гідрантів, підключених до кільцевої водопровідної мережі.

3.1.7 Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожувальних конструкцій виконано відповідно до вимог ДБН В.2.6-31:2021 [15]. Об'єктом розрахунку є зовнішня стіна житлового будинку, розташованого у м. Хмельницький.

Зовнішня стіна прийнята багатошаровою. Несучий шар виконується з керамзитобетону на керамзитовому піску щільністю 1800 кг/м^3 , товщиною $0,20 \text{ м}$ і коефіцієнтом теплопровідності $\lambda = 0,66 \text{ Вт/(м}\cdot^\circ\text{C)}$. Як теплоізоляційний матеріал прийнято базальтові плити щільністю 200 кг/м^3 з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda = 0,034 \text{ Вт/(м}\cdot^\circ\text{C)}$. Фактурний облицювальний шар у розрахунку не враховується.

Необхідний опір теплопередачі огорожувальної конструкції визначено з урахуванням розрахункової температури внутрішнього повітря $+20^\circ\text{C}$, температури найбільш холодної п'ятиденки -31°C , нормованого

температурного перепаду $4\text{ }^{\circ}\text{C}$ та коефіцієнта тепловіддачі внутрішньої поверхні $8,7\text{ Вт}/(\text{м}^2\cdot^{\circ}\text{C})$.

За результатами розрахунку необхідний опір теплопередачі становить: $R_{0\text{тр}} = 1,466\text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$.

Оскільки розрахунок виконується з урахуванням градусо-днів опалювального періоду, додатково визначено показник ГДОП. При середній температурі опалювального періоду $-9,3\text{ }^{\circ}\text{C}$ і його тривалості 211 днів отримано: $\text{ГДОП} = 6182,3\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{доб}$.

За цим показником приведений нормативний опір теплопередачі зовнішньої стіни становить: $R_{0\text{пр}} = 3,564\text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$.

Розрахункова товщина теплоізоляційного шару з базальтових плит становить $0,105\text{ м}$. З урахуванням конструктивного округлення прийнято товщину утеплювача 110 мм . Фактичний опір теплопередачі зовнішньої стіни при прийнятій товщині утеплювача дорівнює: $R = 3,69\text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$.

Оскільки фактичний опір теплопередачі перевищує нормативне значення, прийнята конструкція зовнішньої стіни відповідає теплотехнічним вимогам.

Теплотехнічний розрахунок покрівлі виконано для покриття типу «сендвіч-панель». Конструкція покриття включає два шари профільованого листа з пароізоляцією загальною товщиною $0,0035\text{ м}$ та теплоізоляційний шар із пінополістиролу. Коефіцієнт теплопровідності пінополістиролу прийнято $\lambda = 0,0362\text{ Вт}/(\text{м}\cdot^{\circ}\text{C})$.

Для покрівлі при розрахунковій температурі внутрішнього повітря $+18\text{ }^{\circ}\text{C}$, температурі зовнішнього повітря $-31\text{ }^{\circ}\text{C}$, нормованому температурному перепаді $3\text{ }^{\circ}\text{C}$ і тривалості опалювального періоду 211 днів отримано: $\text{ГДОП} = 5760,3\text{ }^{\circ}\text{C}\cdot\text{доб}$.

Нормативний приведений опір теплопередачі покриття становить: $R_{0\text{пр}} = 5,08\text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$.

Розрахункова товщина теплоізоляційного шару з пінополістиролу становить 0,1765 м. Остаточного прийнято товщину утеплювача 200 мм. Фактичний опір теплопередачі покрівлі дорівнює: $R_0 = 5,72 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$.

Оскільки $R_0 = 5,72 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт} > R_{0\text{пр}} = 5,08 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$, умова теплотехнічної ефективності виконується. Отже, прийнята товщина теплоізоляційного шару покрівлі 200 мм є достатньою.

3.2 Розрахунок та проектування підземної та надземної частини висотної житлової будівлі

3.2.1 Модель будівлі у програмному комплексі «Мономах»

Програмний комплекс «Мономах» призначений для розрахунку та проектування будівельних конструкцій із монолітного залізобетону, а також споруд із цегляними несучими стінами. Його застосування дає змогу виконувати розрахунок будівлі загалом та окремих конструктивних елементів з подальшим формуванням робочих креслень і схем армування.

До складу програмного комплексу входять взаємопов'язані модулі: «Компоновка», «Балка», «Колона», «Фундамент», «Підпірна стіна», «Плита», «Розріз (стіна)», «Цегла». Кожен із зазначених модулів може працювати як у складі єдиної інформаційної системи, так і в автономному режимі.

У модулі «Компоновка» виконується побудова просторової моделі проєктованої будівлі на основі конструктивних елементів, розміщених у плані довільної конфігурації. Крім того, програма дозволяє визначати витрати матеріалів та їх орієнтовну вартість.

Після формування просторової розрахункової схеми будівлі виконується розрахунок методом скінченних елементів із можливістю подальшого аналізу отриманих результатів. Передбачено також експорт даних до програм конструювання та передавання навантажень на фундаменти до ФОК-ПК [16].

Модель будівлі створена в модулі «Компоновка». Загальний вигляд моделі будівлі представлено на рис. 14.

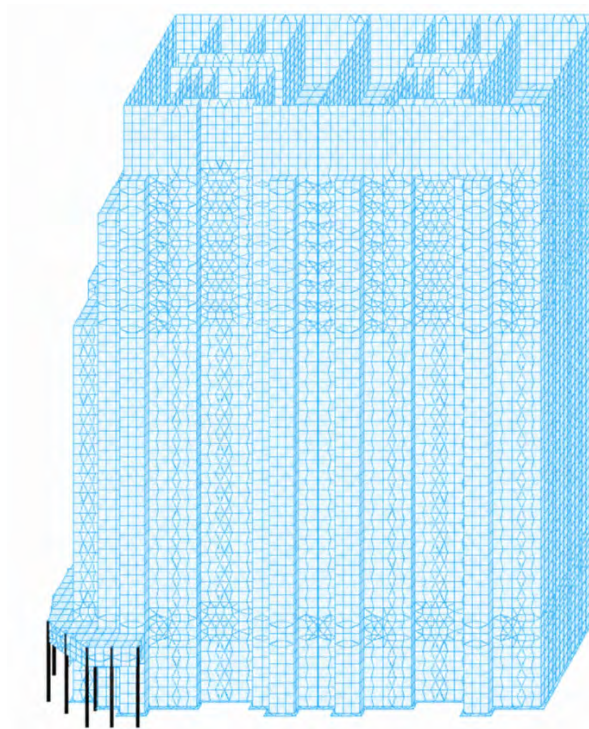


Рисунок 14– Модель будівлі створена в модулі «Компонівка»

3.2.2 Розрахунок будівлі методом скінченних елементів у програмному комплексі «Мономах»

Розрахунок проєктованої будівлі виконано у програмному комплексі «Мономах» із застосуванням методу скінченних елементів для просторової розрахункової схеми та ДБН В.1.2-2:2006 [17]. Це дає змогу врахувати спільну роботу несучих конструкцій будівлі, оцінити їх напружено-деформований стан та визначити зусилля в основних елементах.

Під час формування розрахункової моделі враховано, що поблизу будівельного майданчика відсутні існуючі будівлі та споруди, які могли б створювати додатковий постійний тиск на ґрунтову основу. У зв'язку з цим додаткові напруження в ґрунті від сусідньої забудови в розрахунку не враховувалися.

Вітрові та сейсмічні впливи задано у двох взаємно перпендикулярних напрямках відносно будівлі з метою визначення найбільш несприятливого варіанта навантаження. Для розрахунку прийнято III вітровий район та тип місцевості В, що відповідає міським територіям, лісовим масивам та іншим

ділянкам, рівномірно вкритим перешкодами заввишки понад 10 м. Також у розрахунку враховано пульсаційну складову вітрового навантаження.

Окремими завантаженнями задано тимчасові тривалі навантаження на перекриття кожного поверху. Їх величина прийнята 150 кг/м^2 . Додатково для стін 4-го, 20-го та 26-го поверхів враховано навантаження від ваги купольних конструкцій, яке становить 200 кг/м^2 , а також навантаження від снігового покриву — 120 кг/м^2 .

Для покриття останнього поверху враховано навантаження від кроквяної конструкції величиною 800 кг/м^2 та нормативне снігове навантаження 120 кг/м^2 .

Результат розрахунку представлений на рис. 15-17.

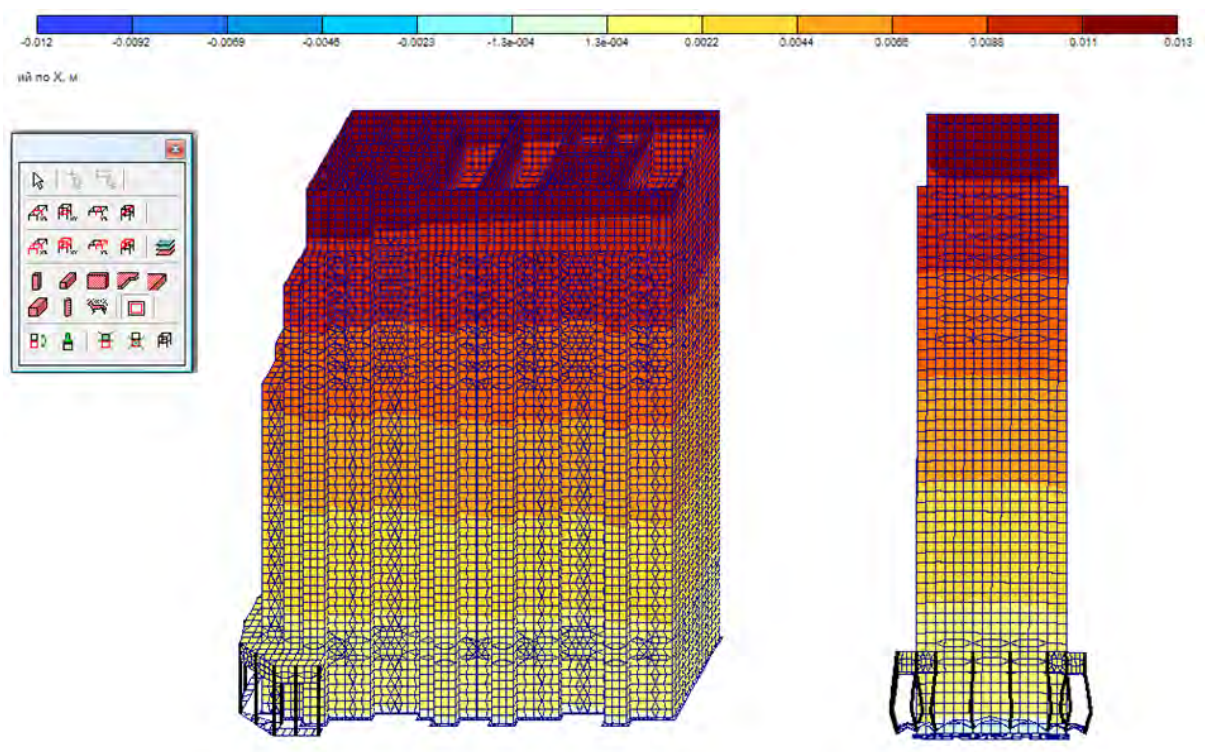


Рисунок 15 – Результати визначення переміщень конструктивних елементів будівлі від постійного навантаження

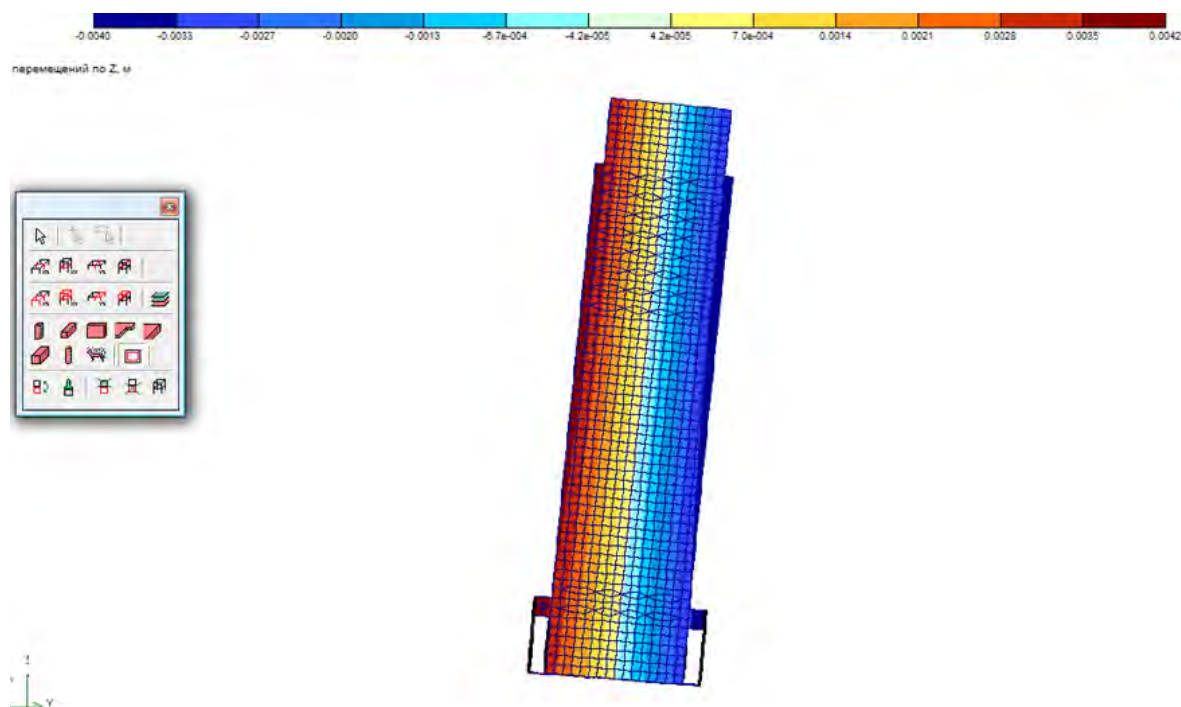


Рисунок 16 – Результати визначення переміщень елементів просторової моделі будівлі під дією вітрового навантаження

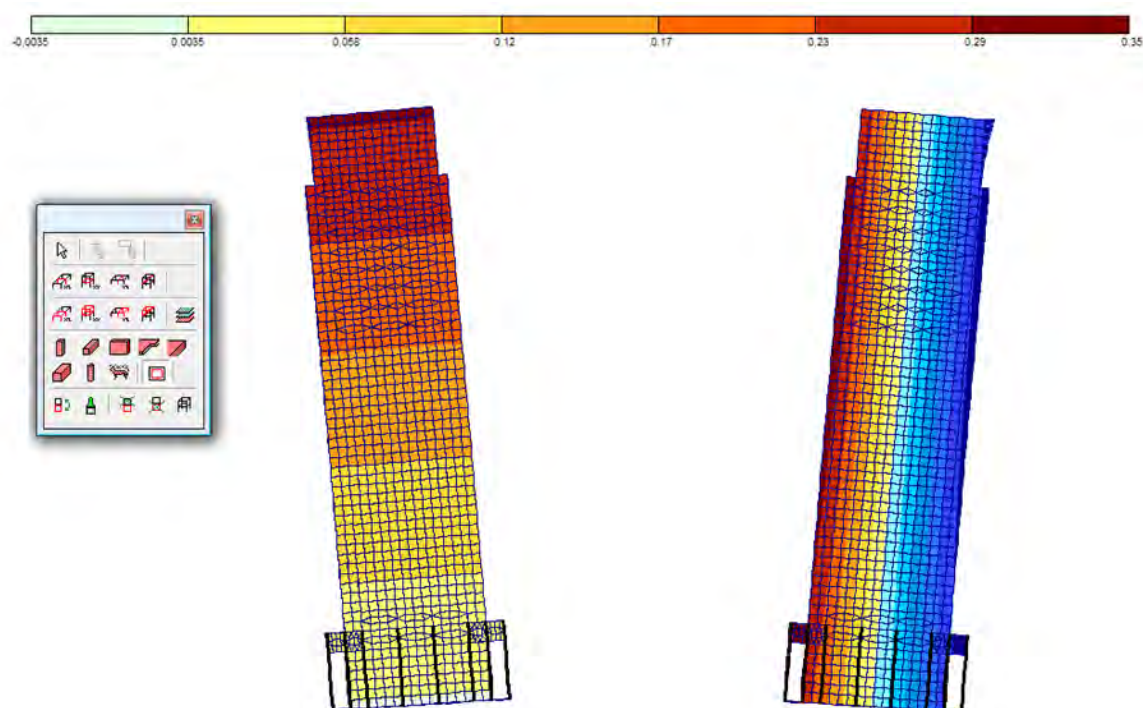


Рисунок 17 – Результати визначення переміщень елементів просторової моделі будівлі під дією сейсмічних навантажень

Унаслідок дії сейсмічних впливів та пульсаційної складової вітрового навантаження проєктована будівля зазнає коливань із певними власними частотами.

За результатами аналізу встановлено, що при вимушених коливаннях навантаження від інерційних мас становить 69,6 % від загальної маси будівлі.

На підставі аналізу просторової розрахункової схеми та епюр напружень будівлю умовно поділено на п'ять груп типових поверхів. До першої групи належать 1-й та 2-й поверхи. Друга група представлена 3-м поверхом, де спостерігається поступове зростання зусиль у зв'язку з наближенням до зони жорсткого защемлення розрахункової схеми на рівні земної поверхні. Третю групу утворює 4-й поверх, у якому зусилля досягають найбільших значень. Далі відбувається їх різке зменшення; до четвертої групи віднесено поверхи з 5-го по 12-й. П'яту групу становлять поверхи з 13-го по 28-й, де зусилля в несучих конструкціях є найменшими.

Таблиця 3 – Вихідні параметри для розрахунку

Найменування параметра	Значення
Планувальна позначка	0,000 м
Позначка верху підколонника	6,600 м
Позначка підшви фундаменту	-7,000 м
Схема розподілу горизонтальних навантажень	рамно-зв'язкова

Таблиця 4 – Характеристики ґрунтової основи

Найменування характеристики	Значення
Об'ємна вага ґрунту	2,14 т/м ³
Кут внутрішнього тертя	31°
Питоме зчеплення	0,7 тс/м ²
Модуль деформації	6526,08 тс/м ²
Коефіцієнт Пуассона	0,2

Додатково для розрахунку жорсткості пружної основи ґрунту прийнято параметр $\lambda = 0,5$.

У розрахунковій моделі будівлі прийнято два основні типи матеріалів, що використовуються для несучих залізобетонних конструкцій. Для першого типу залізобетону прийнято клас бетону B20 з арматурою класів А-III та АІ. Модуль пружності матеріалу становить $3,0 \cdot 10^6$ тс/м², коефіцієнт Пуассона — 0,2, об'ємна вага — 2,5 т/м³.

Другий тип матеріалу також представлений залізобетоном, але з класом бетону B25 та арматурою класів А-III і АІ. Для нього прийнято аналогічні фізико-механічні характеристики: модуль пружності $3,0 \cdot 10^6$ тс/м², коефіцієнт Пуассона 0,2, об'ємна вага 2,5 т/м³.

Під час формування розрахункових поєднань навантажень прийнято відповідні коефіцієнти надійності. Для постійних навантажень коефіцієнт надійності становить 1,1, для тривалих і короткочасних навантажень — 1,2, для вітрового навантаження — 1,4, а для сейсмічного впливу — 1,0. Коефіцієнт надійності за відповідальністю будівлі прийнято рівним 1,0.

Для першого основного поєднання враховуються постійні, тривалі, короткочасні та вітрові навантаження з коефіцієнтом 1,0. Сейсмічний вплив у цьому поєднанні не враховується.

Для другого основного поєднання постійні навантаження приймаються з коефіцієнтом 1,0, тривалі — 0,95, короткочасні — 0,9, вітрові — 0,9. Сейсмічний вплив також не включається до цього поєднання.

Для особливого поєднання навантажень постійні навантаження враховуються з коефіцієнтом 0,9, тривалі — 0,8, короткочасні — 0,5. Вітрове навантаження не враховується, а сейсмічний вплив приймається з коефіцієнтом 1,0.

Сейсмічний вплив у розрахунковій схемі задано у двох взаємно перпендикулярних напрямках: 0° та 90°. Розрахункова сейсмічність району будівництва становить 6 балів. Категорію ґрунту за сейсмічними

властивостями прийнято III. Значення коефіцієнта K_1 становить 0,25, коефіцієнта K_{PSI} — 1,0, поправочний коефіцієнт також прийнято рівним 1,0.

Вітрове навантаження також задано у двох напрямках відносно будівлі: 0° та 90° . Для обох напрямків прийнято коефіцієнт впливу 1,0. Район будівництва належить до III вітрового району, тип місцевості — В, що відповідає забудованим або рівномірно вкритим перешкодами територіям.

Враховуючи задані вихідні параметри розрахункової моделі, виконується визначення сейсмічного навантаження на будівлю з подальшим урахуванням його у вигляді додаткового тимчасового навантаження на кожен поверх. Результати розрахунку сейсмічного впливу наведено в рис. 6.

Поверх	Сейсміка 1, період коливань = 3.92 с	Сейсміка 2, період коливань = 3.27 с
	Навантаження, транспортний засіб	Навантаження, транспортний засіб
28	168.545	184.677
27	530.347	581.109
26	424.95	465.624
25	428.366	469.368
24	413.443	453.016
23	396.216	434.141
22	378.99	415.265
21	361.763	396.389
20	364.564	399.458
19	343.445	376.318
18	327.123	358.434
17	308.95	338.521
16	290.776	318.608
15	272.603	298.695
14	254.429	278.782
13	236.256	258.869
12	218.082	238.956
11	199.909	219.043
10	181.735	199.13
9	163.562	179.217
8	145.388	159.304
7	127.215	139.391
6	109.041	119.478
5	90.868	99.565
4	86.987	95.313
3	63.201	69.25
2	41.295	45.247
1	24.336	26.665

Рисунок 6 – Результати розрахунку сейсмічного впливу

Окремо виконується розрахунок вітрового навантаження, яке враховується у вигляді двох складових: статичної та пульсаційної. Відповідні результати подано на рис. 7.

Постійна, транспортний засіб	Тривала, транспортний засіб	Короткостроковий, транспортний засіб
Навантаження на позначці низу стін та колон 1-го поверху		
111559.656	6699.373	0
Власна вага фундаментних плит та додаткові навантаження на них		
4179.231	269.265	0

Рисунок 7 – Результати розрахунку вітрового завантаження

Після формування всіх видів завантажень здійснюється їх підсумовування, а узагальнені результати розрахунку визначаються на рівні обрізу фундаменту. Отримані значення наведено на рис. 8.

Поверх	Вітер 1, Період коливань = 3.76, Нормативне прискорення = 0.248 м/с ²			Вітер 2, Період коливань = 3.23, Нормативне прискорення = 0.227 м/с ²		
	Стат. стан, тс	Пульс. стан, тс	Сума, транспортний засіб	Стат. стан, тс	Пульс. стан, тс	Сума, транспортний засіб
1	2	3	4	5	6	7
28	33.378	32.669	66.048	30.698	29.906	60.604
27	40.525	35.681	76.206	37.886	33.203	71.088
26	17.708	15.082	32.79	16.554	14.035	30.589
25	18.451	15.202	33.653	16.746	13.734	30.48
24	18.129	14.421	32.55	16.454	13.028	29.482
23	17.807	13.646	31.453	16.162	12.328	28.49
22	17.485	12.878	30.363	15.87	11.634	27.504
21	17.164	12.118	29.281	15.578	10.947	26.526
20	17.913	12.098	30.011	15.269	10.265	25.533
19	17.456	11.284	28.739	15.396	9.906	25.301
18	16.999	10.478	27.477	14.993	9.199	24.191
17	16.542	9.684	26.226	14.59	8.501	23.091
16	16.085	8.901	24.987	14.187	7.814	22.001
15	15.629	8.132	23.761	13.784	7.139	20.923
14	15.158	7.383	22.541	13.369	6.481	19.85
13	14.587	6.673	21.26	12.865	5.858	18.724
12	14.016	5.97	19.986	12.362	5.241	17.602
11	13.445	5.275	18.72	11.858	4.631	16.489
10	12.874	4.593	17.467	11.354	4.032	15.386
9	12.303	3.927	16.23	10.851	3.447	14.298
8	11.711	3.28	14.991	10.329	2.879	13.208
7	10.797	2.646	13.444	9.523	2.323	11.846
6	9.884	2.03	11.914	8.717	1.782	10.5
5	8.956	1.445	10.401	7.899	1.269	9.168
4	8.134	0.962	9.096	6.976	0.821	7.797
3	11.133	0.687	11.82	9.548	0.586	10.134
2	0	0	0	0	0	0
1	0	0	0	0	0	0

Рисунок 8 – Результати розрахунку на рівні обрізу фундамент

Перекриття, що розглядаються, розраховуються спільно зі стіновими елементами відповідного поверху. Примикання плит перекриття до стін прийнято жорстким, що забезпечує сумісну роботу конструкцій у складі просторової розрахункової схеми.

Для моделювання плит перекриття та стін у розрахунковій схемі застосовуються плоскі скінченні елементи оболонки прямокутної та трикутної форми. Такі елементи призначені для розрахунку оболонкових конструкцій на міцність і дають змогу враховувати як згинальну, так і мембранну роботу конструктивних елементів.

Прямокутний скінченний елемент оболонки розташовується у локальній площині $X_1O_1Y_1$, яка може мати довільну орієнтацію відносно загальної системи координат. Локальна система координат формується таким чином: вісь X_1 спрямовується від першого вузла до другого, вісь Y_1 — від першого вузла до третього, а вісь Z_1 утворює з осями X_1 та Y_1 праву систему координат [4].

Нумерація вузлів прямокутного елемента виконується так, щоб при спостереженні з додатного напрямку осі Z_1 перехід від осі X_1 до осі Y_1 здійснювався проти годинникової стрілки на кут $\pi/2$ [4].

У кожному вузлі такого елемента враховується п'ять ступенів свободи: переміщення вздовж осей X_1 , Y_1 та Z_1 , а також кути повороту відносно осей X_1 і Y_1 . Додатний напрямок кутів повороту приймається проти годинникової стрілки, якщо дивитися з додатного напрямку відповідної осі.

У результаті розрахунку визначаються вузлові реакції R_{xi} , R_{yi} , R_{zi} , R_{uxi} , R_{uyi} , що відповідають прийнятим ступеням свободи, а також внутрішні зусилля M_x , M_y , M_{xy} , Q_x , Q_y і напруження в центрі скінченного елемента N_x , N_y , T_{xz} .

Трикутний плоский скінченний елемент оболонки також використовується для розрахунку оболонкових конструкцій на міцність. Він

розташовується у локальній площині $X_1O_1Y_1$, довільно орієнтованій відносно загальної системи координат[4].

Для трикутного елемента вісь X_1 спрямовується від першого вузла до другого, вісь Y_1 проходить через перший вузол у напрямку до третього вузла, а вісь Z_1 утворює з ними праву систему координат. Нумерація вузлів виконується у напрямку, протилежному до руху годинникової стрілки.

У кожному вузлі трикутного елемента також задається п'ять ступенів свободи: три лінійні переміщення вздовж осей X_1 , Y_1 , Z_1 та два кути повороту відносно осей X_1 і Y_1 . За результатами розрахунку визначаються вузлові зусилля, згинальні моменти, поперечні сили та напруження в центрі скінченного елемента.

Для забезпечення коректної роботи розрахункової схеми на окремі блоки конструкції накладаються відповідні граничні умови. У місцях розрізу блоку посередині прольоту обмежується поворот навколо відповідної осі. У місцях розрізу стін приймається шарнірна умова, за якої забороняється лінійне переміщення в напрямку, перпендикулярному до площини стіни.

З урахуванням незначних горизонтальних деформацій стін у власній площині додатково вводяться обмеження переміщень: для поперечних стін — за відповідними ступенями свободи 2 та 4, для поздовжніх — 1 та 5. Для площини перекриття додатково задаються зв'язки за ступенями свободи 1, 2 та 6. У місцях перетину площин перекриттів і стін накладені зв'язки об'єднуються, що забезпечує сумісну роботу елементів у просторовій розрахунковій моделі [4].

3.2.3 Збір навантажень на конструктивні елементи

Збір навантажень на перекриття виконано з урахуванням постійних і тимчасових корисних навантажень. До постійних навантажень віднесено власну вагу несучих плит, шарів підлоги, звукоізоляції, стяжки, покриття, а також навантаження від перегородок і санітарно-технічного обладнання.

Тимчасові навантаження прийнято відповідно до функціонального призначення приміщень.

Збір навантажень проводиться згідно з ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування [17].

Для перекриття житлових кімнат враховано власну вагу плити товщиною 160 мм із керамзитобетону щільністю 1800 кг/м^3 . Нормативне навантаження від плити становить $0,288 \text{ т/м}^2$, розрахункове — $0,317 \text{ т/м}^2$. Додатково враховано звукоізоляційний шар товщиною 50 мм з нормативним навантаженням $0,04 \text{ т/м}^2$ і розрахунковим $0,052 \text{ т/м}^2$, цементно-піщану стяжку товщиною 50 мм з нормативним навантаженням $0,09 \text{ т/м}^2$ і розрахунковим $0,117 \text{ т/м}^2$, а також мозаїчний набірний паркет товщиною 20 мм з нормативним навантаженням $0,14 \text{ т/м}^2$ і розрахунковим $0,182 \text{ т/м}^2$. Навантаження від перегородок та санітарно-технічного обладнання прийнято $0,74 \text{ т/м}^2$ у нормативному значенні та $0,962 \text{ т/м}^2$ у розрахунковому.

Загальне постійне навантаження на перекриття житлових кімнат становить $1,298 \text{ т/м}^2$ у нормативному значенні та $1,63 \text{ т/м}^2$ у розрахунковому. Корисне навантаження прийнято $0,15 \text{ т/м}^2$, а з урахуванням коефіцієнта надійності — $0,195 \text{ т/м}^2$. Загальне навантаження на 1 м^2 перекриття житлових кімнат становить $1,45 \text{ т/м}^2$ нормативне та $1,825 \text{ т/м}^2$ розрахункове.

Для перекриттів коридорів, сходів, фойє, басейну, спортивного залу та прилеглих проходів враховано власну вагу плити товщиною 160 мм із керамзитобетону та цементно-піщану стяжку товщиною 50 мм. Нормативне постійне навантаження від плити становить $2,825$, розрахункове — $3,108$. Навантаження від стяжки прийнято $0,883$ у нормативному значенні та $1,148$ у розрахунковому. Сумарне постійне навантаження для цих приміщень становить $3,708$ нормативне та $4,256$ розрахункове. Корисне навантаження прийнято $2,943$, а розрахункове — $3,826$. Загальне навантаження становить $6,651$ у нормативному значенні та $8,082$ у розрахунковому.

Для балконів у складі постійних навантажень враховано власну вагу плити, цементно-піщану стяжку, а також наведене навантаження від скління та огороження. Нормативне навантаження від плити становить 2,825, розрахункове — 3,108; від стяжки відповідно 0,883 та 1,148. Наведене навантаження від скління й огороження прийнято 0,400 у нормативному значенні та 0,520 у розрахунковому. Сумарне постійне навантаження на балкони становить 4,108 нормативне та 4,776 розрахункове. Корисне навантаження прийнято 3,924, а з урахуванням коефіцієнта надійності — 5,101. Загальне навантаження на 1 м² балконів становить 8,032 нормативне та 9,877 розрахункове.

Розрахунок плити перекриття виконано у програмному комплексі «Мономах» із використанням модуля «Плита» [16]. Розрахункова схема плити перекриття та основні параметри, прийняті для розрахунку, наведені на рис. 18.

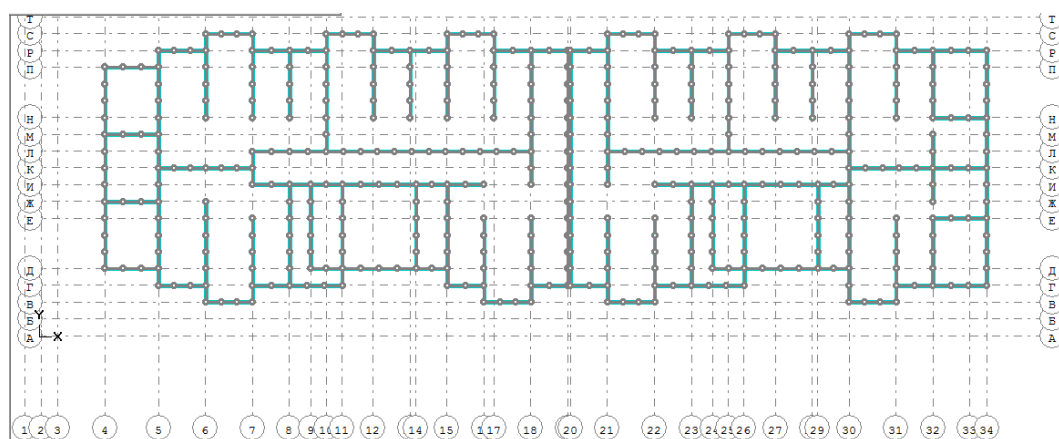


Рисунок 18 – Розрахункова схема плити перекриття типового поверху

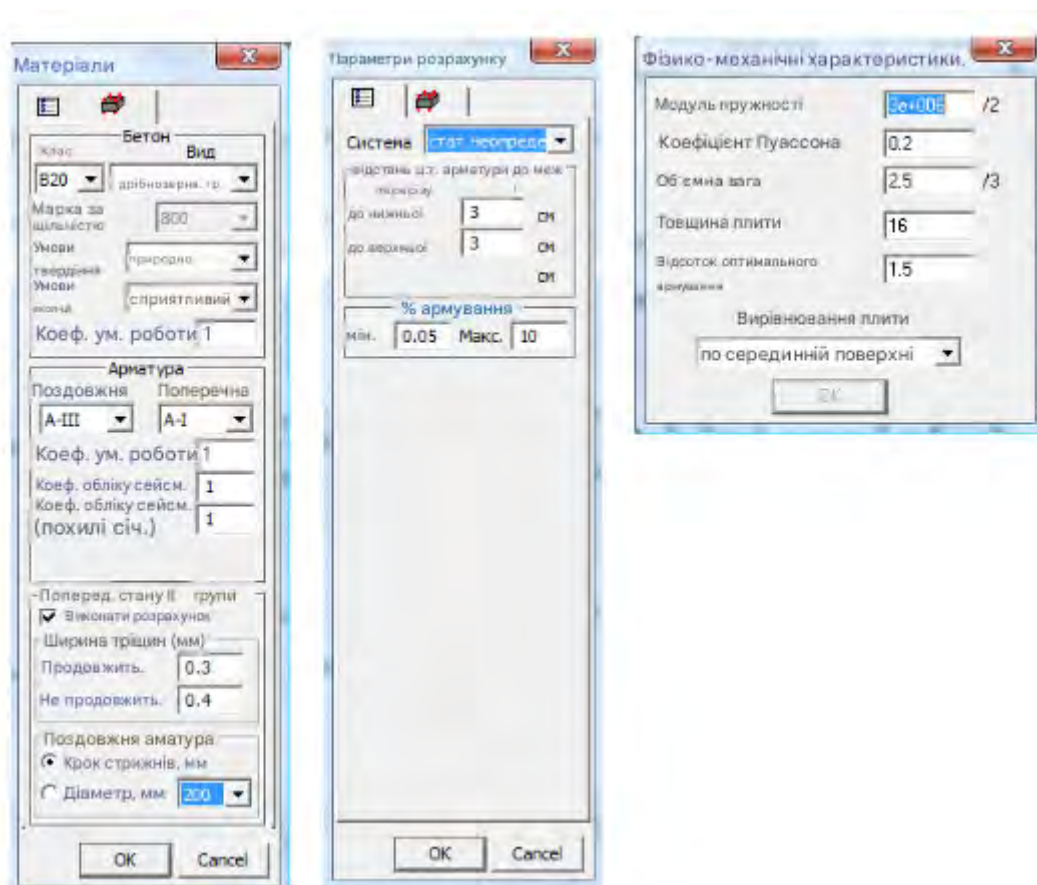


Рисунок 19 – Параметри розрахунку

Результати розрахунку представлені у вигляді ізополів у додатку А.

Підбір необхідної площі армування для типових поверхів будівлі виконано у програмному комплексі «Мономах». Результати розрахунку та прийняті схеми армування наведено у додатку Б.

Для конструктивних елементів 1-го та 2-го поверхів прийнято армування з гарячекатаної арматури періодичного профілю. Робочі арматурні стрижні розташовуються у двох взаємно перпендикулярних напрямках у верхній та нижній зонах елемента.

Таблиця 5 – Прийняте армування конструктивного елемента (поверх 1-2)

Зона армування	Напрямок армування	Діаметр стрижнів, мм	Крок стрижнів, мм
Верхня зона	Уздовж осі Х	18	200
Верхня зона	Уздовж осі Y	20	200
Нижня зона	Уздовж осі Х	14	200

Нижня зона	Уздовж осі Y	16	200
Поперечне армування	—	16	200

Таблиця 6 – Прийняте армування конструктивного елемента (поверх 3)

Зона армування	Напрямок армування	Діаметр стрижнів, мм	Крок стрижнів, мм
Верхня зона	Уздовж осі X	20	200
Верхня зона	Уздовж осі Y	25	200
Нижня зона	Уздовж осі X	18	200
Нижня зона	Уздовж осі Y	22	200

Таблиця 7 – Прийняте армування конструктивного елемента (поверх 4)

Зона армування	Напрямок армування	Діаметр стрижнів, мм	Крок стрижнів, мм
Верхня зона	Уздовж осі X	20	200
Верхня зона	Уздовж осі Y	25	200
Нижня зона	Уздовж осі X	18	200
Нижня зона	Уздовж осі Y	22	200
Поперечне армування	—	16	200

Таблиця 8 – Прийняте армування конструктивного елемента (5-12 поверх)

Зона армування	Напрямок армування	Діаметр стрижнів, мм	Крок стрижнів, мм
Верхня зона	Уздовж осі X	20	200
Верхня зона	Уздовж осі Y	18	200
Нижня зона	Уздовж осі X	18	200
Нижня зона	Уздовж осі Y	14	200
Поперечне армування	—	18	200

Таблиця 9 – Прийняте армування конструктивного елемента (13–28 поверх)

Зона армування	Напрямок армування	Діаметр стрижнів, мм	Крок стрижнів, мм
Верхня зона	Уздовж осі X	18	200
Верхня зона	Уздовж осі Y	16	200

Нижня зона	Уздовж осі Х	14	200
Нижня зона	Уздовж осі Y	12	200
Поперечне армування	—	16	200

3.2.4 Розрахунок стін у погромному комплексі «Мономах»

Розрахунок стін проєктованої будівлі виконано у ПК «Мономах» із використанням модуля «Розріз (Стіна)». Для аналізу напружено-деформованого стану несучих стін призначено розрахункові розрізи в ділянках виникнення найбільших зусиль [16].

Найбільші зусилля очікуються у фасадній частині будівлі під дією вітрового навантаження та сейсмічних впливів у двох напрямках. Тому розріз «1» прийнято вздовж фасаду, а розріз «3» — перпендикулярно до нього.

Додатково для уточнення результатів призначено розріз «2» уздовж ребра жорсткості, яке забезпечує просторову стійкість і несучу здатність будівлі. Схему розташування розрахункових розрізів наведено на рис. 20.

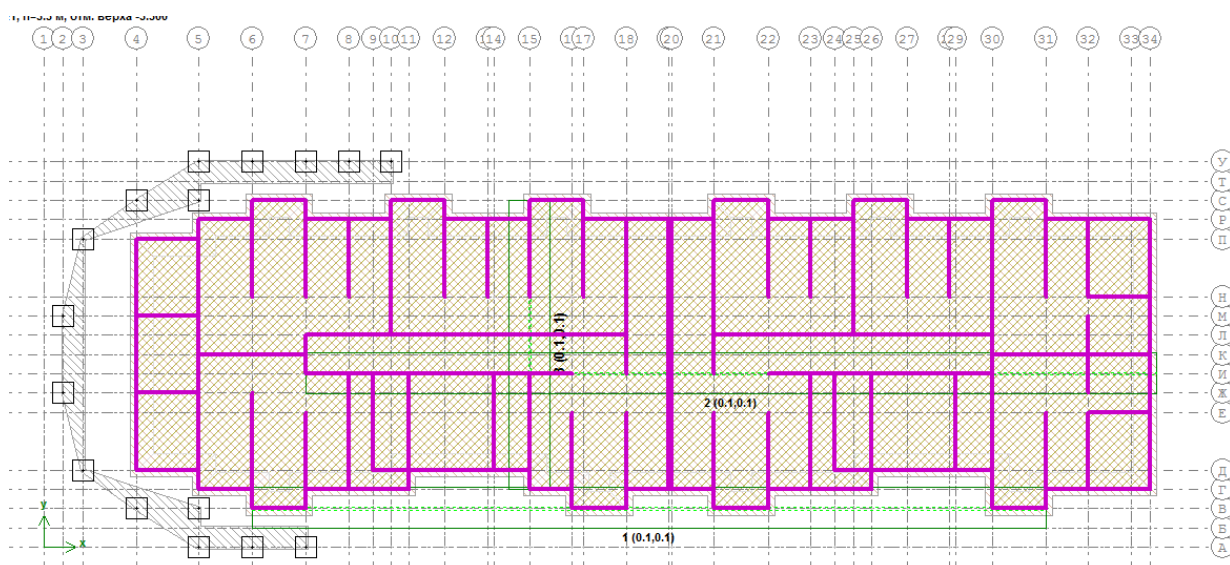


Рисунок 20 – Призначення розрізу у розрахунковій схемі

Після задання розрахункових розрізів виконується окремий розрахунок кожного з них методом скінченних елементів з урахуванням раніше прийнятих навантажень. За результатами розрахунку визначаються необхідні параметри армування, зокрема діаметр і крок арматурних стрижнів.

Розрахункові схеми та результати підбору армування наведено у додатку В

За результатами розрахунку конструємо каркас із гарячекатаної арматури періодичного профілю з робочою арматурою у двох напрямках із зовнішньої та внутрішньої гранях. Уздовж осі «х» два стрижні з кроком 200 мм, діаметр стрижня 32 мм, уздовж осі «z» два стрижні з кроком 200 мм діаметр одного стрижня 18 мм.

3.2.5 Розрахунок фундаменту

Для проєктованої будівлі прийнято монолітний плитний фундамент із важкого бетону природного твердіння класу В25, який влаштовується на природній ґрунтовій основі. Товщина фундаментної плити становить 400 мм.

Армування плити передбачено гарячекатаною арматурою періодичного профілю зі сталі класу А-III розрахункового діаметра. Робоча арматура розміщується у двох взаємно перпендикулярних напрямках у верхній та нижній зонах фундаментної плити, що забезпечує сприйняття згинальних моментів і рівномірний розподіл зусиль у конструкції.

Фундаментні стіни запроектовано з монолітного залізобетону класу В20. Для захисту підземних конструкцій від впливу вологи передбачено обмазувальну гідроізоляцію з використанням бітуму БН 70/30.

У цьому розділі виконується розрахунок фундаментної плити під усю будівлю з урахуванням діючих навантажень, конструктивної схеми споруди та інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.

Проектована будівля являє собою 28-поверховий монолітний житловий будинок із підземним технічним поверхом та підземним поверхом, призначеним для розміщення офісних приміщень.

Конструктивна схема будівлі прийнята стіноюю, з поздовжніми та поперечними несучими стінами. Зовнішні й внутрішні несучі стіни запроєктовано з керамзитобетону класу В30. Товщина стін на нижніх поверхах, з 1-го по 4-й, становить 300 мм, а з 4-го по 28-й поверх — 200 мм.

Прийнята конструктивна схема забезпечує просторову жорсткість будівлі, сприйняття вертикальних і горизонтальних навантажень та їх передавання на фундаментну систему. Загальний вигляд конструктивної схеми будівлі наведено на рис. 21.

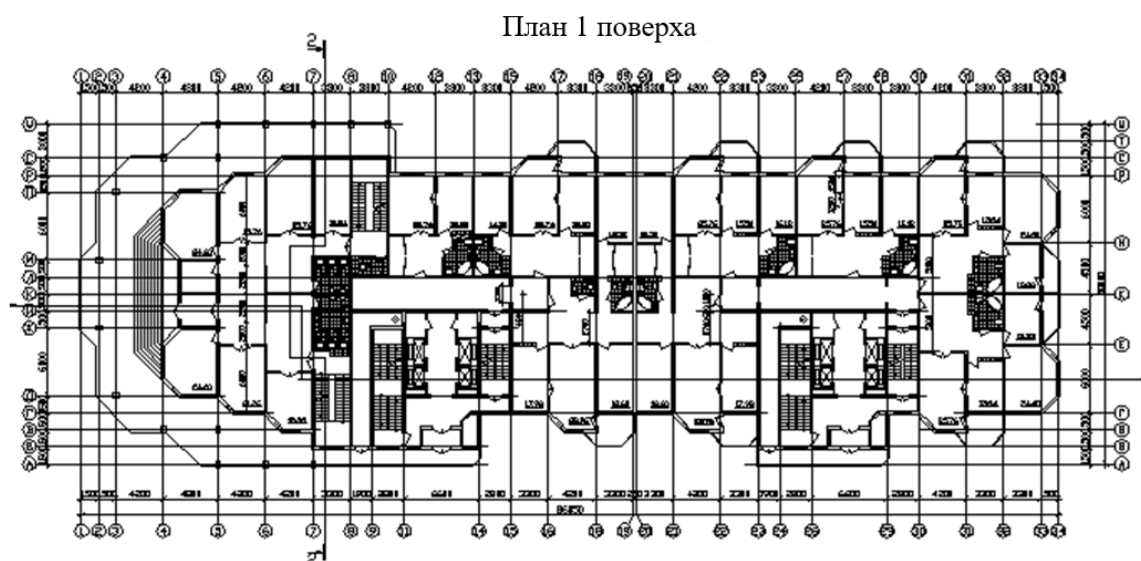


Рисунок 21 – Конструктивна схема будівлі

Майданчик будівництва розташований у місті Хмельницький. У межах ділянки виконано інженерно-геологічні вишукування, під час яких пробурено 5 свердловин глибиною 12 м.

Грунтова товща майданчика має шарувату будову. З поверхні залягає насипний ґрунт потужністю 1,20–1,25 м. Нижче виділено такі інженерно-геологічні елементи: супісок потужністю 1,0–1,3 м, тугопластичний суглинок потужністю 1,5–2,8 м, м'якопластичний суглинок потужністю 2,0–3,5 м та галечниковий ґрунт потужністю 4,0–7,0 м.

Рівень ґрунтових вод зафіксовано на абсолютній позначці 31,0–31,3 м. У періоди сніготанення та тривалих атмосферних опадів можливе утворення верховодки у вигляді окремих лінз на глибині до 4,0 м від поверхні землі.

Фізико-механічні властивості ґрунтів наведено в табл. 10-11, а інженерно-геологічний розріз майданчика подано в графічних додатках до магістерської роботи.

Таблиця 10 – Фізико-механічні властивості ґрунтів

Найменування ґрунту	Задані характеристики								Розрахункові характеристики				
	Потужність шару, м	Щільність ґрунту, ρ , т/м ³	Щільність частинок ґрунту, ρ_s , т/м ³	Природна вологість, ω , ум. од.	Вологість на межі плинності, ω_L , ум. од.	Вологість на межі розкочування, ω_P , ум. од.	Коефіцієнт фільтрації, k_f	Коефіцієнт пористості, e	Щільність скелета ґрунту, ρ_{sk} , т/м ³	Число пластичності, I_p , %	Показник плинності, I_L	Коефіцієнт водонасичення, S_r	Модуль деформації, E , МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Суглинок напівтвердий	1,3	1,99	2,71	0,2	0,32	0,19	45	0,68	15,79	13	0,08	0,95	20,0
Суглинок тугопластичний	2,0	1,94	2,7	0,28	0,44	0,27	44	0,78	14,91	18	0,06	0,97	13,0
Суглинок м'якопластичний	3,5	1,91	2,69	0,27	0,43	0,26	43	0,80	17,72	17	0,06	0,99	10,0
Галечникові ґрунти із суглинним заповнювачем	4,2	2,14	2,70	0,14	0,23	0,13	48	0,44	1,88	10	0,1	0,86	64

Таблиця 11 – Розрахункові фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	За несучою здатністю			За деформаціями		
	Питома вага, γ_1 , кН/м ³	Кут внутрішнього тертя, ϕ_1 , град	Питоме зчеплення, c_1 , кПа	Питома вага, γ_{II} , кН/м ³	Кут внутрішнього тертя, ϕ_{II} , град	Питоме зчеплення, c_{II} , кПа
Суглинок напівтвердий	19,4	20	19	19,5	23	29
Суглинок тугопластичний	18,93	17	14	19,03	20	21
Суглинок м'якопластичний	18,62	15	12	18,74	17	18
Галечникові ґрунти із суглинним заповнювачем	20,78	31	7	20,87	32	12

За результатами вишукувань встановлено, що ґрунти основи є непросадними, ненабухаючими та переважно слабостисливими. Галечниковий ґрунт із суглинним заповнювачем характеризується середньою стисливістю та практично не має пучинистих властивостей. У цілому інженерно-геологічні умови ділянки дозволяють використовувати наявні ґрунти як природну основу фундаментів.

Розрахунок глибини закладання фундаменту

Несучим шаром основи прийнято тугопластичний суглинок. Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту для м. Хмельницький приймається відповідно до кліматичних умов району будівництва.

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту d_f визначається з урахуванням коефіцієнта теплового режиму споруди [18].

Глибина закладання фундаменту визначається з урахуванням розрахункової глибини промерзання ґрунту, а також конструктивних особливостей будівлі. За конструктивними вимогами проєкту глибина закладання фундаментної плити прийнята $d = 7,0$ м.

Відповідно до вимог ДБН В.2.1-10:2018 [19], підшва фундаменту повинна заходити в несучий шар ґрунту не менше ніж на 0,15 м. У даному випадку ця умова виконується.

Отже, остаточно приймається глибина закладання фундаменту: $d = 7,0$ м.

Збирання навантажень на фундамент

Навантаження на фундаментну плиту визначається з урахуванням власної ваги конструкцій покриття, міжповерхових перекриттів, несучих стін, перегородок, а також тимчасових навантажень. До розрахунку додатково включаються снігове, вітрове та сейсмічне навантаження, а також тимчасове корисне навантаження на міжповерхові перекриття.

Розрахунок плитного фундаменту виконується у програмному комплексі «Мономах» із використанням модуля «Плита». Фундаментна плита розглядається у складі загальної просторової розрахункової моделі будівлі, що дозволяє врахувати спільну роботу надземної частини, фундаменту та ґрунтової основи. Розрахунок здійснюється методом скінченних елементів за схемою плити на пружній основі з підключенням модуля «Ґрунт».

Для виконання розрахунку фундаменту прийнято такі вихідні параметри будівлі: планувальна позначка — 0,000 м; позначка верху підколонника —

–6,600 м; позначка підосви фундаменту — –7,000 м. Розподіл горизонтальних навантажень під час розрахунку всієї будівлі прийнято за рамно-зв'язковою схемою.

Характеристики ґрунтової основи прийнято відповідно до інженерно-геологічних даних. Об'ємна вага ґрунту становить $2,14 \text{ т/м}^3$, кут внутрішнього тертя — 31° , питоме зчеплення — $0,7 \text{ тс/м}^2$, модуль деформації — $6526,08 \text{ тс/м}^2$, коефіцієнт Пуассона — $0,2$.

Отримані результати розрахунку в ПК «Мономах» наведено в додатку Г. Розрахункові схеми колони та стіни наведено на рис. 22-23 відповідно.

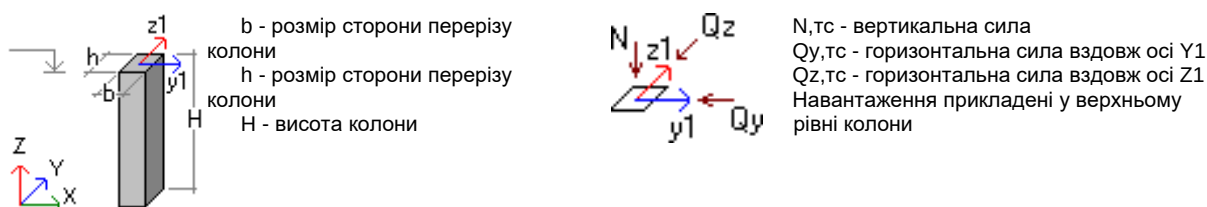


Рисунок 22 – Розрахункова схема колони



Рисунок 23 – Розрахункова схема стіни

Навантаження, що передаються на фундаментну плиту від надземної частини будівлі та власної ваги фундаментних конструкцій, наведено в табл. 11. У розрахунку враховано постійні, тривалі та короточасні складові навантажень.

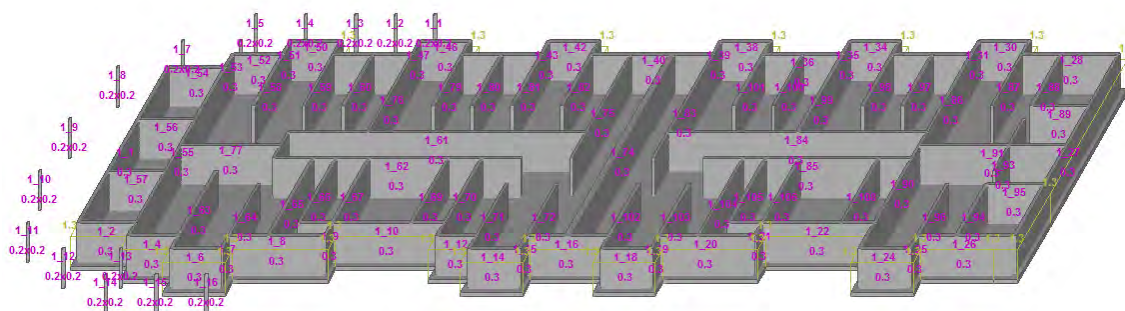
Таблиця 12 – Сумарні вертикальні навантаження на фундамент

Джерело навантаження	Постійне навантаження, тс	Тривале навантаження, тс	Короткочасне навантаження, тс
Навантаження на рівні низу стін і колон 1-го поверху	111559,656	6699,373	0
Власна вага фундаментних плит та додаткові навантаження на них	4179,231	269,265	0
Разом	115738,887	6968,638	0

Сумарне вертикальне навантаження на фундамент з урахуванням постійної та тривалої складових становить: $N = 115738,887 + 6968,638 = 122707,525$ тс.

Отримані значення використано для подальшого розрахунку плитного фундаменту та оцінювання його роботи на пружній ґрунтовій основі.

Розрахункова модель плитного фундаменту, сформована у ПК «Мономах», наведена на рис. 24-25.



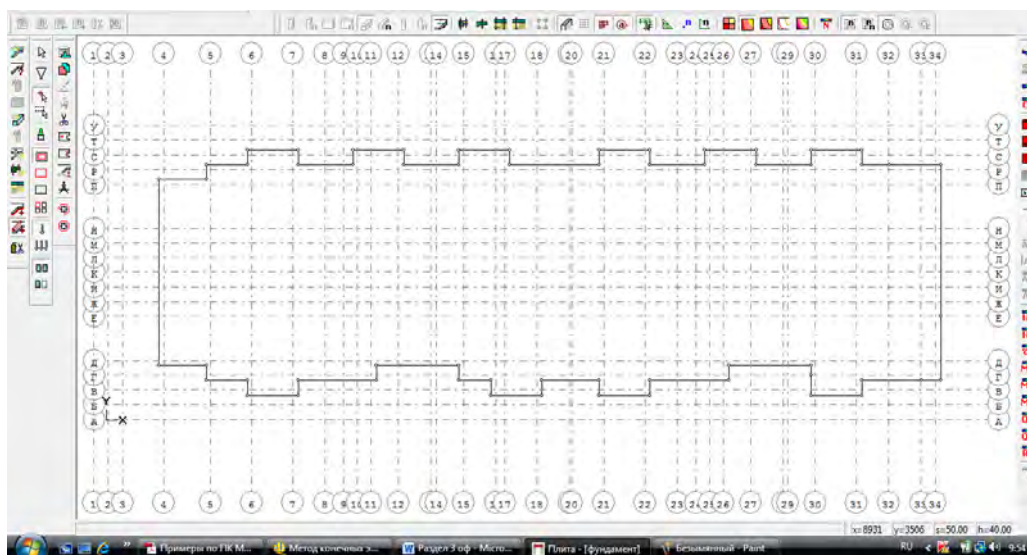


Рисунок 25 – Розрахункова схема плитного фундаменту

У результаті розрахунку плитного фундаменту на пружній ґрунтовій основі встановлено, що прийнята товщина плити є недостатньою для сприйняття заданих навантажень. Це підтверджується результатами розрахунку, наведеними на рис. 26.

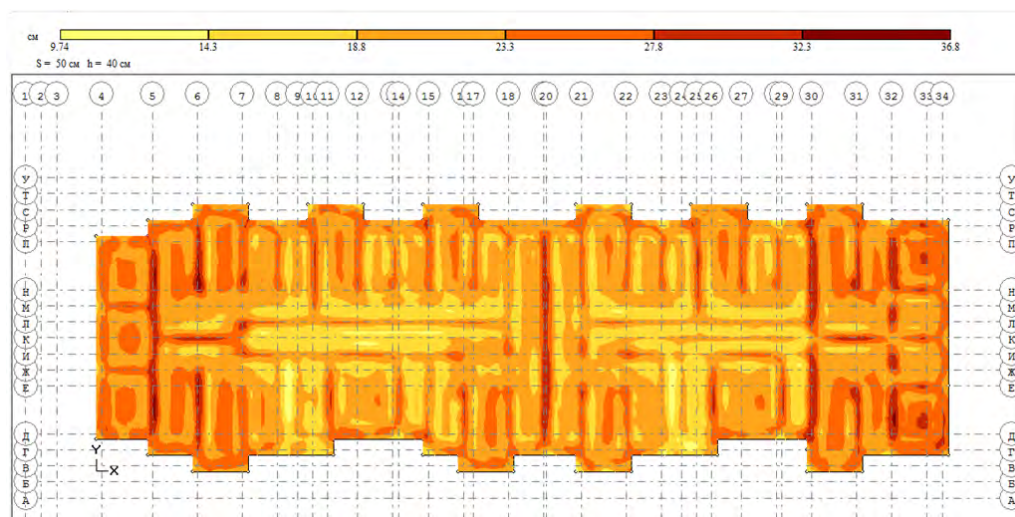


Рисунок 26 – Результат розрахунку плитного фундаменту

Ізополя результатів розрахунку плитного фундаменту наведено у додатку Д. Аналіз епюри переміщень показує, що отримані значення перебувають у межах допустимих. Осідання будівлі загалом відповідає

нормативним вимогам ДБН В.2.1-10:2018 [19]. Отже, прийняте конструктивне рішення фундаменту забезпечує необхідну загальну стійкість будівлі.

Далі у ПК «Мономах» виконується розрахунок необхідної площі поперечного перерізу арматури відповідно до епюр напружень, отриманих від заданих завантажень. Для цього задається крок поздовжньої та поперечної арматури, після чого програмою виконується підбір діаметрів арматурних стрижнів. Результати розрахунку наведено у додатку Е.

Нижнє армування у поздовжньому та поперечному напрямках відображає роботу фундаментної плити під дією поєднання навантажень із урахуванням взаємодії з пружною ґрунтовою основою. Верхнє армування у двох напрямках характеризує роботу плити в зонах виникнення розтягувальних напружень від нерівномірної реакції ґрунтової основи та переданих навантажень. Поперечна арматура призначається для сприйняття похилих напружень і забезпечення необхідної міцності плити на дію поперечних сил. За результатами розрахунку прийнято нижнє робоче армування фундаментної плити у двох напрямках із кроком 200 мм: у напрямку осі Х — стрижні діаметром 32 мм, у напрямку осі Y — стрижні діаметром 36 мм. Верхнє робоче армування також передбачено у двох взаємно перпендикулярних напрямках із кроком 200 мм: уздовж осі Х прийнято стрижні діаметром 28 мм, уздовж осі Y — 25 мм. Поперечне армування виконується стрижнями діаметром 45 мм із кроком 200 мм.

Таблиця 13 – Прийняте армування фундаментної плити

Вид армування	Напрямок	Діаметр стрижнів	Крок стрижнів
Нижнє робоче армування	Уздовж осі Х	32 мм	200 мм
Нижнє робоче армування	Уздовж осі Y	36 мм	200 мм
Верхнє робоче армування	Уздовж осі Х	28 мм	200 мм
Верхнє робоче армування	Уздовж осі Y	25 мм	200 мм
Поперечне армування	—	45 мм	200 мм

Розрахунок окремого фундаменту під колону

Окремий фундамент під колону розраховується як центрально навантажений. Основою фундаменту є суглинок, для якого розрахунковий опір ґрунту прийнято: $R_0 = 0,3$ МПа.

Для виготовлення фундаменту передбачено бетон класу В20 та арматуру класу А-ІІ. Розрахунковий опір бетону розтягу прийнято: $R_{bt} = 0,75$ МПа.

Коефіцієнт умов роботи бетону становить: $\gamma_{b2} = 0,9$, а розрахунковий опір арматури: $R_s = 280$ МПа.

Об'ємна вага бетону фундаменту, бетонної підготовки під підлогу підвального поверху та ґрунту на уступах фундаменту прийнята: $\gamma_m = 22$ кН/м³. Переріз колони становить: 20×20 см. Розрахункове вертикальне зусилля, що передається на фундамент, дорівнює: $N = 219,78$ кН. Середнє значення коефіцієнта надійності за навантаженням прийнято: $\gamma_f = 1,15$. Тоді нормативне зусилля визначається за формулою:

$$N_n = N / \gamma_f = 219,78 / 1,15 = 191,1 \text{ кН.} \quad (1)$$

Висоту фундаменту попередньо приймаємо: $H = 0,3$ м.

Оскільки фундамент розташований у приміщенні з підвалом, наведену глибину його закладання визначаємо за формулою:

$$H_1 = a_1 + a_2 \cdot \gamma_n / \gamma_{gp}, \quad (2)$$

де a_1 — товщина шару ґрунту між підшвою фундаменту та низом конструкції підлоги, м; a_2 — товщина конструкції підлоги, м; γ_n — об'ємна вага конструкції підлоги у підвалі, кН/м³; γ_{gp} — об'ємна вага ґрунту, кН/м³.

Приймаємо, що відношення $\gamma_n / \gamma_{gp} \approx 1$, тоді: $H_1 = 0,3 + 0,15 = 0,45$ м.

Визначення розмірів підшви фундаменту

Попередньо необхідну площу підшви фундаменту визначаємо без урахування поправок до розрахункового опору ґрунту R_0 на ширину підшви та глибину закладання фундаменту:

$$F = N_n / (R_0 - \gamma_m \cdot d), \quad (3)$$

де A — необхідна площа підшви фундаменту, м²; N_n — нормативне зусилля, що передається на фундамент, кН; R_0 — розрахунковий опір ґрунту,

кН/м^2 ; γ_m — об'ємна вага бетону фундаменту, бетонної підготовки під підлогу підвального поверху та ґрунту на уступах фундаменту, кН/м^3 ; d — глибина закладання фундаменту, м.

Підставляючи вихідні дані, отримуємо: $F = 191,11 / (0,3 \cdot 10^3 - 22 \cdot 0,45) = 1,2 \text{ м}^2$.

Оскільки фундамент приймається квадратним у плані, розмір його сторони визначаємо за формулою: $a = \sqrt{F} = \sqrt{1,2} = 1,095 \text{ м}$.

З урахуванням конструктивного округлення приймаємо розміри підосви фундаменту: $1,2 \times 1,2 \text{ м}$.

Після призначення розмірів підосви визначаємо середній тиск під фундаментом від розрахункового навантаження: $p = N / F = 219,78 / (1,2 \cdot 1,2) = 152,63 \text{ кПа}$.

Розрахунок фундаменту на продавлювання

Вихідні дані для розрахунку: розміри перерізу колони — $20 \times 20 \text{ см}$; розміри підосви фундаменту — $1,2 \times 1,2 \text{ м}$; середній тиск під підосвою фундаменту — $p = 152,63 \text{ кПа}$.

Метою розрахунку є визначення необхідних розмірів залізобетонної конструкції фундаменту та перевірка плитної частини на продавлювання. Під час такого розрахунку встановлюється мінімальна висота плитної частини фундаменту H , а також перевіряється несуча здатність прийнятої конструкції.

Робочу висоту фундаменту з умови продавлювання колоною по поверхні піраміди визначаємо за наближеною формулою:

$$h_0 = -(h_c + b_c) / 4 + 1/2 \cdot \sqrt{[N / (0,9R_{bt} + ps)]}, \quad (4)$$

де h_c , b_c — розміри перерізу колони, м; N — розрахункове навантаження, кН; R_{bt} — розрахунковий опір бетону розтягу, кН/м^2 ; p — тиск під підосвою фундаменту, кПа.

Після підстановки вихідних даних отримуємо: $h_0 = -(0,25 + 0,25) / 4 + 1/2 \cdot \sqrt{[219,78 / (0,9 \cdot 0,75 \cdot 10^3 + 152,63)]} = 0,13 \text{ м}$.

Приймаємо захисний шар бетону $a_b = 5$ см. З урахуванням конструктивних вимог висота фундаменту становить $H = 25$ см. Остаточню приймаємо висоту фундаменту: $H = 30$ см.

Кількість ступенів фундаменту приймаємо рівною 1, тоді робоча висота перерізу становить: $h_0 = 25$ см.

Далі розглядаємо розрахункові перерізи: 2–2 — по межі верхнього ступеня; 1–1 — по нижній межі піраміди продавлювання.

Перевіряємо міцність плитної частини фундаменту за поперечною силою без поперечного армування в похилому перерізі, що починається в перерізі 1–1. Поперечна сила на 1 м ширини перерізу визначається за формулою:

$$Q_1 = 0,5 \cdot (a - h_c - 2h_0) \cdot p. \quad (5)$$

Підставляємо значення: $Q_1 = 0,5 \cdot (1,2 - 0,25 - 2 \cdot 0,25) \cdot 152,63 = 34,3$ кН.

Мінімальне поперечне зусилля, яке сприймається бетоном, визначаємо за формулою:

$$Q_b = \phi_b \cdot (1 + \phi_f + \phi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (6)$$

де $\phi_b = 0,6$ — коефіцієнт для важкого бетону; $\phi_f = 0$ — коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць у таврових і двотаврових перерізах; $\phi_n = 0$ — коефіцієнт, що враховує вплив поздовжніх сил; b — ширина розрахункового перерізу, м.

Після підстановки: $Q_b = 0,6 \cdot (1 + 0 + 0) \cdot 0,75 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,25 = 112,5$ кН.

Оскільки: $Q_1 = 34,3$ кН < $Q_b = 112,5$ кН, умова міцності за поперечною силою виконується.

Далі перевіряємо фундамент на продавлювання по поверхні піраміди, обмеженої площинами, проведеними під кутом 45° до бокових граней колони. Умова міцності має вигляд:

$$F \leq \alpha \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0, \quad (7)$$

де F — сила продавлювання, кН; α — коефіцієнт, що для важкого бетону приймається рівним 1; u_m — середнє арифметичне значення периметрів

верхньої та нижньої основи піраміди продавлювання, м; h_0 — робоча висота перерізу, м.

Сила продавлювання визначається за формулою:

$$F = N - F_0 \cdot p_s, \quad (8)$$

де F_0 — площа основи піраміди продавлювання.

Для квадратної колони і квадратного фундаменту:

$$F_0 = (h_c + 2h_0)^2 = (0,25 + 2 \cdot 0,25)^2 = 0,562 \text{ м}^2. \quad (9)$$

Середній периметр піраміди продавлювання: $u_m = 4 \cdot (h_c + h_0) = 4 \cdot (0,25 + 0,25) = 2,0 \text{ м}$.

Визначаємо силу продавлювання: $F = 219,78 - 0,562 \cdot 152,63 = 134 \text{ кН}$.

Несуча здатність бетону на продавлювання становить: $\alpha \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0 = 0,75 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0,20 = 300 \text{ кН}$.

Оскільки: $F = 134 \text{ кН} < 300 \text{ кН}$, умова міцності фундаменту на продавлювання виконується.

Отже, прийнята висота фундаменту $H = 30 \text{ см}$ забезпечує необхідну несучу здатність плитної частини фундаменту на продавлювання.

Армування фундаменту

Для визначення необхідної площі робочої арматури спочатку обчислюємо згинальний момент у розрахунковому перерізі фундаменту. Розрахунок виконуємо за схемою консольного елемента із защемленням біля грані колони:

$$M_1 = 0,125 \cdot p_s \cdot (a - a_c)^2 \cdot b,$$

де p_s — тиск під підшвою фундаменту, кН/м^2 ; a — розмір сторони підшви фундаменту, м; a_c — розмір сторони перерізу колони, м; b — ширина фундаменту, м.

Підставляючи вихідні дані, отримуємо: $M_1 = 0,125 \cdot 152,63 \cdot (1,2 - 0,25)^2 \cdot 1,2 = 20,66 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Далі визначаємо необхідну площу робочої арматури в одному напрямку:

$$F_{s1} = M_1 / (0,9 \cdot h_0 \cdot R_s),$$

де h_0 — робоча висота перерізу фундаменту, м; R_s — розрахунковий опір арматури, кН/м².

Після підстановки значень: $F_{s1} = 20,66 / (0,9 \cdot 0,25 \cdot 280 \cdot 10^3) = 3,27 \cdot 10^{-4}$ м² = 3,27 см².

За результатами розрахунку приймаємо зварну арматурну сітку з арматури класу А-II діаметром 6 мм з чарунками 100 × 100 мм. Площа арматури в одному напрямку становить: $F_s = 3,46$ см².

Відсоток армування визначаємо за формулою:

$$\mu = F_s / (b_c \cdot h_0) \cdot 100 \%. \quad (10)$$

Підставляючи значення, маємо: $\mu = 3,46 / (25 \cdot 25) \cdot 100 \% = 0,55 \%$.

Оскільки отримане значення: $\mu = 0,55 \% > \mu_{\min} = 0,1 \%$, прийняте армування відповідає мінімальним конструктивним вимогам.

3.3 Технологія та організація будівельного виробництва

3.3.1 Підготовка будівництва об'єкта

Проектований об'єкт являє собою 28-поверховий монолітний житловий будинок, розташований у місті Хмельницький на перетині вул. Кам'янецької та вул. Староміської. Будівництво ведеться в умовах сформованої міської забудови, що потребує раціональної організації будівельного майданчика, обмеження зон складування, забезпечення безпечного руху будівельної техніки та дотримання вимог охорони праці.

До початку основних будівельно-монтажних робіт необхідно виконати комплекс підготовчих заходів. До них належать: оформлення дозвільної документації, передача замовником будівельного майданчика підрядній організації, виконання геодезичної розбивки основних осей будівлі, влаштування тимчасового огородження території, організація тимчасових під'їзних шляхів, розміщення побутових і адміністративних приміщень, підведення тимчасових інженерних мереж, організація освітлення, водопостачання, електропостачання та протипожежного забезпечення.

З урахуванням складних інженерно-геологічних умов особливу увагу слід приділити контролю стану ґрунтової основи. За даними інженерно-геологічних вишукувань, ґрунтова товща на ділянці будівництва є неоднорідною, а під час танення снігу та тривалих дощів можливе утворення лінзових вод на глибині до 4,0 м. Тому на підготовчому етапі передбачаються заходи з організації поверхневого водовідведення, недопущення замочування основи котловану, а також оперативного контролю фактичного стану ґрунтів під час виконання земляних робіт.

До складу підготовчих робіт також входить розчищення території від сміття та сторонніх предметів, планування будівельного майданчика, влаштування тимчасових доріг і майданчиків для складування матеріалів. Тимчасові дороги повинні забезпечувати безперервний під'їзд автотранспорту до місць розвантаження матеріалів, зон роботи крана та побутових приміщень. Складування арматури, опалубки, закладних деталей і допоміжних матеріалів виконується у спеціально відведених місцях з урахуванням вантажопідйомності крана та радіуса його дії [24, 25].

3.3.2 Організаційно-технологічна схема будівництва

Організаційно-технологічна схема будівництва визначає раціональну послідовність виконання будівельно-монтажних робіт з урахуванням об'ємно-планувальних, конструктивних і технологічних особливостей об'єкта. Для даного будинку доцільно застосувати потоковий метод організації будівництва, який передбачає розподіл будівлі на окремі захватки та послідовне виконання однотипних процесів з максимально можливим суміщенням робіт у часі.

Будівництво об'єкта поділяється на два основні періоди: нульовий цикл і зведення надземної частини. До робіт нульового циклу належать підготовка будівельного майданчика, земляні роботи, улаштування основи, бетонна підготовка, армування і бетонування фундаментної плити, улаштування підземної частини та гідроізоляція конструкцій. До робіт надземного циклу

належать зведення монолітних стін, колон, перекриттів, сходово-ліфтових вузлів, улаштування огорожувальних конструкцій, покрівлі, монтаж інженерних систем, внутрішні та зовнішні оздоблювальні роботи.

Основним конструктивним рішенням будівлі є монолітна залізобетонна система з поздовжніми та поперечними несучими стінами. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою монолітних перекриттів, вертикальних несучих елементів і фундаментної плити. Фундамент прийнято у вигляді монолітної залізобетонної плити товщиною 400 мм із важкого бетону класу C20/25, армованої стрижневою арматурою класу A400C у двох напрямках по верхній та нижній гранях.

Зведення надземної частини передбачається виконувати поетапно, поверх за поверхом. На кожному поверсі організовується повторюваний технологічний цикл: встановлення опалубки, монтаж арматури, встановлення закладних деталей та інженерних гільз, бетонування, ущільнення бетонної суміші, догляд за бетоном, розпалублення та перестановка опалубки на наступну захватку. Така схема дає змогу забезпечити ритмічність виконання робіт, ефективне використання комплектів опалубки та рівномірне завантаження робітників і механізмів [20, 21, 25].

3.3.3 Технологія і організація виконання основних процесів

Основними процесами під час зведення об'єкта є земляні роботи, улаштування фундаментної плити, бетонування монолітних конструкцій, армування, монтаж і демонтаж опалубки, улаштування перекриттів, виконання гідроізоляційних, монтажних та оздоблювальних робіт [24].

Земляні роботи виконуються після завершення геодезичної розбивки та підготовки майданчика. Розроблення котловану здійснюється механізованим способом із подальшим доопрацюванням основи вручну у зонах, де необхідно забезпечити точність відміток. У процесі розроблення ґрунту необхідно здійснювати контроль відповідності фактичних інженерно-геологічних умов проєктним даним. У разі виявлення ослаблених, перезволожених або

неоднорідних ділянок ґрунту рішення щодо їх заміни чи підсилення приймається за погодженням із проєктною організацією.

Улаштування фундаментної плити включає підготовку основи, улаштування бетонної підготовки, монтаж арматурних сіток, установлення фіксаторів захисного шару бетону, монтаж закладних деталей, опалублення торців плити та бетонування. Бетонування фундаментної плити необхідно виконувати безперервно або окремими технологічними картами з улаштуванням робочих швів у місцях, передбачених проєктом. Після укладання бетонної суміші виконується її ущільнення глибинними вібраторами, вирівнювання поверхні та догляд за бетоном.

Монолітні стіни та перекриття зводяться із застосуванням інвентарної великопанельної опалубки. Перед початком опалубних робіт організовується місце приймання опалубки, перевіряється її комплектність, очищуються та змащуються робочі поверхні щитів. Монтаж опалубки стін виконується у два етапи: спочатку встановлюється опалубка з одного боку стіни, після чого монтується арматура, а потім встановлюється опалубка з протилежного боку. Елементи опалубки подаються до місця монтажу баштовим краном.

Армування стін виконується шляхом встановлення арматурних каркасів і окремих стрижнів відповідно до робочих креслень. До складу арматурних робіт входять розмітка положення каркасів, установлення фіксаторів захисного шару, монтаж арматури, в'язання стиків і, за необхідності, зварювання окремих елементів. Арматура, що надходить на будівельний майданчик, сортується за класом, діаметром і довжиною. Для запобігання корозії арматурні вироби зберігаються на підкладках або під навісом. Висота штабелювання арматурних виробів не повинна перевищувати нормативно допустимих значень.

Бетонування вертикальних і горизонтальних конструкцій виконується за технологічною схемою «кран — баддя». Такий спосіб є доцільним для висотного монолітного будівництва, оскільки забезпечує подачу бетонної суміші на необхідну висоту та дозволяє виконувати роботи в межах захваток.

Для ущільнення бетонної суміші застосовуються глибинні та поверхневі вібратори. Після бетонування забезпечується догляд за бетоном: захист від передчасного висихання, зволоження поверхні, укриття у разі несприятливих погодних умов та витримування конструкцій до досягнення необхідної міцності.

Основним вантажопідйомним механізмом для виконання робіт приймається баштовий кран КБ-675-0. Він використовується для подавання арматури, опалубки, бетонної суміші в баддях, закладних деталей та інших будівельних матеріалів. Вибір крана обґрунтовується висотою будівлі, габаритами споруди в плані, масою вантажів, необхідним вильотом стріли та умовами розміщення крана на будівельному майданчику.

Для підвищення ефективності будівництва доцільно застосовувати сучасні організаційні рішення: використання інвентарної опалубки багаторазового застосування, попереднє укрупнення арматурних елементів, цифровий контроль графіка виконання робіт, оперативне коригування поставок матеріалів, а також використання результатів розрахункового моделювання для перевірки прийнятих конструктивних рішень [20, 24].

3.3.4 Розробка технологічної карти

Технологічна карта розроблена для виконання робіт із влаштування монолітних внутрішніх і зовнішніх стін, а також перекриттів із керамзитобетону в 28-поверховому житловому будинку. Зведення конструкцій передбачається із застосуванням великощитової опалубки.

Проектована будівля має висоту поверху 3,3 м та габаритні розміри в осях $86,5 \times 30,0$ м. Для бетонування конструкцій прийнято керамзитобетон класу В15.

До складу основних технологічних процесів входять: монтаж великощитової опалубки; встановлення арматурних елементів; укладання бетонної суміші; демонтаж опалубки після набуття бетоном необхідної міцності.

Виконання робіт передбачено у дві зміни за умови температури зовнішнього повітря вище 0 °С. У межах цієї технологічної карти подавання та укладання бетонної суміші прийнято виконувати за допомогою баштового крана з використанням поворотної бадді. Такий спосіб забезпечує раціональну організацію бетонування монолітних конструкцій на висоті та відповідає умовам зведення багатоповерхової будівлі.

Армування стін

Армування монолітних стін виконується шляхом установа арматурних каркасів із подальшим з'єднанням їх окремими стрижнями, в'язанням вузлів та зварюванням у місцях, передбачених проектом. Монтаж арматури здійснюється відповідно до робочих креслень.

До складу робіт входять: розмічання місць установа арматурних каркасів, монтаж фіксаторів захисного шару, встановлення арматурних каркасів, в'язання та зварювання з'єднань.

Перед початком робіт необхідно перевірити відповідність опалубки проектним розмірам, підготувати інструменти й такелажне оснащення, очистити арматуру від забруднень і корозії, а також закрити отвори в перекриттях або встановити тимчасові огороження.

Арматурні стрижні зберігають у закритих складах із сортуванням за маркою сталі, діаметром і довжиною. Сітки та каркаси складають у зоні дії крана на підкладках і прокладках; висота штабеля не повинна перевищувати 1,5 м.

Подача арматури до місця монтажу виконується баштовим краном КБ-675-0. Каркаси масою до 50 кг встановлюються вручну, а масою понад 50 кг — за допомогою крана. Для забезпечення захисного шару бетону між арматурою та опалубкою встановлюються фіксатори з кроком 1,0–1,2 м у шаховому порядку.

Роботи з армування виконуються ланкою у складі: арматурника-електрозварювальника 4-го розряду, арматурника 3-го розряду та такелажника 2-го розряду.

Монтаж та демонтаж опалубки стін

До початку опалубних робіт необхідно виконати підготовчі заходи: облаштувати майданчик для приймання та складування опалубки, доставити на об'єкт опалубні щити, оснащення, інструмент, пристрої та мастильні матеріали. Також виконують розбивку осей стін, нівелювання поверхні перекриттів і очищення робочої зони від будівельного сміття.

Елементи опалубки зберігають у штабелях за марками на дерев'яних підкладках. Висота штабеля не повинна перевищувати 1,0–1,2 м. За тривалого зберігання опалубку розміщують у закритих приміщеннях або під навісами.

Складання опалубних панелей з уніфікованих щитів виконується безпосередньо на будівельному майданчику відповідно до монтажних креслень. Окремі щити з'єднують між собою за допомогою шпонок, замків, шпильок і струбцин. Під час монтажу протилежні щити або панелі стінової опалубки з'єднують стяжками, які встановлюють із кроком 1800 мм у двох рівнях по висоті.

Подача опалубних щитів і укрупнених панелей до місця монтажу здійснюється баштовим краном КБ-476 із застосуванням двогілкового стропа. Опалубку стін встановлюють у два етапи: спочатку монтують щити з одного боку стіни на висоту поверху, після встановлення арматури — опалубку з протилежного боку.

Дверні та віконні проємоутворювачі встановлюють одночасно з монтажем другої сторони опалубки. Їх стропують за монтажні петлі, подають краном до місця встановлення, фіксують розпівками та закріплюють до опалубної панелі болтами.

Демонтаж опалубки дозволяється виконувати лише після досягнення бетоном необхідної розпалубної міцності, що підтверджується результатами випробування контрольних зразків. Після кожного циклу використання опалубки проводять огляд її елементів, очищення палуби від залишків бетонної суміші, перевірку монтажних вузлів і нанесення мастила на робочі поверхні та гвинтові з'єднання.

Для зменшення зчеплення бетону з опалубкою застосовують емульсійні, масляні або консистентні мастила. Емульсійні мастила наносять розпилювачем або валиком, масляні — пензлем, консистентні — розтиранням по поверхні. Орієнтовна витрата мастильних матеріалів на 1 м² палуби становить: емульсійних — 200–300 г, масляних — 150–200 г, консистентних — до 30 г.

Демонтаж проємоутворювачів виконують після зняття опалубної панелі з одного боку стіни. Спочатку знімають болтові з'єднання, потім демонтують другу панель, розкріплюють проємоутворювач, знімають розпірки та краном подають його на місце очищення і змащування [24].

Роботи з монтажу та демонтажу опалубки стін виконує ланка у складі 5 осіб.

Таблиця 14 – Роботи з монтажу та демонтажу

Професія	Розряд	Кількість, осіб
Будівельний слюсар	4	2
Будівельний слюсар	3	2
Такелажник	2	1

Бетонування стін

До комплексу робіт із бетонування стін входять такі операції: транспортування бетонної суміші до місця виконання робіт за допомогою баштового крана та бетонного цебра, укладання суміші в опалубку і її подальше ущільнення.

Перед початком бетонування необхідно виконати підготовчі заходи: очистити внутрішні поверхні опалубки від залишків сміття та затверділого цементного розчину, перевірити справність механізмів, інвентарю та допоміжного обладнання, а також здійснити приймання прихованих конструкцій і елементів із оформленням відповідного акта.

Бетонні суміші, що застосовуються для зведення монолітних конструкцій, на момент укладання повинні відповідати встановленим технологічним вимогам. Вони мають забезпечувати отримання бетону із

заданими фізико-механічними характеристиками у визначені строки, зокрема необхідною міцністю, середньою густиною, водонепроникністю та морозостійкістю. Рівень розшарування суміші не повинен перевищувати 5 %, а відхилення показника рухливості допускається в межах ± 1 см. Крім того, у кожному кубічному метрі ущільненого бетону має міститися передбачена проектом кількість складових матеріалів як за об'ємом, так і за масою.

Для бетонування використовуються легкі бетонні суміші на керамзитовому заповнювачі, властивості яких повинні забезпечувати можливість їх безпечного транспортування, подавання, укладання та ущільнення відповідно до прийнятої технології виконання робіт. Початковий склад бетонної суміші визначається на основі розрахунків та умов технологічного процесу.

Доставка легкобетонних сумішей від бетонного вузла до будівельного майданчика здійснюється спеціалізованим транспортом — автобетонозмішувачами або автобетоновозами. Використання такого транспорту дає змогу мінімізувати втрату рухливості суміші під час перевезення та захистити її від негативного впливу атмосферних факторів.

Тривалість транспортування готової суміші в автобетонозмішувачах залежить від температури зовнішнього середовища та початкової рухливості суміші. Для сумішей із водонасиченими заповнювачами цей час не повинен перевищувати 45–60 хвилин, а для сумішей із сухими заповнювачами — 30–40 хвилин. У випадках більш тривалого транспортування доцільно використовувати сухі або частково приготовані суміші.

У даному проекті передбачено використання автомобільних бетонозмішувачів. Потрібна кількість машин визначається за спеціальною розрахунковою формулою:

$$N = \frac{T_1 + T_2 + T_3}{T_4} \quad (11)$$

де T_1 — тривалість завантаження автобетонозмішувача, хв; T_2 — час руху автобетонозмішувача від бетонного вузла до будівельного майданчика та у

зворотному напрямку, хв; T_3 — тривалість розвантаження бетонної суміші, хв; T_4 — інтервал подачі бетонної суміші до місця вивантаження у баддю, хв.

Інтервал подачі визначають за виразом:

$$T_4 = \frac{V}{J} \quad (12)$$

де V — корисний об'єм змішувального барабана, м³; J — інтенсивність бетонування, м³/год.

Відповідно до виконаних розрахунків для забезпечення безперервного процесу бетонування необхідно застосовувати три автобетонозмішувачі марки С-1036.

Подача бетонної суміші до місця укладання повинна здійснюватися таким чином, щоб не допустити її розшарування. Для цього суміш із автобетонозмішувача безпосередньо перевантажують у переносні бункери, після чого транспортують до зони бетонування без порушення структури матеріалу. Під час бетонування вертикальних конструкцій висота вільного скидання суміші з бункера не повинна перевищувати 1,5 м.

З метою зменшення обсягів ручних робіт і уникнення додаткового перекидання бетонної суміші бункери необхідно розвантажувати одразу в декількох точках. Укладання бетону виконується горизонтальними шарами товщиною не більше 150 мм по всій висоті стіни. При цьому технологічні перерви між укладанням окремих шарів не допускаються.

Ущільнення бетонної суміші

Керамзитобетонні суміші мають підвищене внутрішнє тертя, меншу середню щільність і більшу схильність до розшарування порівняно з бетонами на щільних заповнювачах. Тому їх ущільнення необхідно виконувати з дотриманням оптимального режиму вібрування.

Для ущільнення суміші застосовують високочастотні глибинні вібратори типу ВВ-66, ВВ-67, ВВ-75. Рекомендована тривалість віброущільнення для легкобетонної суміші з осадкою конуса 10–12 см становить 15–20 с, а товщина шару, що ущільнюється за один прийом, — 20–25 см.

Ознаками достатнього ущільнення є припинення осідання суміші, поява цементного молока на поверхні та завершення виділення повітряних бульбашок. Особливу увагу слід приділяти ущільненню бетону біля опалубки, проємоутворювачів, вкладишів і в кутах стін.

Після укладання бетонної суміші необхідно забезпечити догляд за бетоном: підтримувати температурно-вологісний режим, захищати його від механічних впливів і періодично зволожувати поверхню в перші дні твердіння.

Роботи виконує ланка у складі: бетонник 4-го розряду — 1 особа; бетонник 2-го розряду — 2 особи.

Виробництво бетонних робіт у зимових умовах

Під час виконання бетонних робіт у зимовий період необхідно забезпечити умови, за яких бетон набирає проєктну міцність без порушення його структури. Для цього можуть застосовуватися хімічні прискорювачі твердіння, протиморозні добавки, утеплення конструкцій або електропрогрів бетону.

Працівники, які виконують роботи з хімічними добавками, повинні пройти спеціальний інструктаж з безпечного поводження з речовинами та, за потреби, медичний огляд. При роботі з хлористим кальцієм, хлорним вапном та іншими хімічними речовинами необхідно використовувати засоби індивідуального захисту: гумові рукавички, респіратори або протигази. Хімічні добавки дозволяється застосовувати лише у встановленій концентрації та у розведеному вигляді.

У разі використання електропрогрівання бетону роботи повинні виконуватися під контролем кваліфікованого електротехнічного персоналу. Зони електропрогріву необхідно огорожувати та позначати попереджувальними знаками. У нічний час такі ділянки мають бути добре освітлені. Перебування сторонніх осіб у зоні електропрогріву забороняється.

Перед початком бетонування необхідно переконатися, що ділянка, яка прогрівається, не перебуває під напругою. Під час роботи слід застосовувати інструменти з ізольованими ручками, діелектричні рукавички та взуття.

Вимірювання температури бетону допускається виконувати лише кваліфікованим персоналом із використанням захисних засобів або після вимкнення напруги.

Електропрогрів залізобетонних конструкцій повинен здійснюватися при безпечній напрузі, а всі відкриті струмопровідні частини мають бути захищені. У зоні прогріву необхідно передбачати сигнальні лампи, які вказують на подачу напруги. Полив бетону водою допускається тільки після повного зняття напруги.

Особливу увагу слід приділяти заземленню арматури та електродів, очищенню контактних частин від бетонної суміші, а також недопущенню випадкового зміщення електродів під час укладання бетону. Після завершення прогрівання виступаючі кінці електродів зрізають [24].

Техніка безпеки під час виконання робіт

Під час виконання будівельно-монтажних робіт необхідно дотримуватися вимог ДБН А.3.2-2-2009 [27], а також інструкцій заводів-виробників щодо експлуатації обладнання та механізмів.

Робота вантажопідіймального крана повинна здійснюватися відповідно до правил безпечної експлуатації вантажопідіймальних механізмів. До виконання робіт допускаються лише працівники, які пройшли інструктаж і мають відповідну кваліфікацію.

У разі бетонування в темний час доби необхідно забезпечити освітлення стоянки автобетонозмішувача, зони роботи крана, проходів і місць укладання бетонної суміші відповідно до ДСТУ Б А.3.2-15:2011 [28].

Монтаж опалубних панелей забороняється виконувати при швидкості вітру 10 м/с і більше.

Контроль якості

Поопераційний контроль якості робіт із влаштування монолітних стін здійснюється під час монтажу опалубки, встановлення арматури, укладання бетонної суміші та після розпалублення конструкцій.

Контроль виконують відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6-2:2009 [29]. Допустимі відхилення під час виконання опалубних, арматурних і бетонних робіт, а також відхилення у розмірах і положенні готових конструкцій не повинні перевищувати нормативних значень.

Оцінювання якості будівельно-монтажних робіт виконується з урахуванням положень ВСН 192-79 [30]. Основні показники контролю наведено в додатку О.

3.3.5 Вибір монтажного крана та його розміщення

Під час вибору крана враховано метод організації будівництва, способи подавання матеріалів і конструкцій у робочу зону, умови монтажу, вимоги до безпечного виконання робіт, а також техніко-економічні показники вантажопідіймального механізму.

За попереднім аналізом для виконання монтажних робіт прийнято баштовий кран КБ-476. Схема крану та основні технічні характеристики крана наведено на рис. 27.

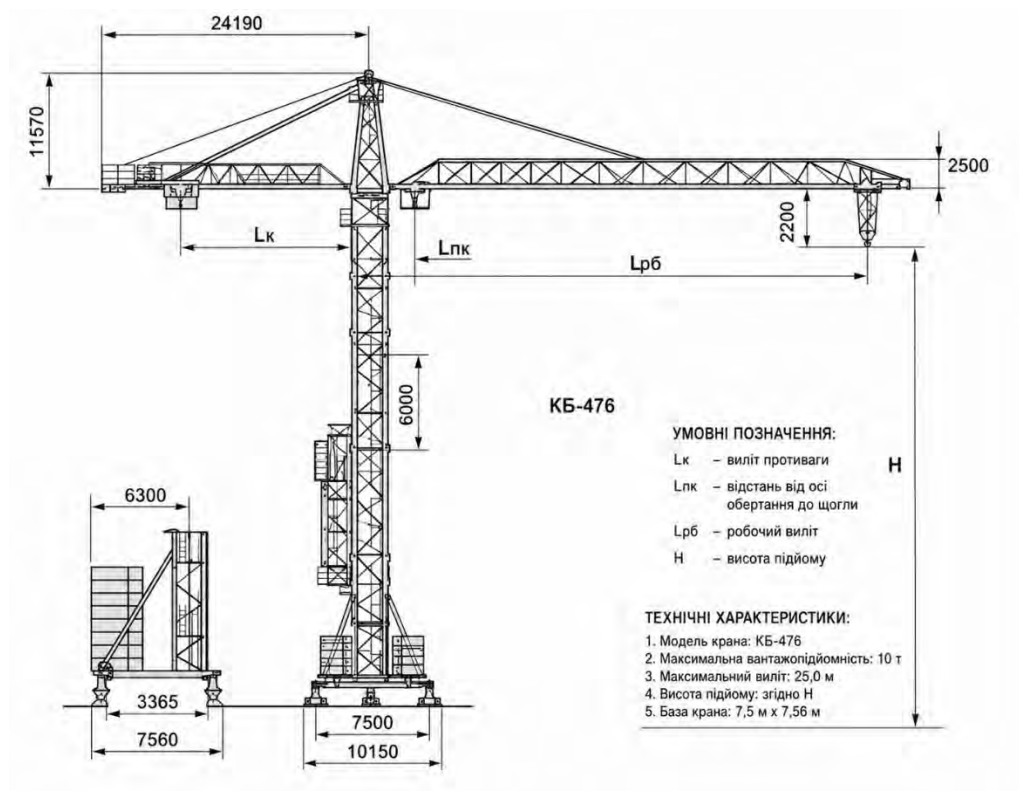


Рисунок 27 – Схема баштового крана

Підбір баштового крана виконується з урахуванням необхідної висоти підйому гака, монтажного вильоту та максимальної вантажопідймальності. Схему визначення основних параметрів баштового крана наведено на рис. 28.

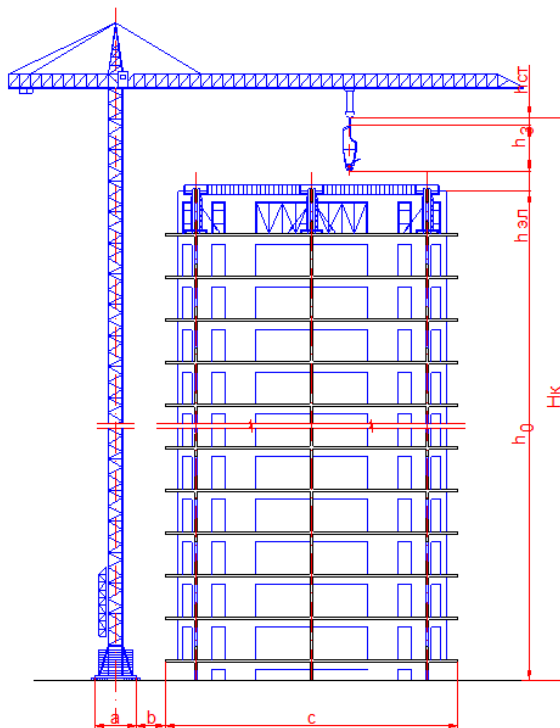


Рисунок 28 – Схема для розрахунку баштового крана

Необхідна висота підйому гака крана визначається за формулою:

$$h_k = h_0 + h_3 + h_{\text{ел}} + h_{\text{ст}} \quad (11)$$

де h_0 — перевищення опори елемента, що монтується, над рівнем стоянки крана; h_3 — запас по висоті, необхідний за умовами безпечного виконання робіт; $h_{\text{ел}}$ — висота елемента в монтажному положенні; $h_{\text{ст}}$ — висота стропування від верху елемента до низу гака крана.

Приймаємо: $h_0 = 98,8$ м; $h_3 = 1,0$ м; $h_{\text{ел}} = 3,5$ м; $h_{\text{ст}} = 2,0$ м.

Тоді необхідна висота підйому гака становить: $h_k = 98,8 + 1,0 + 3,5 + 2,0 = 105,3$ м.

Монтажний виліт гака баштового крана визначається за формулою:

$$l_{\text{м.о.х.}} = \frac{a}{2} + b + c \quad (13)$$

де a — ширина кранової колії; b — відстань від кранової колії до проєкції найбільш виступаючої частини будівлі; c — відстань від центра ваги найбільш віддаленого монтажного елемента до будівлі.

Приймаємо: $a = 4,2$ м; $b = 0,7$ м; $c = 30,0$ м.

Тоді монтажний виліт гака становить: $l_{\text{м.о.х.}} = \frac{4,2}{2} + 0,7 + 30,0 = 32,7$ м.

Максимальна вантажопідіймальність крана визначається з урахуванням маси вантажу, вантажозахоплювального пристрою та стропувальних елементів:

$$Q = Q_{\text{бет}} + Q_{\text{бад}} + Q_{\text{ст}} \quad (14)$$

де $Q_{\text{бет}}$ — маса бетону в бадді; $Q_{\text{бад}}$ — маса бадді; $Q_{\text{ст}}$ — маса стропувальних елементів.

Приймаємо: $Q_{\text{бет}} = 1,8$ т; $Q_{\text{бад}} = 0,5$ т; $Q_{\text{ст}} = 0,12$ т.

Тоді розрахункова вантажопідіймальність становить: $Q = 1,8 + 0,5 + 0,12 = 2,42$ т.

Отже, для виконання монтажних робіт баштовий кран повинен забезпечувати висоту підйому гака не менше 105,3 м, монтажний виліт не менше 32,7 м та вантажопідіймальність не менше 2,42 т. На підставі отриманих параметрів може бути прийнятий баштовий кран відповідного типу, який забезпечує безпечне та ефективне виконання будівельно-монтажних робіт.

Монтажний виліт гака для баштового крана:

$$l_{\text{м.б.к.}} = a / 2 + b + c = 4,2/2 + 0,7 + 30,0 = 32,7 \text{ м}, \quad (15)$$

де a – ширина кранової колії; b – відстань від кранового шляху до проєкції частини стіни, що найбільш виступає; c – відстань від центру тяжіння найбільш віддаленого від крана елемента; $a = 4,2$ м; $b = 0,7$ м; $c = 30$ м.

Максимальна вантажопідйомність:

$$Q = Q_{\text{бет}} + Q_{\text{бад}} + Q_{\text{ст}} = 1,8 + 0,5 + 0,12 = 2,42 \text{ т}, \quad (16)$$

де $Q_{\text{бет}}$ – маса бетону в бадді; $Q_{\text{бад}}$ – маса бадді; $Q_{\text{ст}}$ – маса стропувальних елементів; $Q_{\text{бет}} = 1,8$ т; $Q_{\text{бад}} = 0,5$ т; $Q_{\text{ст}} = 0,12$ т .

Поперечну прив'язку підкранових колій виконують з урахуванням безпечної відстані між будівлею та поворотною частиною крана. Вісь підкранових шляхів розташовують від зовнішньої грані будівлі на відстані:

$$B = R + l_{\text{без}} \quad (17)$$

де R — радіус поворотної платформи крана, м; $l_{\text{без}}$ — безпечна відстань, що приймається 0,7 м.

$B = 2,1 + 0,7 = 2,8$ м. Отже, вісь підкранових колій приймається на відстані 2,8 м від будівлі.

Поздовжню прив'язку підкранових колій виконують шляхом визначення крайніх стоянок баштового крана за допомогою засічок. На основі встановлених крайніх положень крана визначають необхідну довжину підкранових шляхів:

$$L_{\text{п.п.}} = l_{\text{кр}} + H_{\text{кр}} + 2l_{\text{торм}} + 2l_{\text{туп}} \quad (18)$$

$L_{\text{п.п.}} = 40 + 5,3 + 4 = 49,3$ м. Отримане значення довжини підкранових колій округлюють у більший бік з урахуванням кратності довжини напівланки. Остаточню приймаємо: $L_{\text{п.п.}} = 50$ м.

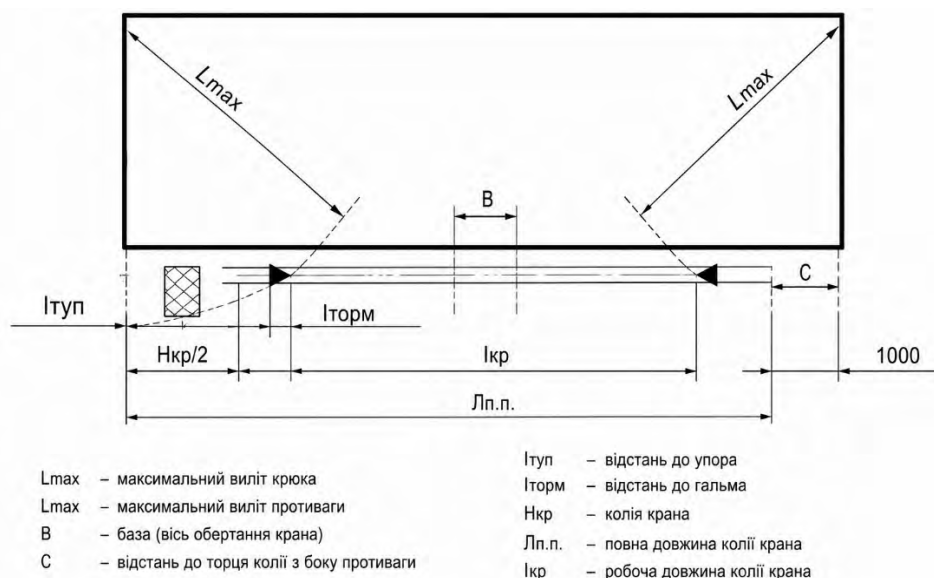


Рисунок 29 – Схема руху крана

3.3.6 Календарний графік будівництва

Під час розроблення календарного графіка враховано принципи потокової організації будівництва, можливість суміщення окремих процесів у часі та необхідність дотримання вимог охорони праці. Роботи, які не мають прямої технологічної залежності, передбачено виконувати паралельно. Зокрема, після завершення основних монолітних робіт на нижніх поверхах можуть розпочинатися роботи з улаштування внутрішніх перегородок, монтажу інженерних мереж і підготовки до оздоблення, тоді як на верхніх поверхах триває зведення несучих конструкцій.

Відповідно до розробленого календарного графіка загальна тривалість будівництва становить: $T_{\text{буд}} = 744$ дні. Максимальна чисельність робітників на будівельному майданчику прийнята: $N_{\text{max}} = 93$ особи. Коефіцієнт суміщення будівельних процесів у часі визначено за формулою: $K_c = 1480 / 744 = 1,96$.

Отримане значення коефіцієнта свідчить про достатній рівень паралельного виконання робіт і підтверджує раціональність прийнятої організації будівництва.

3.3.7 Об'єктний будівельний генеральний план

Проектований багатоповерховий житловий будинок належить до об'єктів підвищеної складності, оскільки його об'ємно-планувальна структура не має чітко вираженої повторюваності поверхів. Це ускладнює організацію потокового виконання однотипних будівельних процесів і потребує ретельного планування будівельно-монтажних робіт.

Зведення будівлі передбачається виконувати у два основні етапи: роботи нульового циклу та спорудження надземної частини. До початку основних робіт мають бути завершені підготовчі заходи, а також виконані роботи з улаштування підземної частини будівлі.

До складу підготовчих робіт на будівельному майданчику входять: створення геодезичної основи, розчищення та інженерна підготовка території,

планування поверхні, організація тимчасового водовідведення, улаштування внутрішньомайданчикових доріг, прокладання тимчасових мереж водо-, тепло- та електропостачання, розміщення складських майданчиків, монтаж інвентарних будівель і тимчасових споруд, а також забезпечення будівельного майданчика засобами пожежогасіння, зв'язку та сигналізації [20]. Завершення підготовчих робіт фіксується у загальному журналі робіт.

Зведення стін підвалу, цокольного та житлових поверхів, а також приміщень центру відпочинку і спорту передбачено із застосуванням великощитової опалубки. Технологічний цикл улаштування монолітних залізобетонних конструкцій включає встановлення опалубки, армування стін із монтажем закладних деталей, бетонування, витримування бетону до досягнення необхідної міцності, розпалублення, перестановку опалубки баштовим краном, її очищення та підготовку до повторного використання. Після розпалублення виконується усунення дрібних дефектів бетонування та доведення поверхонь конструкцій [20].

Розташування баштового крана прийнято з урахуванням можливості обслуговування основних зон виконання робіт при зведенні стін у щитовій опалубці. Для під'їзду будівельного транспорту передбачається максимально використовувати існуючі дорожні покриття. Тимчасові дороги разом із постійними проїздами формують єдину транспортну мережу будівельного майданчика. Ширина проїзної частини постійних і тимчасових доріг приймається 6 м.

Для обмеження доступу сторонніх осіб територія будівництва огорожується на весь період виконання робіт. По периметру майданчика встановлюється захисно-охоронна огорожа, а в місцях масового проходження людей передбачаються захисні козирки. На в'їздах і виїздах розміщуються попереджувальні та заборонні знаки, а також схема руху транспорту. Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виконання робіт обмежується відповідно до вимог безпеки [22, 23].

На будівельному генеральному плані виділяються небезпечні зони, пов'язані з роботою вантажопідіймальних механізмів, переміщенням вантажів, дією рухомих частин машин та виконанням монтажних процесів. Межі таких зон позначаються сигнальними огороженнями, штрихуванням і знаками безпеки. Проходи до будівлі організовуються у спеціально визначених місцях і за потреби обладнуються захисними навісами.

Тимчасові будівлі та споруди на майданчику передбачаються переважно інвентарними, пересувними або збірно-розбірними. Їх розміщення виконується у спеціально відведеній зоні з урахуванням потреб генпідрядної організації. Майданчики складування матеріалів і конструкцій повинні забезпечувати безперервне виконання робіт на одному поверсі у двозмінному режимі.

Освітлення будівельного майданчика передбачається робоче, аварійне, евакуаційне та охоронне. Для освітлення території застосовуються прожектори, встановлені на опорах. Евакуаційне освітлення передбачається на основних шляхах евакуації та в місцях підвищеної небезпеки. Охоронне освітлення влаштовується по периметру майданчика для забезпечення контролю території в темний час доби [20].

Тимчасове забезпечення будівництва водою, електроенергією та теплом передбачається від існуючих міських мереж. Для оперативного управління будівельними процесами майданчик забезпечується засобами внутрішнього радіозв'язку та централізованого диспетчерського зв'язку.

Пожежна безпека на будівельному майданчику забезпечується шляхом організації вільних під'їздів до будівлі, розміщення пожежних щитів, вогнегасників, ящиків із піском та інших первинних засобів пожежогасіння. На території передбачаються два виїзди з протилежних боків майданчика, а дороги мають покриття, придатне для руху пожежної техніки у будь-яку пору року. Біля в'їзду встановлюється план пожежного захисту із зазначенням будівель, під'їздів, вододжерел, засобів пожежогасіння та зв'язку [20, 21].

3.3.8 Техніко-економічні показники

Основні техніко-економічні показники характеризують прийняті організаційно-технологічні рішення щодо зведення об'єкта.

Проектований об'єкт — 28-поверховий монолітний житловий будинок у м. Хмельницький. Конструктивна схема будівлі — монолітна залізобетонна, з поздовжніми та поперечними несучими стінами. Фундамент прийнято у вигляді монолітної залізобетонної плити товщиною 400 мм.

Основним вантажопідіймальним механізмом є баштовий кран КБ-675-0. Подача бетонної суміші здійснюється за схемою «кран — баддя». Основні роботи передбачено виконувати у двозмінному режимі.

Загальна тривалість будівництва за календарним графіком становить 744 дні, максимальна чисельність робітників на майданчику — 93 особи. Коефіцієнт суміщення процесів у часі дорівнює 1,96, що свідчить про раціональне поєднання будівельних процесів.

Загальні витрати праці визначаються за відомістю трудомісткості робіт, а вартість об'єкта — за зведеним кошторисним розрахунком або укрупненими показниками вартості.

3.4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

3.4.1 Аналіз потенційно шкідливих і небезпечних факторів на будівельному майданчику

Під час зведення 28-поверхового житлового будинку на будівельному майданчику можуть виникати небезпечні та шкідливі виробничі фактори, які впливають на безпеку працівників і умови виконання будівельно-монтажних робіт. Відповідно до ДСТУ-Н Б А.3.2-1:2007 такі фактори поділяють на фізичні, хімічні та психофізіологічні [31].

До хімічних факторів належить вплив шкідливих речовин, що можуть виділятися під час малярних, оздоблювальних, штукатурних, бетонних, зварювальних і транспортних робіт. Зокрема, у повітрі робочої зони можуть

бути присутні ацетон, бензол, пари бензину, вапняний і цементний пил, оксид вуглецю, деревний пил та інші речовини. Їх гранично допустимі концентрації приймаються згідно з вимогами ДСТУ ГОСТ 12.4.041:2006 [32].

До фізичних небезпечних факторів належать шум, вібрація, підвищена запиленість, робота будівельних машин і механізмів, можливість падіння предметів, а також дія електричного струму. Основними джерелами шуму та вібрації на будівельному майданчику є бетонозмішувальне обладнання, вібратори для ущільнення бетонної суміші, компресори, бульдозери, крани, автотранспорт та інші будівельні машини. Нормативні рівні звукового тиску для різних видів робіт приймаються відповідно до ДСТУ ISO 4872:2019 [33].

Особливу небезпеку становить електричний струм, дія якого може призвести до електротравм, опіків або ураження працівників. Для запобігання таким випадкам необхідно дотримуватися вимог ДБН А.3.2-2-2009 [27], використовувати справне електрообладнання, захисне заземлення, ізольований інструмент і засоби індивідуального захисту.

Під час роботи з ручним механізованим інструментом і будівельними машинами працівники можуть зазнавати впливу локальної або транспортної вібрації. Джерелами такої вібрації є автомобілі, бульдозери, грейдери, ущільнювальні машини та інші механізми.

До психофізіологічних факторів належать монотонність праці, значні фізичні навантаження, напружений режим роботи, недостатня організація робочого місця та підвищена відповідальність під час виконання робіт на висоті або в зоні дії вантажопідіймальних механізмів.

Окрему групу небезпечних факторів становлять фактори пожежі. Відповідно до ДСТУ 8828:2019 [34], до них належать полум'я, іскри, підвищена температура, дим, токсичні продукти горіння і зниження концентрації кисню. Вторинними проявами пожежної небезпеки можуть бути руйнування конструкцій, ураження електричним струмом, вибухи, поширення токсичних речовин та дія вогнегасних складів.

3.4.2 Заходи з охорони праці на будівельному майданчику

Для забезпечення безпечних умов праці на будівельному майданчику передбачено комплекс організаційних, технічних і санітарно-гігієнічних заходів. Усі працівники до початку виконання робіт проходять інструктаж з охорони праці, пожежної безпеки та безпечних методів виконання робіт за своєю спеціальністю. Після навчання та перевірки знань працівники допускаються до виконання робіт у встановленому порядку. Перевірка знань з охорони праці проводиться періодично, не рідше одного разу на рік [27, 34, 35].

Особливу увагу необхідно приділяти безпеці під час виконання земляних робіт, оскільки основною небезпекою є можливе обвалення ґрунту в котлованах і траншеях. Для запобігання цьому передбачають улаштування укосів або кріплень стінок виїмок. Межі небезпечних зон мають бути огорожені, позначені попереджувальними знаками та освітлені в темний час доби.

Робочі місця повинні відповідати вимогам чинних нормативних документів з охорони праці. Вони обладнуються захисними та сигнальними огороженнями, знаками безпеки, засобами зв'язку й сигналізації. Для зменшення впливу психофізіологічних факторів встановлюється раціональний режим праці та відпочинку. Тривалість робочого дня приймається 8 годин із перервою на обід.

До технічних заходів належить забезпечення електробезпеки на будівельному майданчику. Електрообладнання, пускові апарати та електричні мережі повинні бути справними, захищеними кожухами або розміщеними у закритих ящиках. Усі металеві частини машин, механізмів, риштувань і кранових колій, які можуть опинитися під напругою, підлягають захисному заземленню. Тимчасові електропроводки виконують ізольованими проводами на нормативній висоті: не менше 2,5 м над робочими місцями, 3,5 м над проходами та 6,0 м над проїздами.

Будівельний майданчик, робочі місця, проходи, проїзди, сходи та склади повинні мати достатнє штучне освітлення відповідно до вимог ДСТУ Б А.3.2-15:2011. Для освітлення передбачають стаціонарні та пересувні освітлювальні установки, а будівельні машини обладнують власними освітлювальними пристроями [28].

Для зниження рівня шуму передбачають технічні заходи, спрямовані на усунення шуму безпосередньо в джерелі його виникнення. До таких заходів належать своєчасний ремонт обладнання, заміна зношених деталей, використання віброізоляції, усунення зазорів у механізмах і застосування менш шумних технологічних рішень.

Санітарно-гігієнічні заходи передбачають розміщення на будівельному майданчику побутових приміщень, душових, санітарних вузлів, приміщень для обігріву, відпочинку та приймання їжі. Для захисту працівників від переохолодження у холодний період року передбачають забезпечення теплим спецодягом і взуттям, а також установа регламентованих перерв у роботі.

Виконання робіт на відкритому повітрі за несприятливих метеорологічних умов, зокрема при сильному вітрі та низьких температурах, повинно обмежуватися або припинятися відповідно до вимог безпеки. Реалізація зазначених заходів дозволяє знизити ризик травматизму та забезпечити належні умови праці під час будівництва [27, 35].

3.4.3 Забезпечення пожежної безпеки

Для забезпечення пожежної безпеки будівлі проєктом передбачено комплекс технічних та організаційних заходів, спрямованих на своєчасне виявлення пожежі, обмеження її поширення, забезпечення евакуації людей і створення умов для ефективного пожежогасіння.

Будівлю передбачено обладнати первинними засобами пожежогасіння, зокрема внутрішніми пожежними кранами та вогнегасниками. Для оперативного виявлення загоряння і передачі сигналу про пожежу запроєктовано автоматичну пожежну сигналізацію, яка реагує на теплові та

димові фактори. Система протипожежного захисту прийнята відповідно до вимог ДБН В.2.5-56:2014 [36].

Внутрішнє протипожежне водопостачання передбачено згідно з ДБН В.2.5-64:2012 [37]. Система холодного водопостачання будівлі прийнята кільцевою та об'єднує господарсько-питні й протипожежні потреби. Зовнішнє пожежогасіння забезпечується пожежними гідрантами, розміщеними по периметру будівлі. У місцях їх установлення передбачено відповідні розпізнавальні знаки на висоті 2,0–2,5 м.

Для обмеження поширення пожежі в проєкті передбачено застосування конструкцій і матеріалів з необхідними показниками вогнестійкості. Несучі та самонесучі конструкції виконуються з вогнестійких матеріалів, а міжповерхові перекриття передбачено із залізобетону, що забезпечує необхідну межу вогнестійкості. Двері та перегородки тамбурів виконуються з негорючих матеріалів і виконують функцію протипожежних перешкод.

Планувальні рішення будівлі прийняті з урахуванням вимог безпечної евакуації людей. Шляхи евакуації, виходи та протипожежні перешкоди передбачено таким чином, щоб забезпечити своєчасне та безпечне залишення будівлі у разі виникнення пожежі. Таким чином, прийняті рішення відповідають вимогам пожежної безпеки та сприяють захисту людей, конструкцій і матеріальних цінностей.

Розрахунок часу евакуації

Відповідно до ДСТУ 8828:2019 [34], цирк будівлі за функціональною пожежною небезпекою належить до класу Ф2.1. Для будівель цього класу необхідно передбачати не менше двох евакуаційних виходів з поверху. Ширина основних евакуаційних виходів має становити не менше 1,2 м, а висота у просвіті — не менше 1,9 м. Двері на шляхах евакуації повинні відчинятися у напрямку виходу з будівлі.

Згідно з ДБН В.1.1-7:2016 [38], ступінь вогнестійкості будівлі прийнято І. Для забезпечення евакуації та доступу пожежної техніки до будівлі

передбачено під'їзний шлях і майданчик для розвороту автомобілів. Вертикальна евакуація забезпечується шістьма сходовими клітками.

Площа типового поверху становить: $S = 1080 \text{ м}^2$.

Для визначення часу евакуації спочатку обчислюється щільність людського потоку:

$$D = \frac{N \cdot F}{l \cdot \delta}, \quad (19)$$

де D — щільність людського потоку, $\text{м}^2/\text{м}^2$; N — кількість людей на розрахунковій ділянці, осіб; F — середня площа горизонтальної проєкції людини, м^2 ; l — довжина ділянки шляху евакуації, м ; δ — ширина ділянки шляху евакуації, м .

Оскільки під час евакуації відбувається одночасний рух значної кількості людей в одному напрямку, загальний час евакуації визначається як сума тривалості руху людського потоку на окремих ділянках:

$$t = \sum t_i, \quad (20)$$

де t_i — час руху людей на i -й ділянці евакуаційного шляху.

Час руху на кожній окремій ділянці визначається за формулою:

$$t_i = \frac{L_i}{U_i}, \quad (21)$$

де L_i — довжина i -ї ділянки, м ; U_i — швидкість руху людського потоку на відповідній ділянці, м/хв .

Для першої ділянки евакуаційного шляху прийнято довжину: $L_1 = 6 \text{ м}$, а ширину проходу: $\delta = 1,2 \text{ м}$.

Після визначення щільності людського потоку для першої ділянки за нормативними залежностями приймається швидкість руху: $U = 23 \text{ м/хв}$.

Тоді час руху людського потоку на першій ділянці становить: $t_1 = \frac{L_1}{U} = \frac{6}{23} = 0,26 \text{ хв}$.

Сумарний розрахунковий час евакуації становить 61,095 хв. Протягом цього часу передбачається повна евакуація людей з будівлі. Для забезпечення безпечного руху в разі аварійної ситуації на всіх проходах і шляхах евакуації передбачено аварійне освітлення з мінімальною освітленістю 0,5 лк.

3.4.4 Аналіз можливих надзвичайних ситуацій

Під час експлуатації будівлі можливе виникнення надзвичайних ситуацій природного, техногенного або соціального характеру. До них належать землетруси, підтоплення, пожежі, вибухи побутового газу, аварії інженерних мереж, а також інші небезпечні події, що можуть створювати загрозу для життя і здоров'я людей.

Однією з найбільш небезпечних надзвичайних ситуацій є пожежа. На початковій стадії її розвитку основну загрозу для людей становлять підвищена температура, задимлення приміщень, токсичні продукти горіння та зниження концентрації кисню. У таких умовах головним способом забезпечення безпеки є своєчасна та організована евакуація людей із небезпечної зони.

Відповідно до вимог ДСТУ 8828:2019 [34], будівля повинна мати такі об'ємно-планувальні та технічні рішення, які забезпечують евакуацію людей до моменту досягнення небезпечними факторами пожежі гранично допустимих значень. Тому кількість, розміри та розміщення евакуаційних виходів і шляхів визначаються з урахуванням розрахункового часу евакуації.

Для забезпечення безпеки людей у разі пожежі на об'єкті передбачається розроблення плану евакуації. Евакуаційні шляхи повинні забезпечувати найкоротший і безпечний напрямок руху людей до виходів назовні або до безпечних зон. Усі евакуаційні виходи, проходи та сходові клітки мають бути вільними, позначеними відповідними знаками та забезпеченими аварійним освітленням.

3.4.5 Екологічність проєкту

Під час виконання будівельних робіт необхідно передбачати заходи, спрямовані на зменшення негативного впливу будівництва на навколишнє середовище. Особливу увагу слід приділяти раціональному використанню ґрунтів, поводженню зі стічними водами, будівельними відходами та недопущенню забруднення території.

Під час земляних робіт передбачається зняття родючого шару ґрунту з подальшим його використанням для рекультивації порушених земель. Родючий та потенційно родючий ґрунт повинен відповідати вимогам нормативних документів щодо якості ґрунтів і можливості їх використання для біологічної рекультивації. Потужність шару, що знімається, визначається з урахуванням родючості ґрунту та будови ґрунтового профілю.

Якщо родючий шар не використовується одразу, його складають у спеціальні бурти. Такі бурти розміщують на ділянках, де виключено підтоплення, засолення, забруднення промисловими відходами, будівельним сміттям, щебенем та іншими сторонніми матеріалами. Для запобігання ерозії поверхню бортів і укоси засівають багаторічними травами.

На будівельному майданчику можуть утворюватися побутові, поверхневі та виробничі стічні води. Побутові стоки виникають під час експлуатації санітарно-побутових приміщень. Поверхневі стоки формуються внаслідок змивання атмосферними опадами пилу, піску, залишків будівельних матеріалів, нафтопродуктів та інших забруднювачів з території майданчика, покриттів і конструкцій. Виробничі стічні води утворюються під час виконання технологічних процесів і за наявності забруднювальних речовин повинні очищатися на місцевих очисних установках перед скиданням у зовнішню каналізаційну мережу.

Будівельні відходи, що утворюються під час виконання робіт, підлягають роздільному збиранню, тимчасовому зберіганню, подальшій переробці або утилізації. До таких відходів можуть належати залишки бетону, металу, деревини, пластмас, пакувальних матеріалів, шлами, пил та інші матеріали. Відходи, придатні для повторного використання, повинні направлятися на переробку за умови проведення необхідного санітарного та радіаційного контролю.

Тимчасове складування відходів допускається лише у спеціально відведених і обладнаних місцях. Такі майданчики повинні мати огорожу, тверде покриття або інші засоби захисту ґрунту від забруднення, освітлення в

темний час доби та зручний під'їзд для завантаження і вивезення відходів. Розміщення відходів має виконуватися з дотриманням екологічних, санітарних, протипожежних вимог і правил охорони праці.

Для різних видів відходів передбачається роздільне складування за напрямками подальшого використання: переробка, знешкодження або захоронення. Великогабаритні відходи розміщують у бункерах-накопичувачах або на спеціальних майданчиках, а доступ сторонніх осіб до місць зберігання повинен бути обмежений.

Вивезення будівельних відходів здійснюється спеціалізованими організаціями не рідше одного разу на сім днів або після заповнення місць тимчасового складування. Завантаження негабаритних відходів виконується механізованим способом із застосуванням навантажувачів [39].

Список використаних джерел

1. Sacks R., Eastman C., Lee G., Teicholz P. BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling for Owners, Designers, Engineers, Contractors, and Facility Managers. 3rd ed. Hoboken: Wiley, 2018. 688 p. DOI: 10.1002/9781119287568. Джерело підходить для обґрунтування ролі інформаційного моделювання у проєктуванні, будівництві та експлуатації об'єктів.
2. Arayici Y., Egbu C., Coates P. Building Information Modelling (BIM) implementation and remote construction projects: issues, challenges, and critiques. Journal of Information Technology in Construction. 2012. Vol. 17. P. 75–92. Можна використати для висвітлення переваг і проблем впровадження BIM та цифрових технологій у будівництві.
3. Volk R., Stengel J., Schultmann F. Building Information Modeling (BIM) for existing buildings — literature review and future needs. Automation in Construction. 2014. Vol. 38. P. 109–127. DOI: 10.1016/j.autcon.2013.10.023.
4. LIRA-FEM / ЛІРА-САПР. Проєктування і розрахунок будівельних конструкцій.
5. Porto M. F. та ін. Application of Building Information Modeling (BIM) in the Construction Process. 2024.
6. Краснов С.М. Створення адекватної моделі для розрахунків залізобетонних прогонових будов з використанням ПК "ЛІРА"/С.М. Краснов, К.В. Бережна, К.С. Краснова // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту ім. академіка В. Лазаряна. - 2010. -№ 33. - С. 138-142
7. Етап розвитку програмного комплексу ЛІРА [Електроний ресурс]. – Режим доступу: <https://lira10.com/uk/pressroom/article/24626ffb-9d7d-43c6-a3a5-bc02662e0ca2>
8. Моргун А.С. Оцінка, прогноз, управління напружено-деформованим станом будівельних конструкцій : навчальний посібник / А. С. Моргун, М. М. Сорока. – Вінниця : ВНТУ, 2020. – 107 с.

9. ДСТУ-Н Б В.2.2-27:2010
10. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Чинний від 01.11.2011. – Київ: Мінрегіон України, 2010. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=26655
11. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво в сейсмічних районах України. Чинний від 01.10.2014. – Київ: Мінрегіон України, 2014. Режим доступа: https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3038077155897509804?doc_type=2
12. ДБН Б.2.2-12:2019 Планування та забудова територій. Чинний від 26.04.2019. – Київ: Мінрегіон України, 2019. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=83211
13. ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. Чинний від 01.09.2022. – Київ: Мінрегіон України, 2021. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=98030
14. ДСТУ Б В.2.6-49:2008 Конструкції будинків і споруд. Огорожі сходів, балконів і дахів сталеві. Загальні технічні умови. Чинний від 01.01.2010. – Київ: Мінрегіон України, 2008. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=25365
15. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. Чинний від 01.09.2022. – Київ: Мінрегіон України, 2012. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=98037
16. <https://www.liraland.ua/mono/>
17. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Чинний від 03.07.2006. – Київ: УкрНДНЦ, 2006. 69 с. https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=6911

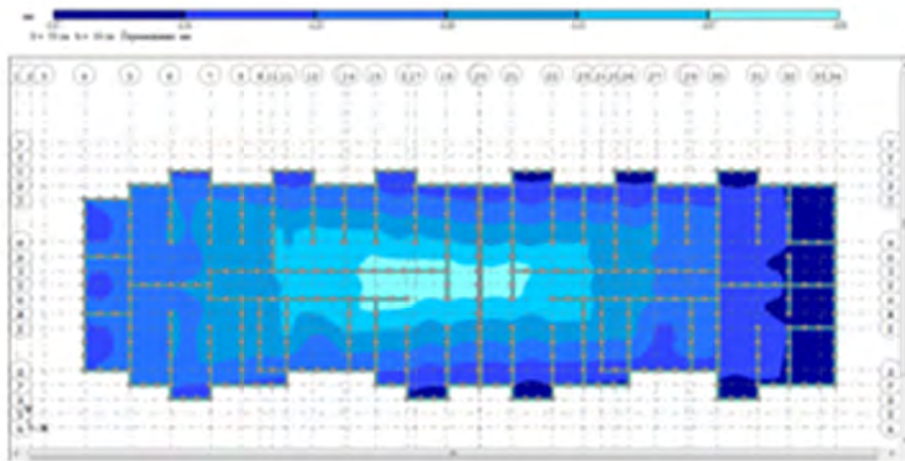
- 18.Методичні рекомендації до виконання практичних робіт із навчальної дисципліни «Основи та фундаменти» (для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія) / Харків. нац. ун-т. міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад. : Ю. І. Кобзар, О. В. Гаврилюк, В. А. Александрович. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2024. 69 с.
- 19.ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд». Чинний від 02.08.2018. – Київ : УкрНДНЦ, 2018. 40 с.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=78687
- 20.ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва. Чинний від 2017-01-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2016.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=64312
- 21.ДСТУ Б А.3.1-22:2013 Визначення тривалості будівництва об'єктів. Чинний від 01.01.2014. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2014.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/document.html?id_doc=53935
- 22.ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови. Чинний від 01.12.2012. – Київ: Мінрегіон України, 2011. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=28232
- 23.ДСТУ EN ISO 7010:2019 Графічні символи. Кольори та знаки безпеки. Зареєстровані знаки безпеки. Чинний від 01.07.2020. – Київ: Мінрегіон України, 2019. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=83263
- 24.Технологія будівельного виробництва : підручник / за ред. В. К. Черненко, М. Г. Ярмоленка. Київ : Вища школа, 2002. 430 с.
- 25.Організація, планування і управління будівництвом : навчальний посібник / Т. Г. Макаренко, О. В. Сердюк. Київ : КНУБА, 2016.

- 26.ДСТУ-Н Б А.3.1-27:2014. Настанова щодо виготовлення та застосування технологічних карт на виконання будівельних робіт. Київ : Мінрегіон України, 2015.
- 27.ДБН А.3.2-2:2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012.
- 28.ДСТУ Б А.3.2-15:2011 Система стандартів безпеки праці. Норми висвітлення будівельних майданчиків. Чинний від 01.12.2012. – Київ: Мінрегіон України, 2011. — 31 с. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ru/catalog/doc-page.html?id_doc=27975
- 29.ДСТУ Б В.2.6-2:2009 Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови. Чинний від 01.10.2010. – Київ: Мінрегіон України, 2009. — 34 с. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=25938
- 30.ВСН 192-79 Інструкція з оцінювання якості будівельно-монтажних робіт в дорожньому будівництві. Чинний від 01.01.1980. – Київ: Мінрегіон України, 1979. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=73650
- 31.ДСТУ-Н Б А.3.2-1:2007 Система стандартів безпеки праці. Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів та захисту від їх впливу при виробництві будівельних матеріалів і виробів та їх використанні в процесі зведення та експлуатації об'єктів будівництва. Чинний від 01.12.2007. – Київ: Мінрегіон України, 2007. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=40230
- 32.ДСТУ ГОСТ 12.4.041:2006 Система стандартів безпеки праці. Засоби індивідуального захисту органів дихання фільтрувальні. Загальні технічні вимоги. Чинний від 01.07.2007. – Київ: Мінрегіон України, 2006. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=30151

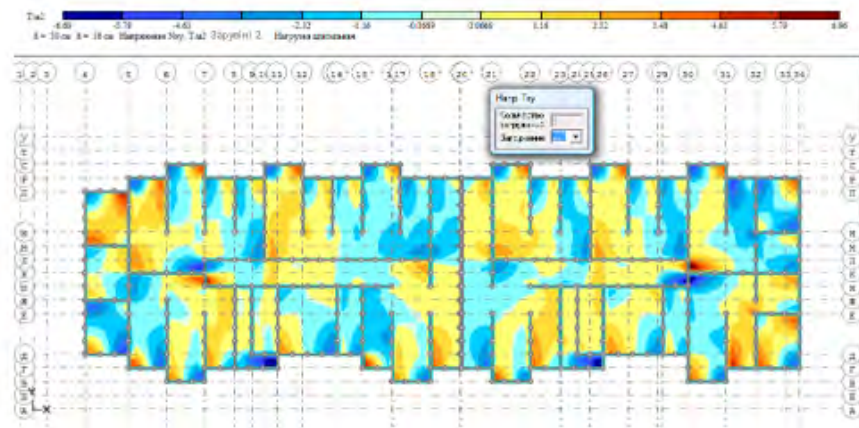
- 33.ДСТУ ISO 4872:2019 Шум. Вимірювання шуму будівельного устаткування, що працює під відкритим небом. Метод визначення відповідності нормам шуму. Чинний від 17.10.2019. – Київ: Мінрегіон України, 2019. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=85783
- 34.ДСТУ 8828:2019 Пожежна безпека. Загальні положення. Чинний від 01.01.2020. – Київ: Мінрегіон України, 2019. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=82138
- 35.Жигулін О. А. Охорона праці у будівництві : навчальний посібник. Одеса, 2023.
- 36.ДБН В.2.5-56:2014 Системы противопожарной защиты. Чинний від 01.11.2019. – Київ: Мінрегіон України, 2018. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ru/catalog/doc-page.html?id_doc=83740
- 37.ДБН В.2.5-64:2012 Внутрішній водопровід та каналізація. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво. Зміна № 1. Чинний від 01.11.2019. – Київ: Мінрегіон України, 2018. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=79889
- 38.ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Чинний від 01.06.2017. – Київ: Мінрегіон України, 2016. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=68456
- 39.ДБН А.2.2-1:2021 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС). Чинний від 01.09.2022. – Київ: Мінрегіон України, 2021. Режим доступа: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=98038

ДОДАТКИ

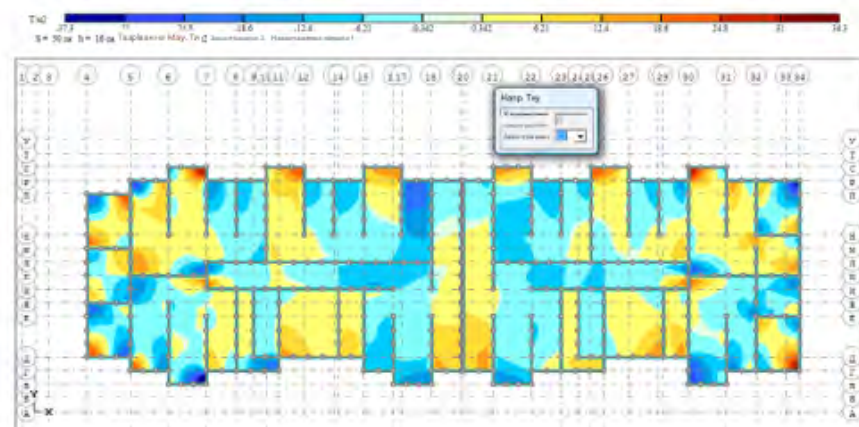
Додаток А



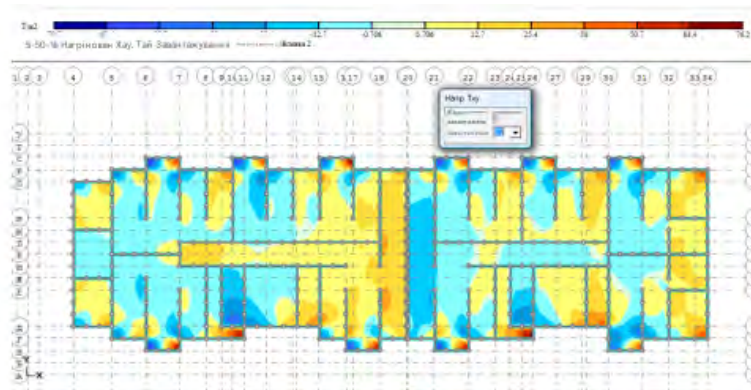
Переміщення у плиті перекриття, мм



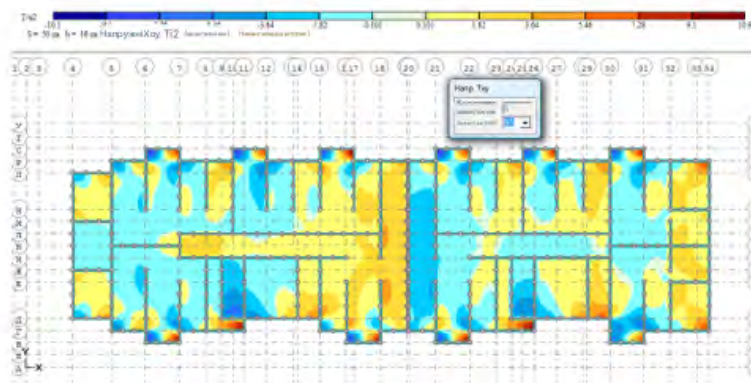
Напруги в плиті перекриття по осі «х,у» від тривалого навантаження



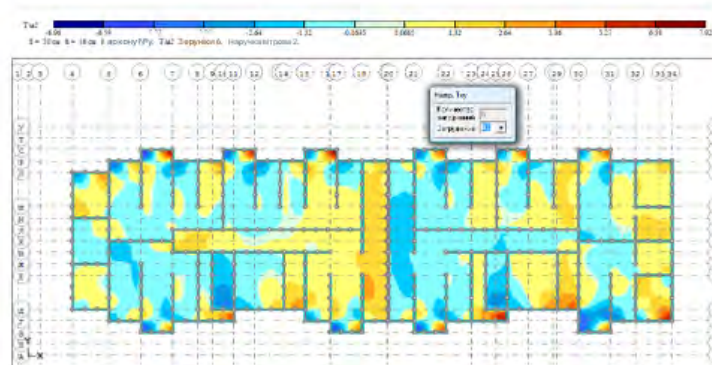
Напруги в плиті перекриття по осі «х,у» від 1-го сейсмічного навантаження



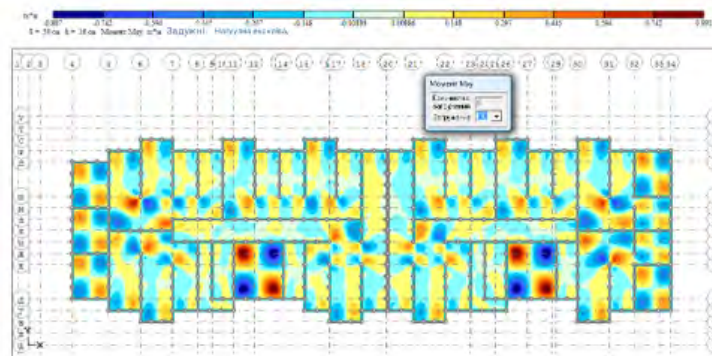
Напруги в плиті перекриття по осі «х,у» від другого сейсмічного навантаження



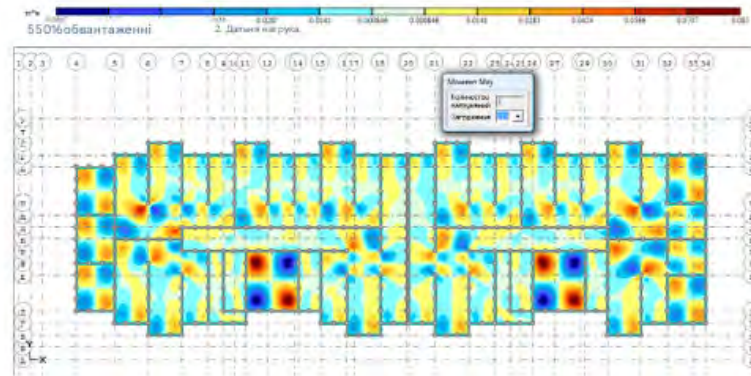
Напруги в плиті перекриття по осі «х,у» від 1-го вітрового навантаження



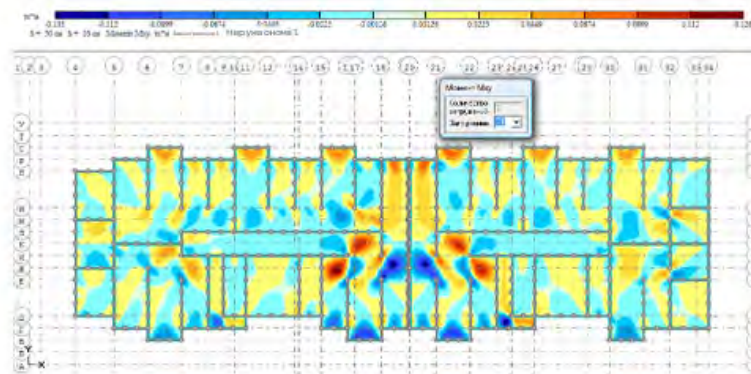
Напруги в плиті перекриття по осі «х,у» від 2-го вітрового навантаження



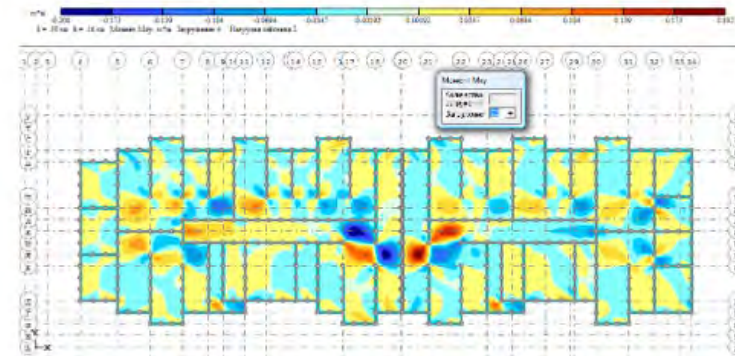
Моменти, що виникають у плиті перекриття по осі «х, у» від постійного навантаження



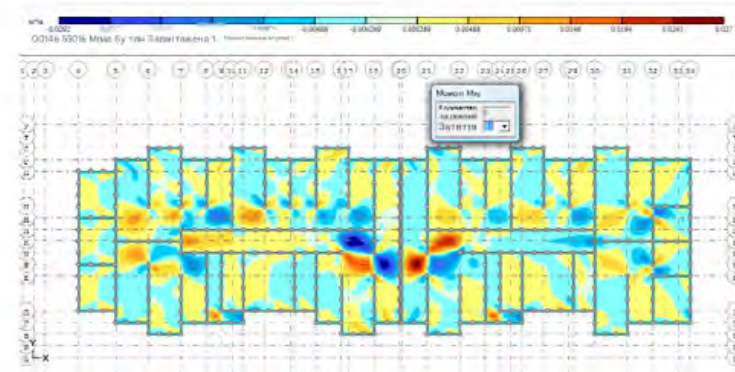
Моменти, що виникають у плиті перекриття по осі «х, у» від тривалої
навантаження



Моменти, що виникають у плиті перекриття по осі «х, у» від 1-го сейсмічного
навантаження



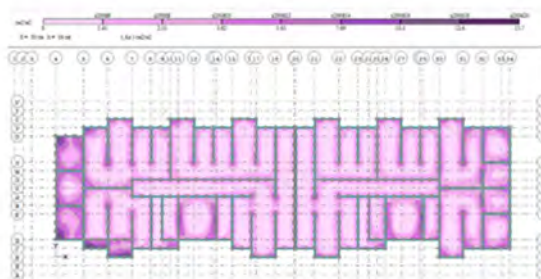
Моменти, що виникають у плиті перекриття по осі «х, у» від 1-го сейсмічного
навантаження



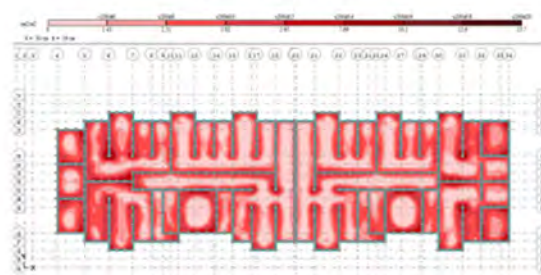
Моменти, що виникають у плиті перекриття по осі «х, у» від 1-го вітрового
навантаження

Додаток Б

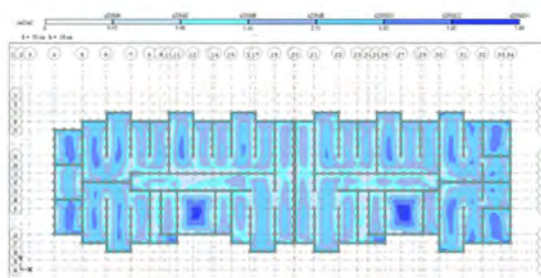
Поверх 1-2



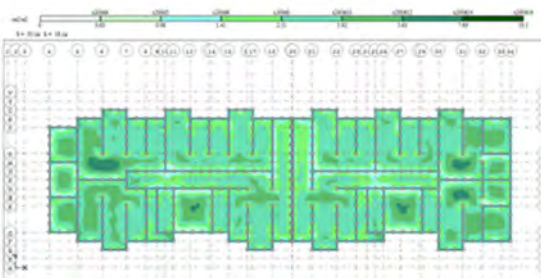
Площа поперечного перерізу, діаметр та крок верхнього арматурного стрижня по осі «X»



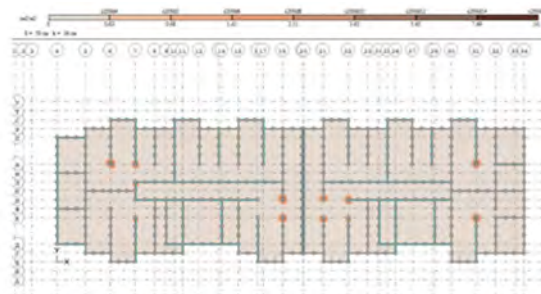
Площа поперечного перерізу, діаметр та крок верхнього арматурного стрижня по осі «Y»



Площа поперечного перерізу, діаметр та крок нижнього арматурного стрижня по осі «X»

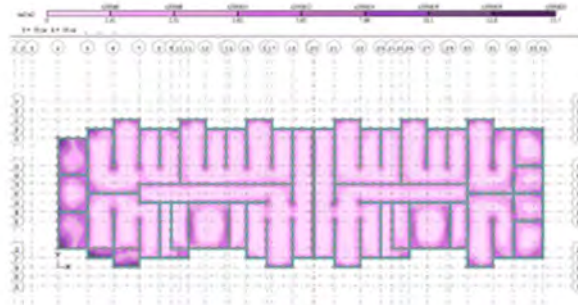


Площа поперечного перерізу, діаметр та крок нижнього арматурного стрижня по осі «Y»



Площа поперечного перерізу, діаметр та крок вертикального арматурного стрижня

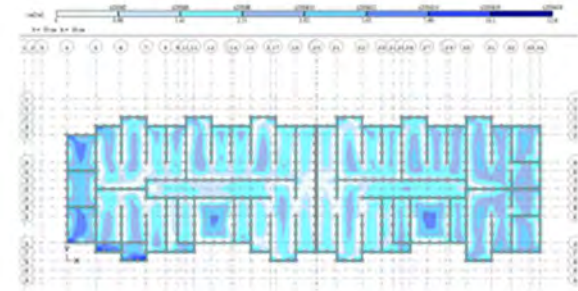
Поверх 3



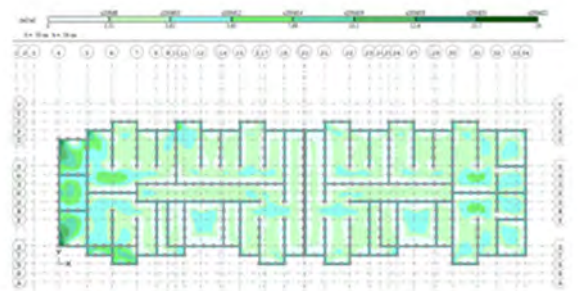
Площа поперечного перерізу, діаметр та крок верхнього арматурного стрижня по осі «х»



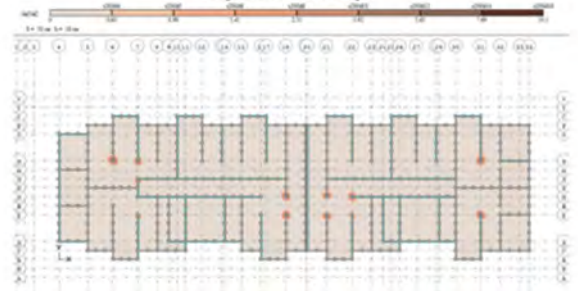
Площа поперечного перерізу, діаметр та крок верхнього арматурного стрижня по осі «у»



Площа поперечного перерізу, діаметр та крок нижнього арматурного стрижня по осі «х»



Площа поперечного перерізу, діаметр та крок нижнього арматурного стрижня по осі «у»

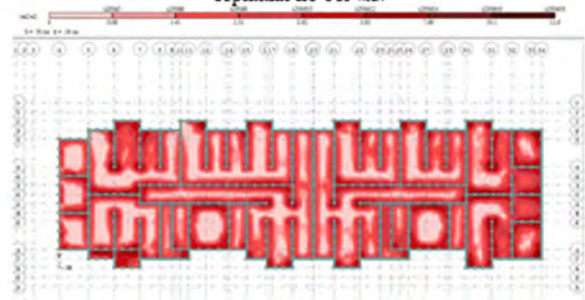


Площа поперечного перерізу, діаметр та крок вертикального арматурного стрижня

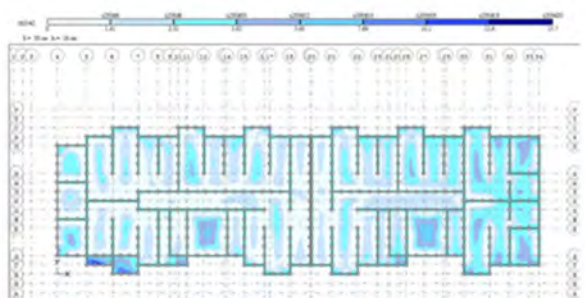
Поверх 4



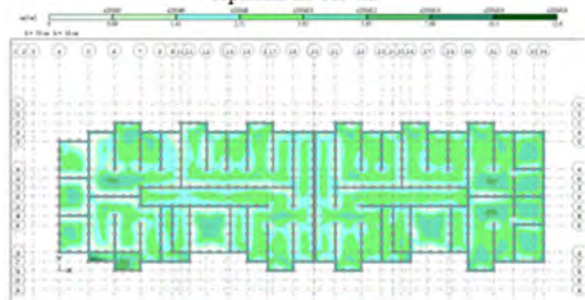
Площа поперечного перерізу, діаметр та крок верхнього арматурного стрижня по осі «X»



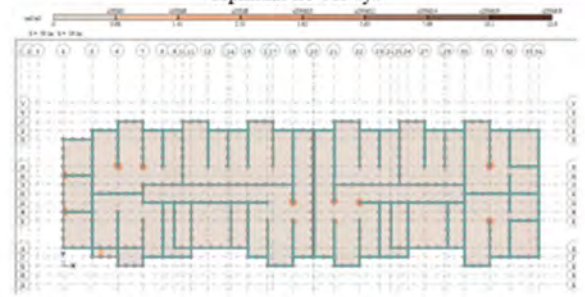
Площа поперечного перерізу, діаметр та крок верхнього арматурного стрижня по осі «Y»



Площа поперечного перерізу, діаметр та крок нижнього арматурного стрижня по осі «X»

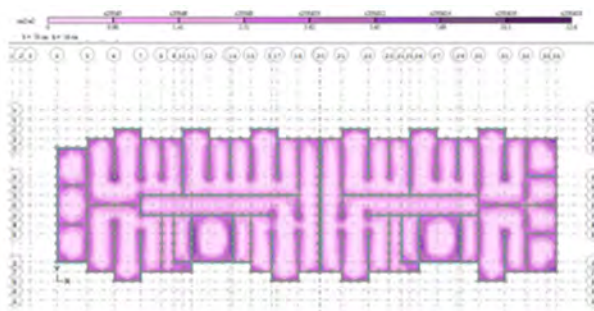


Площа поперечного перерізу, діаметр та крок нижнього арматурного стрижня по осі «Y»

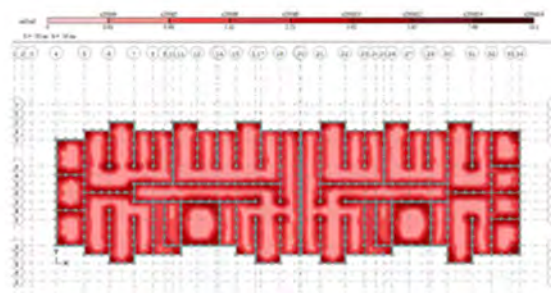


Площа поперечного перерізу, діаметр та крок вертикального арматурного стрижня

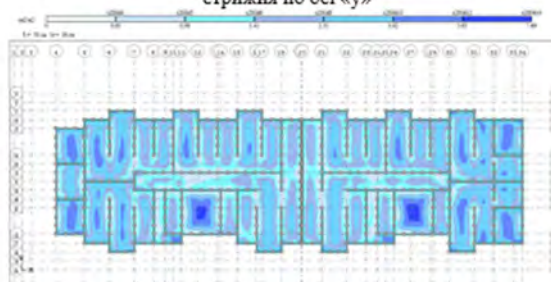
Поверх 5-12



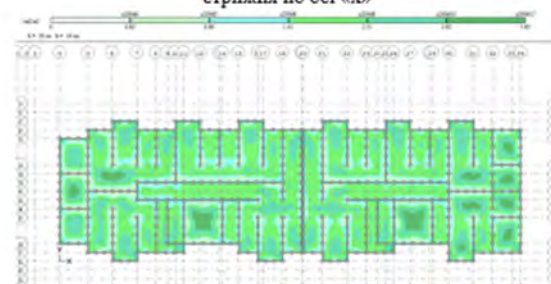
Площа поперечного перерізу, діаметр та крок верхнього арматурного стрижня по осі «X»



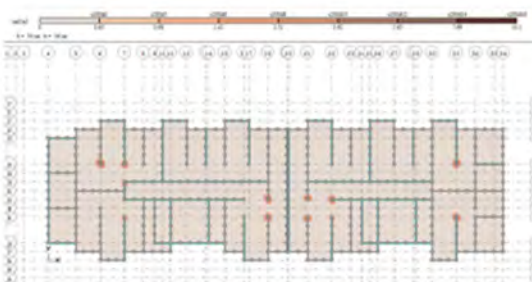
Площа поперечного перерізу, діаметр та крок верхнього арматурного стрижня по осі «Y»



Площа поперечного перерізу, діаметр та крок нижнього арматурного стрижня по осі «X»



Площа поперечного перерізу, діаметр та крок нижнього арматурного стрижня по осі «Y»



Площа поперечного перерізу, діаметр та крок вертикального арматурного стрижня

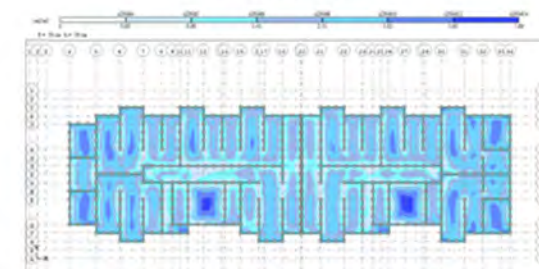
Поверх 13-28



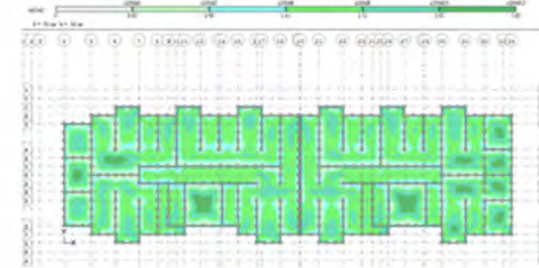
Площа поперечного перерізу, діаметр та крок верхнього арматурного стрижня по осі «х»



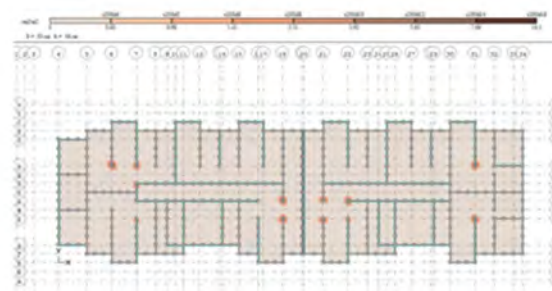
Площа поперечного перерізу, діаметр та крок верхнього арматурного стрижня по осі «у»



Площа поперечного перерізу, діаметр та крок нижнього арматурного стрижня по осі «х»

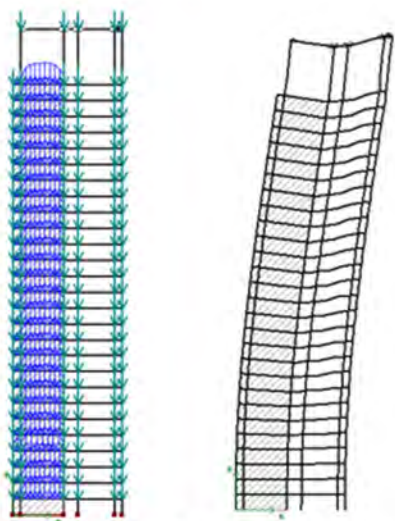


Площа поперечного перерізу, діаметр та крок нижнього арматурного стрижня по осі «у»

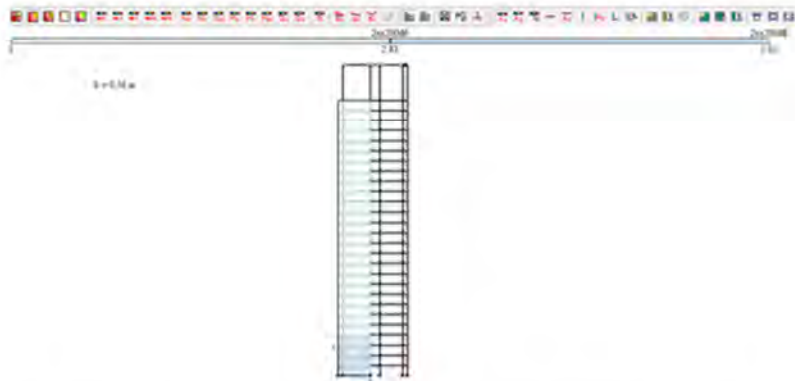


Площа поперечного перерізу, діаметр та крок вертикального арматурного стрижня

Додаток В



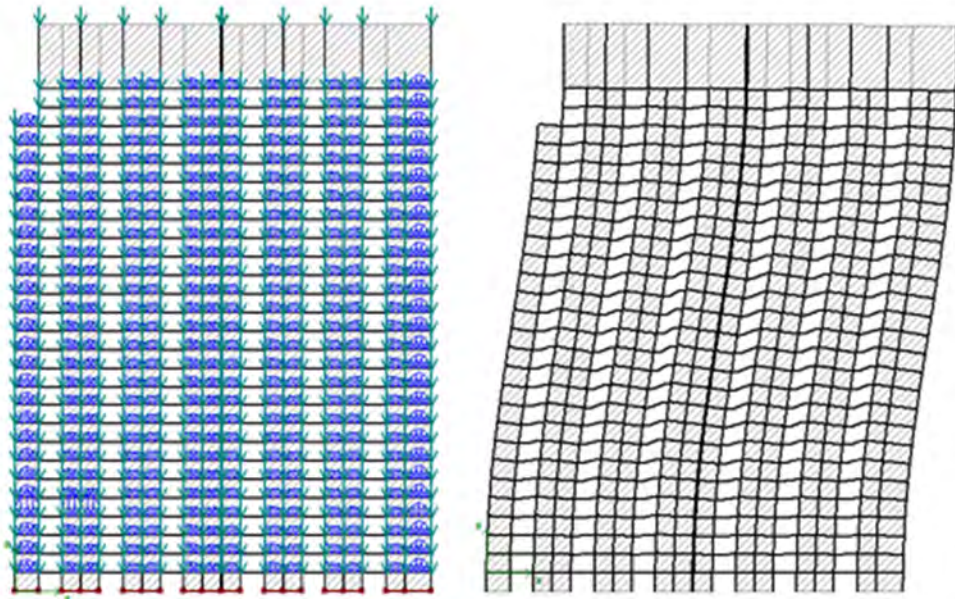
Розрахункова та деформована схеми розрізу



Результат розрахунку та підбір горизонтальної арматури



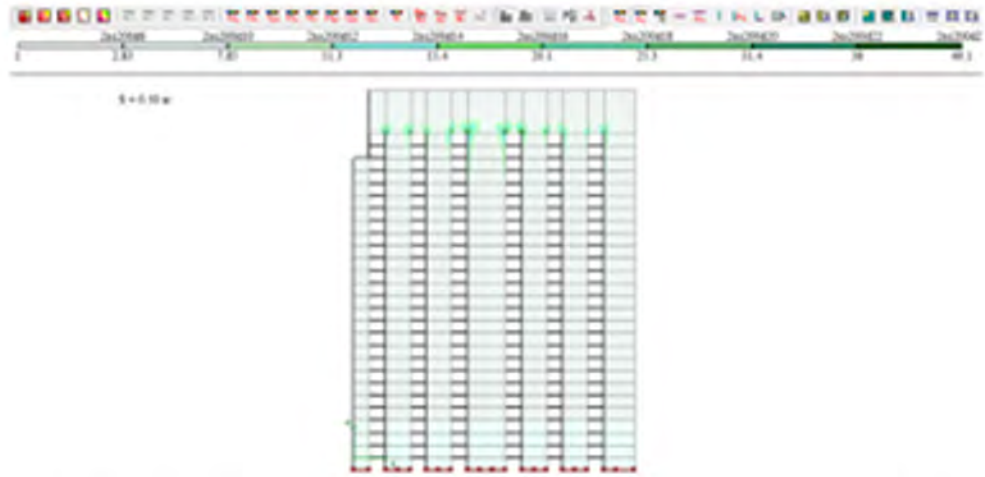
Результат розрахунку та підбір вертикальної арматури



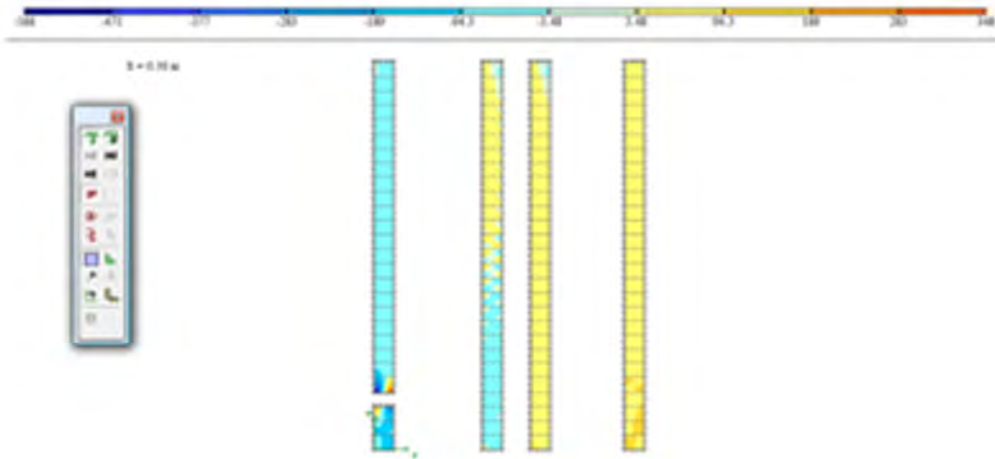
Розрахункова та деформована схеми розрізу



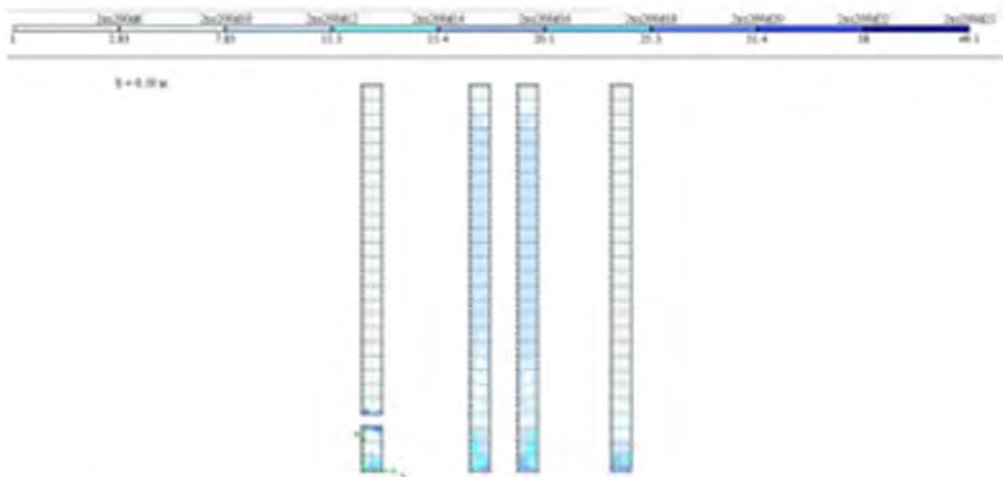
Результат розрахунку та підбір горизонтальної арматури



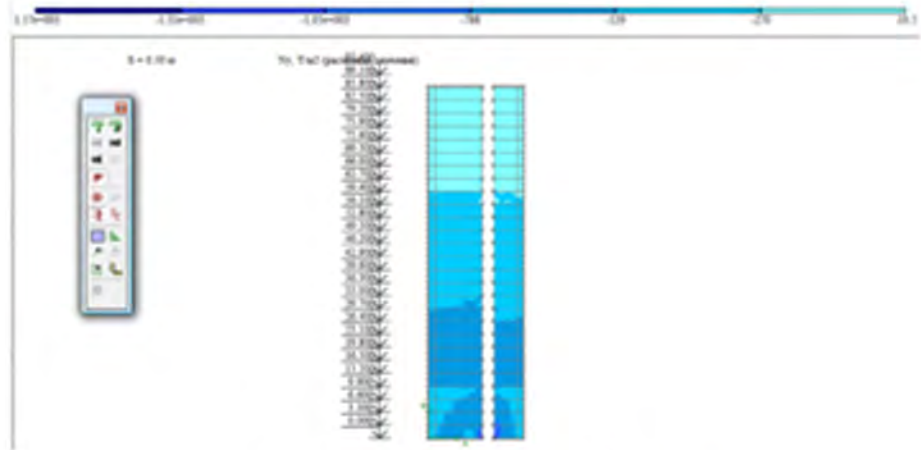
Результат розрахунку та підбір вертикальної арматури



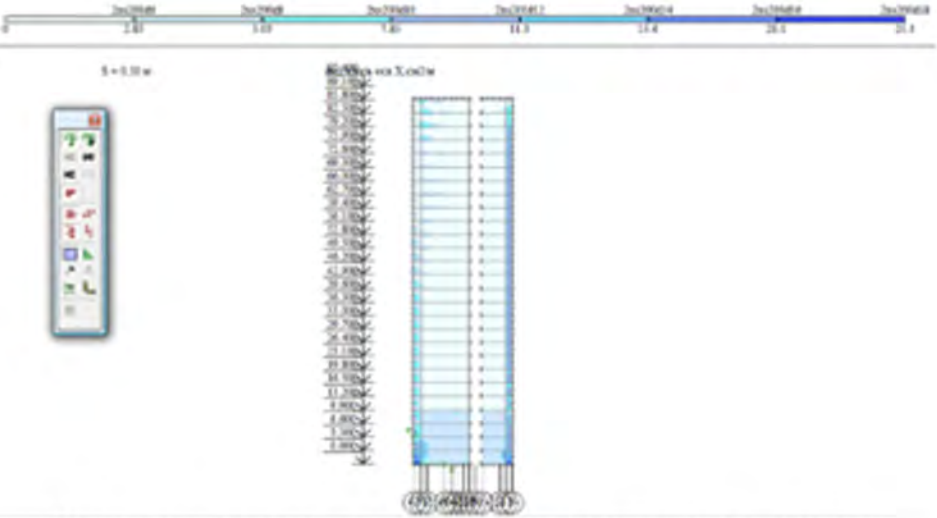
Розподіл напруги у стінах



Результат розрахунку та підбір горизонтальної арматури



Розподіл напруги у стінах



Результат розрахунку та підбір горизонтальної арматури



Результат розрахунку та підбір вертикальної арматури

Додаток Г

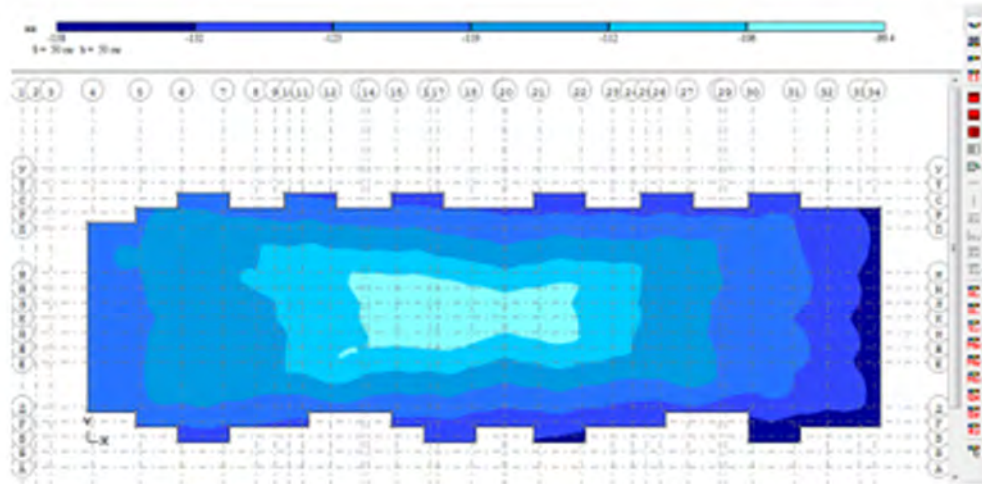
Результат розрахунку колони

№	Вид	Постійна	Тривала	Коротко-строкова	Сейсміка 1	Сейсміка 2	Вітер 1	Вітер 2
Повітря №1 Колонна №1 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.50\%$								
1_1	N	15.04	0.601	0	53.615	-36.289	0.541	-2.285
	Qy	0	0	0	-0.034	0.018	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.028	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №2 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.50\%$								
1_2	N	18.646	0.837	0	61.847	-37.071	0.238	-2.88
	Qy	0	0	0	-0.034	0.018	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.028	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №3 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.50\%$								
1_3	N	20.958	0.948	0	10.31	-6.18	0.04	-0.48
	Qy	0	0	0	-0.034	0.018	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.028	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №4 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.50\%$								
1_4	N	22.238	0.976	0	-62.701	37.583	-0.242	2.92
	Qy	0	0	0	-0.034	0.018	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.027	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №5 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.50\%$								
1_5	N	30.865	1.26	0	-52.555	13.205	1.265	3.375
	Qy	0	0	0	-0.034	0.018	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.027	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №6 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.50\%$								
1_6	N	14.281	0.726	0	0.131	3.014	-0.248	-0.163
	Qy	0	0	0	-0.034	0.018	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.027	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №7 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.50\%$								
1_7	N	33.84	1.411	0	-2.407	-2.446	0.302	0.309
	Qy	0	0	0	-0.034	0.018	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.027	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №8 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.50\%$								
1_8	N	32.909	1.599	0	-5.488	-8.272	0.904	0.839
	Qy	0	0	0	-0.034	0.018	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.027	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №9 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.90\%$								
1_9	N	55.752	2.901	0	-17.548	10.146	-0.042	0.832
	Qy	0	0	0	-0.034	0.018	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.027	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №10 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.91\%$								
1_10	N	55.829	2.908	0	-17.708	9.054	0.05	0.897
	Qy	0	0	0	-0.034	0.019	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.027	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №11 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.50\%$								
1_11	N	33.058	1.612	0	-4.43	13.673	-0.901	-0.352
	Qy	0	0	0	-0.034	0.019	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.027	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №12 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.50\%$								
1_12	N	33.865	1.413	0	-2.106	4.904	-0.301	-0.087
	Qy	0	0	0	-0.034	0.019	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.027	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №13 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=1.80\%$								
1_13	N	66.329	3.297	0	-36.295	16.343	0.279	2.014
	Qy	0	0	0	-0.034	0.019	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.027	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №14 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.50\%$								
1_14	N	13.263	0.376	0	-4.627	19.961	-1.402	-0.682
	Qy	0	0	0	-0.034	0.019	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.027	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №15 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.50\%$								
1_15	N	28.726	1.206	0	0.163	4.224	-0.346	-0.227
	Qy	0	0	0	-0.034	0.019	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.027	-0.002	-0.001
Повітря №1 Колонна №16 Прямкутник b=0.2 h=0.2м, H=3.3м, 2. $\mu=0.50\%$								
1_16	N	16.24	0.59	0	29.397	-10.211	-0.465	-1.728
	Qy	0	0	0	-0.034	0.019	0	0.002
	Qz	0	0	0	0	0.028	-0.002	-0.001

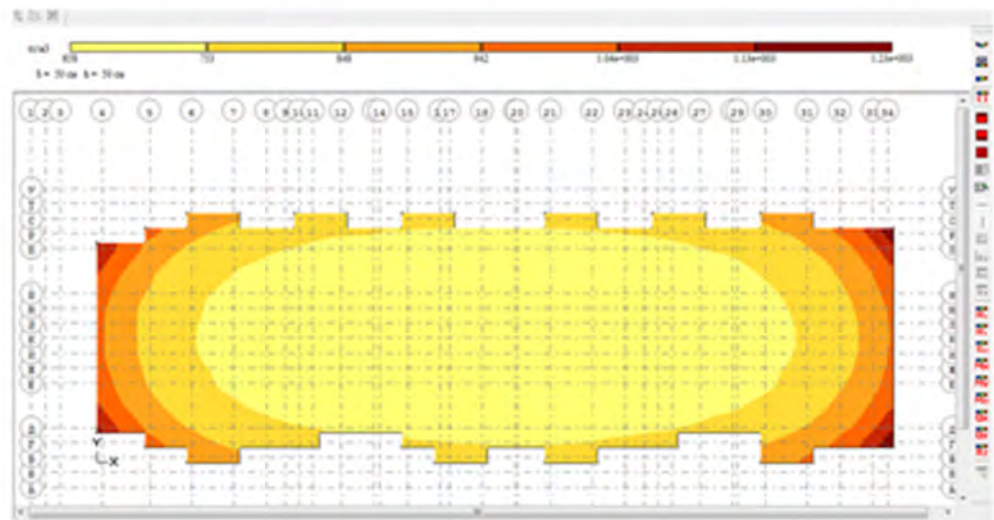
Результат розрахунку стіни

№	Вид	Послідовна	Тривала	Короткострокова	Сейсмика 1	Сейсмика 2	Вітер 1	Вітер 2
Поворот №1 Стіна №1 b=0.3м, l=1.5м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.41\%$								
1_1	qH	30.666	1.595	0	0.736	-0.401	-0	-0.036
	PI	0	0	0	-2.724	-645.446	51.933	32.664
	Mb	-11.943	-1.021	0	-39.979	-10296.818	826.769	525.839
Поворот №1 Стіна №2 b=0.3м, l=4.5м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=2.11\%$								
1_2	qH	110.364	5.73	0	-1.307	173.749	-13.778	-8.72
	PI	0	0	0	-15.387	8.628	-0.018	0.738
	Mb	291.415	14.25	0	-726.568	2200.526	-143.776	-55.997
Поворот №1 Стіна №3 b=0.3м, l=1.5м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.21\%$								
1_3	qH	161.717	7.636	0	-55.965	27.238	0.266	2.99
	PI	0	0	0	-0.001	-0.377	0.03	0.019
	Mb	-53.258	-2.492	0	34.315	-41.171	1.857	-0.548
Поворот №1 Стіна №4 b=0.3м, l=4.2м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.10\%$								
1_4	qH	17.644	0.877	0	-4.007	1.221	0.078	0.252
	PI	0	0	0	-10.309	5.802	-0.014	0.493
	Mb	45.681	2.107	0	-99.285	47.715	0.52	5.245
Поворот №1 Стіна №5 b=0.3м, l=1.5м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.37\%$								
1_5	qH	245.848	11.587	0	-20.75	9.374	0.166	1.266
	PI	0	0	0	-0.001	-0.38	0.031	0.019
	Mb	-26.11	-1.023	0	78.312	-85.971	1.955	-2.733
Поворот №1 Стіна №6 b=0.3м, l=4.2м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.10\%$								
1_6	qH	33.455	1.6	0	-0.037	-0.999	0.052	0.054
	PI	0	0	0	-10.311	5.825	-0.016	0.491
	Mb	3.511	0.31	0	-177.914	96.649	0.055	9.018
Поворот №1 Стіна №7 b=0.3м, l=1.5м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.75\%$								
1_7	qH	182.056	8.197	0	58.788	-32.599	0.03	-3.046
	PI	0	0	0	0.001	0.382	-0.031	-0.019
	Mb	70.401	3.234	0	48.223	-1.426	-2.108	-3.84
Поворот №1 Стіна №8 b=0.3м, l=1.5м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.75\%$								
1_8	qH	89.991	3.383	0	0.056	-0.03	0	-0.011
	PI	0	0	0	71.244	-40.099	0.026	-3.405
	Mb	-152.798	-12.728	0	4113.497	-2199.963	-4.076	-217.871
Поворот №1 Стіна №9 b=0.3м, l=1.5м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.10\%$								
1_9	qH	73.283	1.953	0	0	0	0	0
	PI	0	0	0	0	0.388	-0.031	-0.02
	Mb	-0.24	-0.021	0	0.079	25.243	-2.161	-1.397
Поворот №1 Стіна №10 b=0.3м, l=9.8м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.79\%$								
1_10	qH	118.998	5.987	0	0	0	0	0
	PI	0	0	0	-115.56	64.799	-0.136	5.54
	Mb	251.024	22.11	0	-6672.944	3580.874	5.699	352.992
Поворот №1 Стіна №11 b=0.3м, l=1.5м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.10\%$								
1_11	qH	92.74	3.67	0	0	0	0	0
	PI	0	0	0	0	-0.394	0.032	0.02
	Mb	2.401	0.212	0	-0.026	-24.957	2.137	1.377
Поворот №1 Стіна №12 b=0.3м, l=3.3м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.10\%$								
1_12	qH	99.659	4.172	0	-0.134	0.074	0	0.026
	PI	0	0	0	-5.001	2.814	-0.007	0.239
	Mb	-14.536	-1.203	0	-288.695	154.402	0.286	15.286
Поворот №1 Стіна №13 b=0.3м, l=1.5м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.10\%$								
1_13	qH	93.451	4.004	0	-0.296	0.162	0	0.058
	PI	0	0	0	0	-0.397	0.032	0.02
	Mb	2.972	0.25	0	-0.033	-24.712	2.086	1.346
Поворот №1 Стіна №14 b=0.3м, l=4.2м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.10\%$								
1_14	qH	97.034	4.558	0	0	0	0	0
	PI	0	0	0	-10.311	5.825	-0.016	0.491
	Mb	1.854	0.164	0	-589.945	314.35	0.701	30.532
Поворот №1 Стіна №15 b=0.3м, l=1.5м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.10\%$								
1_15	qH	93.32	3.993	0	0.296	-0.162	0	-0.058
	PI	0	0	0	0	0.399	-0.032	-0.021
	Mb	-3.406	-0.268	0	-0.006	24.601	-2.076	-1.331
Поворот №1 Стіна №16 b=0.3м, l=6.5м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.38\%$								
1_16	qH	100.421	4.243	0	-0	-0	0	0
	PI	0	0	0	-44.726	25.172	-0.081	2.138
	Mb	0.852	0.074	0	-2581.639	1380.684	2.568	136.632
Поворот №1 Стіна №17 b=0.3м, l=1.5м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.10\%$								
1_17	qH	93.169	3.979	0	-0.296	0.162	0	0.058
	PI	0	0	0	0	-0.404	0.033	0.021
	Mb	3.202	0.27	0	-0.016	-24.371	2.057	1.322
Поворот №1 Стіна №18 b=0.3м, l=4.2м, H=3.3м, I. Захищений, $\mu=0.10\%$								
1_18	qH	97.038	4.559	0	0	0	0	0
	PI	0	0	0	-10.311	5.824	-0.016	0.491
	Mb	-1.946	-0.172	0	-589.955	314.318	0.704	30.535

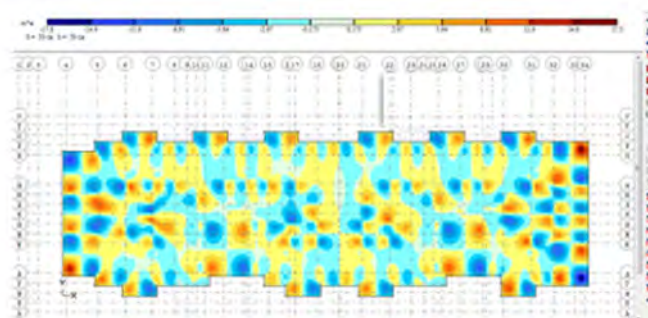
Додаток Д



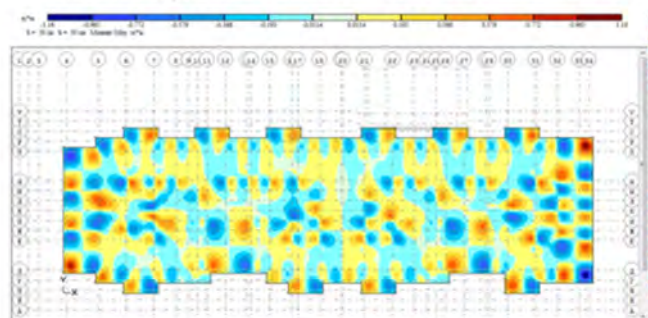
Переміщення плити фундаменту вздовж осі «z»



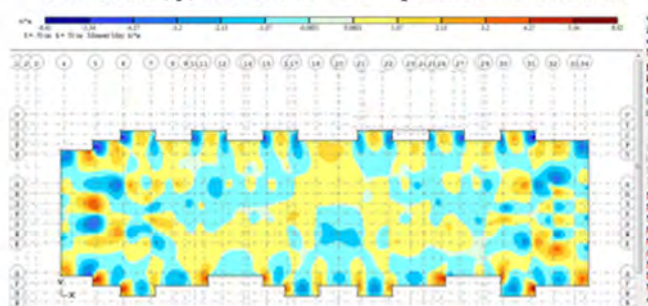
Коефіцієнти пастелі C1 та C2.



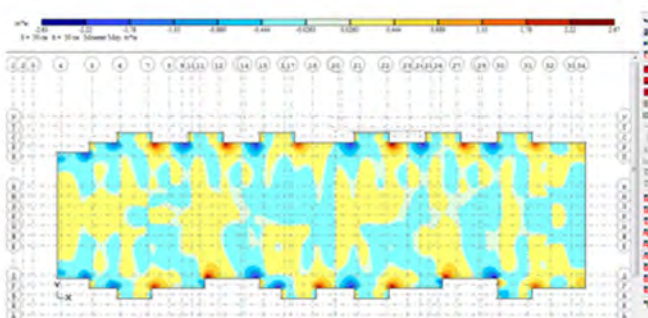
Моменти x, y, Завантаження 1 – постійне навантаження



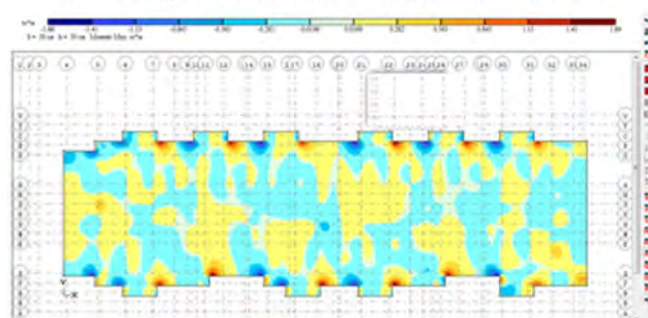
Моменти x, y, Завантаження 2 – тривале навантаження



Моменти x, y, Завантаження 3 – сейсмічне навантаження

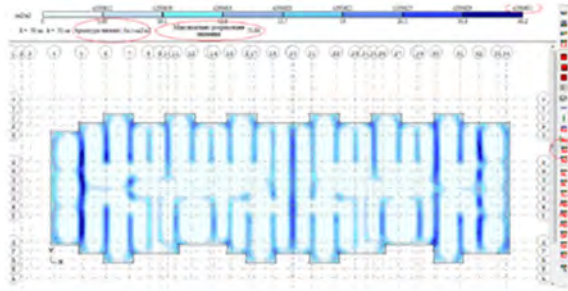


Моменти x, y, Завантаження 5 – вітрове навантаження 1

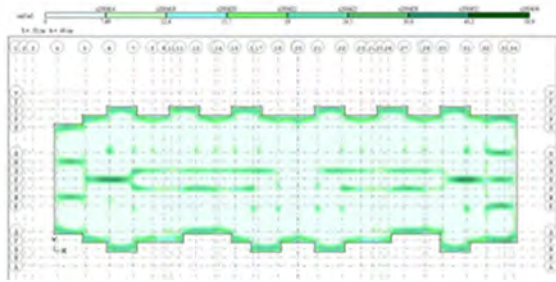


Моменти x, y, Завантаження 6 – вітрове навантаження 2

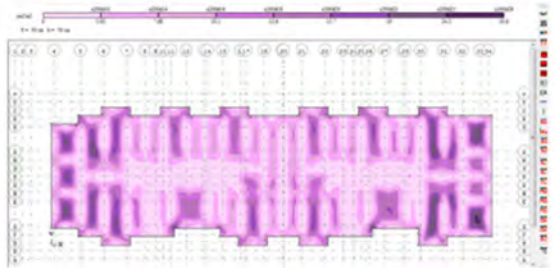
Додаток Е



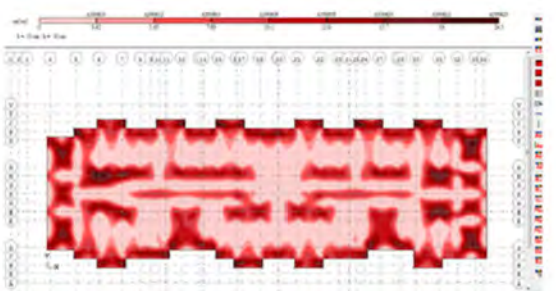
Діаметр та крок нижніх арматурних стрижнів вздовж осі «х»



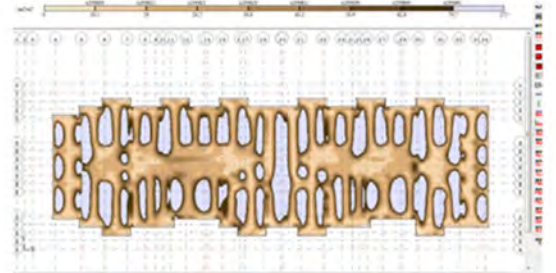
Діаметр та крок нижніх арматурних стрижнів вздовж осі «у»



Діаметр та крок верхніх арматурних стрижнів вздовж осі «х».



Діаметр та крок верхніх арматурних стрижнів вздовж осі «у»



Площа поперечного перерізу, діаметр та крок вертикальних арматурних стрижнів

Додаток Ж

Операція, що підлягає контролю		Склад	Спосіб	Час	Залучена служба
прорабом	майстром				
Армування					
	Підготува а	Стан арматури, закладних деталей, сортамент, відповідність проектним розмірам	Метр складаний, візуально, виміри	Перед встановленням арматури	
	Установка арматур, кар-касів, стрижнів	Правильність положення арматурних каркасів та стрижнів відповідно до проекту, надійність закріплення	Метр, виміри	Після встановлення	
	Зварюван ня арм. каркасів стрижнів, за кл. вир.	Якість зварювання, марка електродів, що застосовуються	Візуально, виміри, механ. випробування з'єднань	Після встановлення та зварювання арматури та закл. виробів	Будівельна лабораторія
Встановлення опалубки					
	Підготува а	Горизонтальність, міцність, відповідність проекту відміток основи	Нівелір, виміри, візуально	Перед встановленням	Геодетист
		Відхилення від проектних розмірів щетів опалубки, наявність та відповідність проекту отворів, прорізів, наявність мастила	Метр складаний, виміри, візуально	Перед встановленням опалубки	
	Встановле ння опа- лубки	Правильність встановлення опалубки, пробок та закладних частин. Щільність швів опалубки та стиків сполучення елементів опалубки між собою та раніше ущільненим бетоном. Поверхня опалубки, наявність нерівностей трохи більше 3 мм.	Метр складаний, 2-х метровий рейка, отв'єс, виміри	Після встановлення опалубки	
Укладання бетону					
	Підготувачі роботи	Якість виконання опалубки, акт приймання опалубки	Візуально	До початку бетонування	
		Стан арматури та закладних деталей, акт приймання арматури	Візуально	До початку бетонування	
		Якість основи (очищення від бруду, сміття).	Візуально	До початку бетонування	
Підготувачі роботи		Відповідність проекту позначки основи	Нівелір	До початку бетонування	Геодетист
	Укладання бетонної суміші	Укладання легко бетонної суміші, перевірка її якості (рухливість, об'ємна маса та ін.)	Конус візуально	До укладання в конструкцію	Будус. лабораторія
		Правильність технології укладання бетону, виконання робочих швів	Візуально	У процесі укладання	
		Температура зовнішнього повітря та бетонної суміші	Термометр	У процесі укладання	
		Об'ємна маса легко ущільненої бетонної суміші та її розширюваність (не менше 2-х разів на зміну), обсяг міжшарових порожнин (один раз на зміну)	Візуально конус	У процесі укладання	Будівельна лабораторія

Операція, що підлягає контролю		Склад	Спосіб	Час	Залучена служба
прорабом	майстром				
	Ущільнення бетонної суміші	Крок перестановки та глибина запуску вібраторів, правильність встановлення. Достатність вібрації та товщина бетонного шару при укладанні	Візуально, рулетка, метр	У процесі укладання	
	Догляд за бетонною сумішшю при твердінні	Дотримання вологого, температурного режиму	Термометр візуально	У процесі твердіння	
	Розпалубка	Якість поверхні, наявність та відповідність проекту отворів, отворів, каналів; правильність виконання деформаційних швів; відповідність зовнішніх обрисів, форми та геометричних розмірів проекту; міцність, однорідність бетону, наявність тріщин	Метр, 2-х метрова рейка, візуально	Після розбирання опалубки	