

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

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

Кафедра геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва

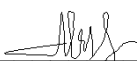
**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА МАГІСТРА
РАЦІОНАЛІЗАЦІЯ ПРОЄКТНИХ РІШЕНЬ ПЛИТНОГО ФУНДАМЕНТУ
БУДІВЛІ ГОТЕЛЬНО-РЕКРЕАЦІЙНОГО КОМПЛЕКСУ**

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

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма – Промислове і цивільне будівництво

 Гончаров Р.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



ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ РОБОТИ СТУДЕНТА

ГОНЧАРОВА РОМАНА ІГОРОВИЧА

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія
Освітня програма – Промислове і цивільне будівництво

Тема магістерської роботи: Раціоналізація проєктних рішень плитного фундаменту будівлі готельно-рекреаційного комплексу
затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О.М. Бекетова
від «27» лютого 2026 р. № 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.

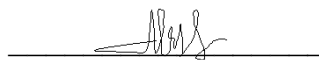
Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Огляд попередніх досліджень з обраної тематики
2. Раціоналізація проєктних рішень плитного фундаменту будівлі готельно-рекреаційного комплексу.
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



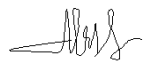
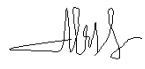
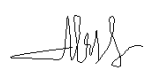
Александрович В.А.

Завдання прийняв до виконання



Гончаров Р.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. каф. БК Шемет Р.М.		
	Технологія і організація будівельного виробництва	к.т.н., доц., зав. каф. ГПСГБ Александрович В.А.		
	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	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: «Раціоналізація проєктних рішень плитного фундаменту будівлі
готельно-рекреаційного комплексу»
студента II курсу ННІБЗЦІ
групи М ПЦБ 2024-1з
ХНУМГ імені О.М. Бекетова

Гончаров Роман Ігоревич

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

Загальний об'єм роботи 111 сторінок. В магістерській роботі 11 таблиць, 39
рисунків, 12 листів формату А1 з кресленнями та графічними даними.

Об'єктом дослідження є плитний фундамент готельно-рекреаційного
комплексу, що взаємодіє з ґрунтовою основою.

Предметом дослідження є напружено-деформований стан системи
«ґрунтова основа – плитний фундамент – будівля» та вплив компенсуючого шару
змінної жорсткості на роботу фундаментної конструкції.

Мета роботи є обґрунтування та розроблення раціонального
конструктивного рішення плитного фундаменту з використанням
компенсуючого шару, що забезпечує зменшення нерівномірності осідань,
зниження згинальних моментів у плиті та підвищення ефективності роботи
фундаментної системи.

У першому розділі виконано аналіз наукових досліджень і нормативних
підходів щодо проєктування плитних фундаментів. Розглянуто особливості
роботи фундаментних плит на стисливих ґрунтах, а також принципи
застосування компенсуючих шарів для регулювання деформативності основи.
Проаналізовано результати експериментальних і чисельних досліджень,

присвячених зменшенню нерівномірності осідань та внутрішніх зусиль у фундаментних конструкціях.

У другому розділі наведено результати чисельного моделювання взаємодії фундаментної плити з ґрунтовою основою у програмному комплексі PLAXIS 2D. Досліджено вплив демпфуючого шару змінної жорсткості на характер деформування ґрунтової основи та роботу фундаментної плити. Встановлено, що застосування компенсуючого шару дозволяє суттєво зменшити нерівномірність осідань і величини згинальних моментів у плиті.

У третьому розділі розроблено архітектурно-конструктивні рішення готельно-рекреаційного комплексу, наведено характеристику ділянки будівництва та основні об'ємно-планувальні рішення. Виконано розрахунок і проектування підземної та надземної частин будівлі, створено просторову скінченно-елементну модель у програмному комплексі SCAD та визначено напружено-деформований стан конструкцій. Проведено розрахунок фундаментної плити, монолітних колон, безбалкового перекриття та інших несучих елементів будівлі.

У четвертому розділі розроблено технологію та організацію будівельного виробництва. Визначено обсяги будівельно-монтажних робіт, підібрано основні машини та механізми, виконано розрахунок потреби в матеріально-технічних ресурсах, розроблено календарний графік виконання робіт і будівельний генеральний план. Також наведено техніко-економічні показники організації будівництва.

У п'ятому розділі розглянуто питання охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях. Проаналізовано основні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, що можуть виникати під час виконання будівельно-монтажних робіт, та запропоновано комплекс заходів щодо забезпечення безпечних умов праці. Особливу увагу приділено організації безпечного руху транспорту на будівельному майданчику, електробезпеці, пожежній безпеці та захисту працівників у надзвичайних ситуаціях.

Основні висновки за проведенням дослідженням:

У результаті проведених досліджень встановлено, що використання компенсуючого шару змінної жорсткості під фундаментною плитою є ефективним способом регулювання напружено-деформованого стану системи «основа – фундамент – споруда». Застосування такого конструктивного рішення дозволяє зменшити нерівномірність осідань, знизити згинальні моменти у плиті та підвищити економічну ефективність фундаментної конструкції без суттєвого ускладнення технології будівництва.

Практичне значення роботи полягає у можливості використання отриманих результатів при проєктуванні плитних фундаментів будівель і споруд на стисливих та неоднорідних ґрунтових основах.

Ключові слова: плитний фундамент, компенсуючий шар, ґрунтова основа, напружено-деформований стан, фундаментна плита, нерівномірні осідання, метод скінченних елементів, PLAXIS, SCAD, готельно-рекреаційний комплекс.

ЗМІСТ

РОЗДІЛ I. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД СТАНУ ПИТАННЯ.....	9
1.1 Вступ	9
1.2 Модель компенсуючого шару плитного фундаменту.....	10
1.3 Обґрунтування методу плитних фундаментів із компенсуючим шаром...	15
1.4 Обґрунтування влаштування плитного фундаменту з ПФКШ змінної жорсткості.....	19
РОЗДІЛ II. ДОСЛІДНИЦЬКА ЧАСТИНА	22
2.1 Розрахункові передумови проектування плитного фундаменту на основі змінної жорсткості	22
2.2 Моделювання взаємодії плитного фундаменту з ПФКШ методом скінченних елементів.....	26
2.3 Висновки щодо дослідження	32
РОЗДІЛ III. ПРОЄКТНА ЧАСТИНА	33
3.1 Архітектурно-конструктивне рішення готельно-рекреаційного комплексу	33
3.1.1 Характеристика ділянки будівництва готельно-рекреаційного комплексу	33
3.1.2 Архітектурно-планувальні рішення готельно-рекреаційного комплексу	34
3.1.3 Забезпечення доступності для маломобільних груп населення готельно-рекреаційного комплексу	36
3.1.4 Конструктивні рішення готельно-рекреаційного комплексу	37
3.1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої огорожувальної конструкції готельно-рекреаційного комплексу	40
3.2 Розрахунок та проектування підземної та надземної частини готельно-рекреаційного комплексу	42
3.2.1 Збір навантажень	43
3.2.2 Побудова скінченно-елементної моделі	46
3.2.3 Розрахунок армування несучих конструкцій	48

3.2.4 Результати розрахунку скінченно-елементної моделі	49
3.2.5 Розрахунок і конструювання колони	51
3.2.6 Розрахунок міцності та конструювання колони	53
3.2.7 Розрахунок і проєктування монолітного безбалкового перекриття ..	55
3.2.8 Розрахунок фундаментної плити.....	63
РОЗДІЛ IV. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО	
ВИРОБНИЦТВА	69
4.1 Визначення видів і обсягів робіт	69
4.2 Вибір методів виконання робіт і засобів механізації	70
4.2.1 Земляні роботи.....	70
4.2.2 Влаштування фундаментної плити	75
4.2.3 Бетонні роботи підземної частини будівлі	78
4.3 Технологічна карта на виконання залізобетонних робіт зі зведення	
типового поверху	84
4.3.1 Визначення обсягів робіт зі зведення колон надземної частини	
будівлі.....	84
4.3.2 Розроблення технології та організація робіт із влаштування	
монолітних перекриттів.....	85
4.3.3 Визначення обсягів робіт зі зведення перекриттів будівлі.....	88
4.3.4 Проєктування графіка виконання робіт.....	89
4.4 Вибір стрілового крана для зведення підземної частини будівлі	90
4.5 Проєктування будівельного генерального плану	92
4.5.1 Розрахунок тимчасових будівель і споруд	94
4.6 Техніко-економічні показники	98
РОЗДІЛ V. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ	
СИТУАЦІЯХ.....	100
5.1 Аналіз умов праці	100
5.2 Заходи щодо забезпечення безпечних умов праці	102
5.3 Обґрунтування схеми руху на будівельному майданчику	105
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	109

РОЗДІЛ І. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД СТАНУ ПИТАННЯ

1.1 Вступ

Упродовж останніх років в Україні спостерігається активний розвиток житлового та громадського будівництва, що підвищує вимоги до надійності, економічності й технологічності конструктивних рішень. Значну роль у вартості та безпечній експлуатації будівлі відіграють фундаменти, вартість яких може становити близько 10–20 % від загальної вартості будівництва. Тому вибір раціонального типу фундаменту є важливим інженерним завданням.

Значна частина території України характеризується складними інженерно-геологічними умовами. Зокрема, поширені просідні лесові та глинисті ґрунти, які мають підвищену стисливість, недостатню міцність і можуть суттєво деформуватися під дією навантаження або при зволоженні. Це ускладнює проєктування фундаментів і потребує ретельного врахування взаємодії системи «ґрунтова основа – фундамент – будівля».

Для будівель підвищеної поверховості традиційні стрічкові фундаменти не завжди є ефективними через недостатню просторову жорсткість і чутливість до нерівномірних осідань. Суцільні плитні фундаменти забезпечують більш рівномірний розподіл навантаження на основу, однак можуть характеризуватися значною матеріаломісткістю та збільшеними розрахунковими осіданнями.

У зв'язку з цим актуальним є обґрунтування раціональних рішень плитних фундаментів, які забезпечують необхідну несучу здатність, допустимі деформації основи та економічну доцільність будівництва. Для будівлі готельно-рекреаційного комплексу таке рішення має прийматися з урахуванням інженерно-геологічних умов майданчика, конструктивної схеми будівлі та результатів розрахунку напружено-деформованого стану системи «ґрунтова основа – плитний фундамент – будівля».

1.2 Модель компенсуючого шару плитного фундаменту

Відповідно до положень класичної механіки ґрунтів, при дії рівномірно розподіленого навантаження на гнучку фундаментну плиту найбільші осідання формуються, як правило, у її центральній частині. При цьому осідання в центрі плити можуть у 1,25–1,50 рази перевищувати осідання крайових зон [3]. Для забезпечення надійної роботи будівель і споруд важливим є не лише абсолютне значення осідання, а передусім його нерівномірність. Саме різниця осідань окремих ділянок основи призводить до виникнення додаткових напружень і деформацій у фундаментній плиті та конструкціях надземної частини будівлі, що може знижувати їх експлуатаційну придатність [2, 3].

З метою оцінки впливу характеру передавання навантаження на роботу системи «фундаментна плита — ґрунтова основа» було розглянуто різні варіанти розподілу навантаження по плиті. Чисельне моделювання, виконане у програмному комплексі PLAXIS 2D, дозволило встановити особливості деформування ґрунтової основи залежно від прийнятої схеми навантаження (рис. 1).

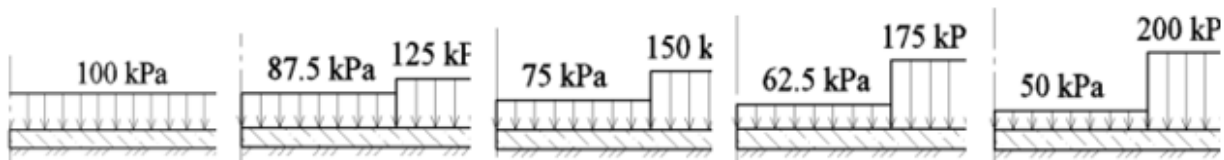


Рисунок 1 – Розрахункова схема [1]

У розрахунковій моделі аналізувалася взаємодія гнучкої фундаментної плити довжиною $l = 6,0$ м, товщиною $t = 0,3$ м і модулем пружності $E = 30000$ МПа з глинистою ґрунтовою основою. Для ґрунту були прийняті такі фізико-механічні характеристики: питома вага $\gamma = 18$ кН/м³, коефіцієнт пористості $e = 0,75$, кут внутрішнього тертя $\varphi = 18^\circ$, питоме зчеплення $c = 20$ кПа, модуль деформації $E = 18$ МПа. Поведінку ґрунтового масиву описували з використанням пружно-пластичної моделі Мора — Кулона.

За методикою М. І. Горбунова-Посадова [4] показник гнучкості плити становив 6, що дозволило розглядати її як конструкцію скінченної жорсткості. У

першому розрахунковому варіанті плита була навантажена рівномірно розподіленим вертикальним навантаженням інтенсивністю 100 кПа. У наступних варіантах сумарне значення навантаження залишалося незмінним, однак його розподіл змінювався: частина навантаження поступово переносилася з центральної ділянки до крайових зон плити шириною 1,0 м (рис. 2).



Рисунок 2 – Діаграма деформацій [1]

Аналіз результатів показав, що при рівномірному навантаженні спостерігається найбільший прогин плити та виражена нерівномірність осідань. У третьому варіанті розподілу навантаження різниця осідань між центральною та крайовими зонами стала мінімальною і наближалася до нуля (рис. 3).

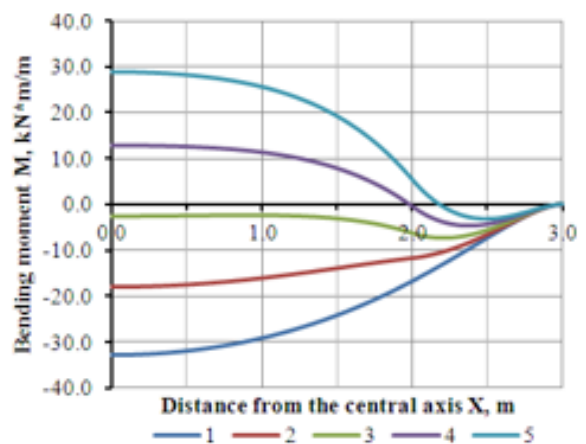


Рисунок 3 – Згинальні моменти в плиті [1]

Одночасно максимальне значення згинального моменту в плиті зменшилося до 8 разів порівняно з варіантом рівномірного навантаження (рис. 4). Подальше збільшення навантаження на крайові ділянки призводило до зворотного ефекту: плита починала прогинатися в центральній частині, а нерівномірність осідань і згинальні моменти знову зростали [1].

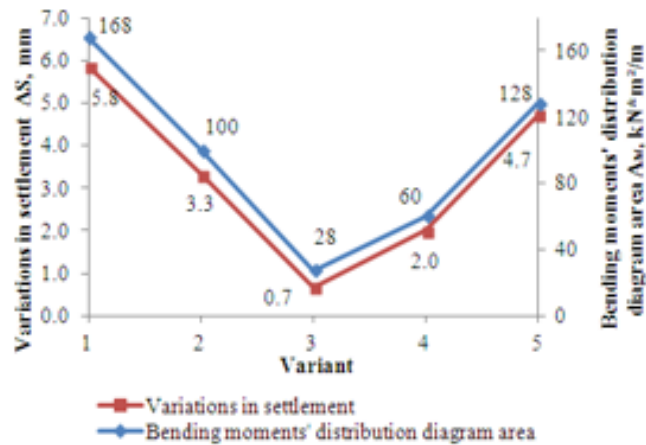


Рисунок 4 – Діаграма залежностей для нерівномірності осідань [1]

Встановлено, що площа епюри згинальних моментів, яка безпосередньо пов'язана з матеріаломісткістю фундаментної конструкції, залежить від перепаду осідань ґрунтової основи. Для третього варіанта навантаження розрахункова матеріаломісткість фундаменту була приблизно у 6 разів меншою, ніж у випадку рівномірного навантаження. Отже, раціональний перерозподіл навантаження по фундаментній плиті дозволяє створити більш сприятливі умови її роботи, зменшити нерівномірні осідання та внутрішні зусилля в конструкції.

Водночас у реальних умовах розподіл навантаження на фундаментну плиту визначається архітектурно-планувальними та конструктивними рішеннями будівлі: розташуванням несучих стін, колон, ядер жорсткості, технологічним призначенням приміщень та особливостями експлуатації споруди. Тому навантаження на фундамент, як правило, є заданим і не може бути довільно змінене лише з метою покращення роботи ґрунтової основи.

У зв'язку з цим більш практичним напрямом є не зміна зовнішнього навантаження, а регулювання деформативних властивостей ґрунтової основи під окремими зонами фундаментної плити. Такий підхід може передбачати підсилення основи під центральною частиною плити або, навпаки, улаштування більш деформативного шару під її крайовими ділянками. Це дозволяє зменшити нерівномірність осідань без зміни фактичної схеми передавання навантажень від будівлі [1].

Концепція компенсуючого, або амортизаційного, шару полягає у цілеспрямованій зміні деформативності ґрунтової основи з метою вирівнювання осідань фундаментної плити та зменшення згинальних моментів у ній.

У розрахунковій схемі під крайовою частиною фундаментної плити було передбачено демпфуючий шар шириною $b = 1,0$ м і товщиною $t = 0,2$ м зі змінним модулем пружності $E = 1,0\text{--}2,5$ МПа. При цьому рівномірно розподілене навантаження залишалося незмінним і становило 100 кПа.

Результати моделювання показали, що введення демпфуючого шару дозволяє вирівняти осідання ґрунтової основи та зменшити згинальні моменти у плиті до 7 разів.

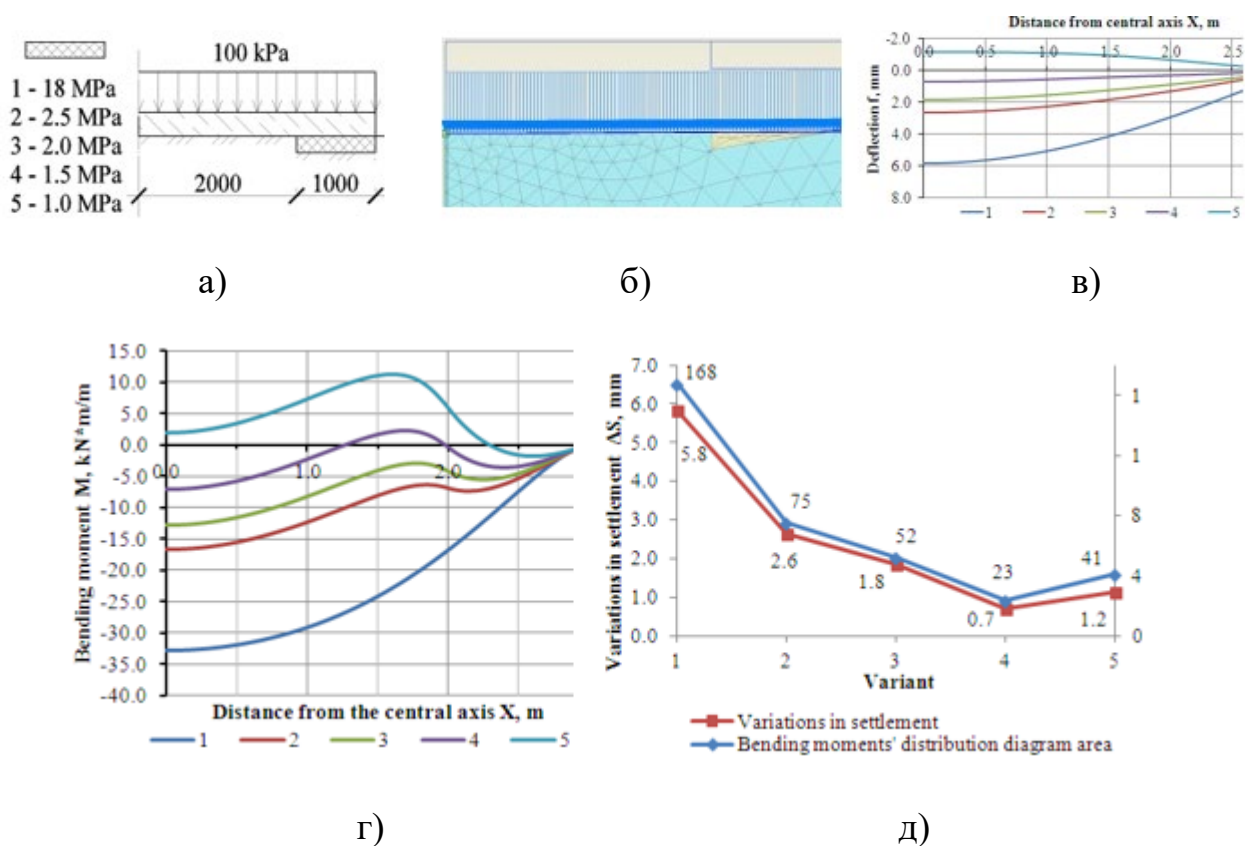


Рисунок 5 – Задача плоских напружень з різними демпфуючими шарами під краєм фундаменту: а) розрахункова схема; б) діаграма деформацій; в) прогини в плиті; г) згинальні моменти в плиті; д) діаграма залежності нерівномірності осідань та розподілу згинальних моментів [1]

Отже, такий підхід є більш простим і технологічним способом покращення роботи системи «фундаментна плита — ґрунтова основа» без зміни схеми зовнішнього навантаження [2].

Можливим практичним способом реалізації зазначеної гіпотези є застосування компенсуючих, або демпфуючих, шарів у складі плитних фундаментів, що спираються на ґрунтову основу. Таке конструктивне рішення дає змогу раціонально перерозподіляти реактивний тиск під подошвою фундаментної плити з метою зменшення напружень у її тілі та адаптації фундаменту до конкретних інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.

Раціональність використання плитних фундаментів із компенсуючим шаром (ПФКШ) пояснюється такими особливостями їхньої роботи:

- для гнучких плит, наприклад фундаментів резервуарів або інших споруд із рівномірним навантаженням, демпфуючий шар у крайових зонах дозволяє компенсувати нерівномірну стисливість ґрунтової основи, зменшити прогини плити та величини згинальних моментів (рис. 6);

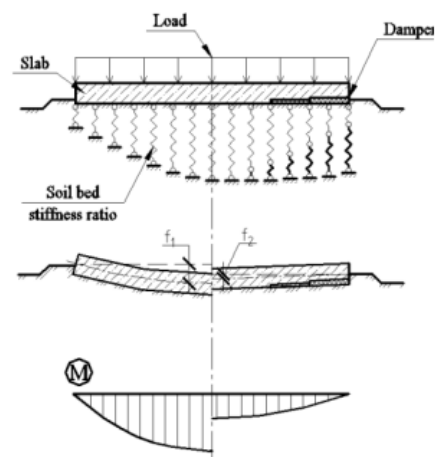


Рисунок 6 – Плитний фундамент під резервуари [1]

- у плитних фундаментах багатоповерхових будівель улаштування демпфуючих шарів у прольотних ділянках сприяє концентрації реактивного тиску в межах несучих осей, розвантаженню прольотних зон і зменшенню внутрішніх зусиль у плиті;

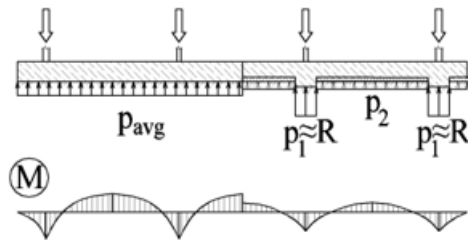


Рисунок 7 – Плитний фундамент багатоповерхових будівель [1]

- за наявності у геологічній будові майданчика відносно жорстких малостисливих верхніх шарів і слабких водонасичених ґрунтів, що залягають нижче, зменшення тиску на основу дозволяє обмежити глибину стисливої товщі, знизити вплив навантаження на слабкі

підстильні шари та, відповідно, зменшити осідання фундаменту.

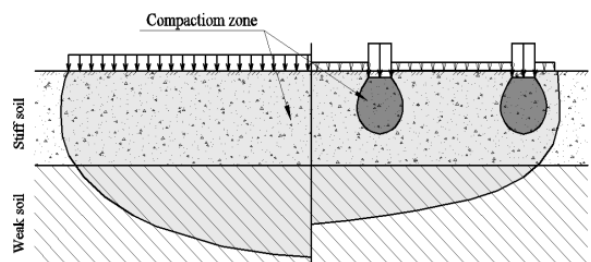


Рисунок 8 – Плитний фундамент [1]

1.3 Обґрунтування методу плитних фундаментів із компенсуючим шаром

У роботі [1] наведено результати комплексних натурних випробувань, спрямованих на дослідження взаємодії системи «плитний фундамент із компенсуючим шаром — ґрунтова основа». Основною метою цих випробувань було встановлення особливостей деформування глинистої основи під дією навантаження, що передавалося через штамп із демпфуючим шаром.

Для проведення експериментальних досліджень використовувалися круглі залізобетонні штампи діаметром 1,2 м і товщиною 0,2 м. Випробування виконувалися на глинистій основі, представленій озерно-алювіальними ґрунтами від твердого до високопластичного стану з модулем деформації від 8 МПа до 19 МПа. Було розглянуто два варіанти штампів: перший мав звичайну плоску підшву, а другий — додатковий шар пінополістиролу товщиною 30 мм, розміщений між підшвою штампа та ґрунтовою основою. Згідно з

розрахунковим підходом М. І. Горбунова-Посадова [4], показник гнучкості штампів становив 0,044, тому вони розглядалися як конструкції скінченної жорсткості.

Для фіксації параметрів деформування ґрунтової основи дослідні ділянки були обладнані спеціальними вимірювальними пристроями. Вертикальні переміщення ґрунтового масиву визначалися за допомогою гвинтових марок, а контактні тиски під подошвою штампів — за допомогою мембранних датчиків тиску. Осідання штампів і переміщення ґрунтової основи вимірювалися прогиномірами, встановленими відносно стаціонарної реперної системи. Реєстрація контактних напружень виконувалася в режимі реального часу із застосуванням приладу Field Point, який обробляв сигнали від тензометричних датчиків, закріплених на мембранах вимірювальних осередків.



Рисунок 9 – Натурні випробування для ПФКШ

Навантаження на штампи передавалося гідравлічним домкратом через розподільну систему, що забезпечувала прикладання зусилля у чотирьох точках, симетрично розташованих відносно центральних осей штампа. Реактивне зусилля сприймалося несучою рамою зі сталевих балок і бетонних блоків, які виконували функцію статичного противагового навантаження. Навантаження прикладалося ступінчасто, з приростом 25 кПа на кожному етапі. Перехід до наступного ступеня здійснювався після умовної стабілізації осідання, коли його швидкість не перевищувала 0,1 мм протягом останніх двох годин спостережень.

За результатами обробки експериментальних даних були побудовані графіки залежності осідання штампів від прикладеного навантаження, епюри контактних напружень під підшоною штампів, а також ізолінії вертикальних переміщень у ґрунтовій основі (рис. 10).

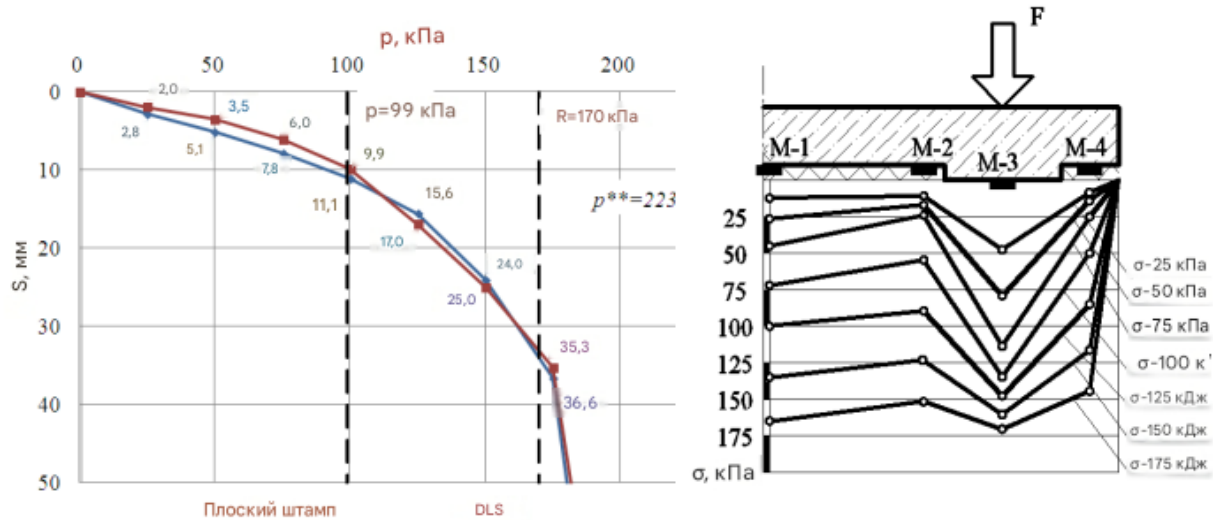


Рисунок 10 – Графіки залежності: осідання штампів від прикладеного навантаження, епюри контактних напружень, ізолінії вертикальних переміщень

За результатами аналізу графіків «осідання — навантаження» можна виділити два характерні етапи роботи дослідного штампа. Перший етап відповідає незначним квазілінійним осіданням і характеризує переважно пружне деформування ґрунтової основи. Другий етап пов'язаний з інтенсивним розвитком зсувних деформацій та переходом ґрунту до граничного стану.

При навантаженні понад 180 кПа спостерігається втрата стійкості ґрунтового шару, що супроводжується різким збільшенням осідань. Аналіз результатів випробувань показав, що межі окремих ділянок кривої узгоджуються з розрахунковими значеннями несучої здатності основи.

Розрахунковий опір ґрунту, визначений за формулою [7], становить:

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

$$R = 169 \text{ кПа}$$

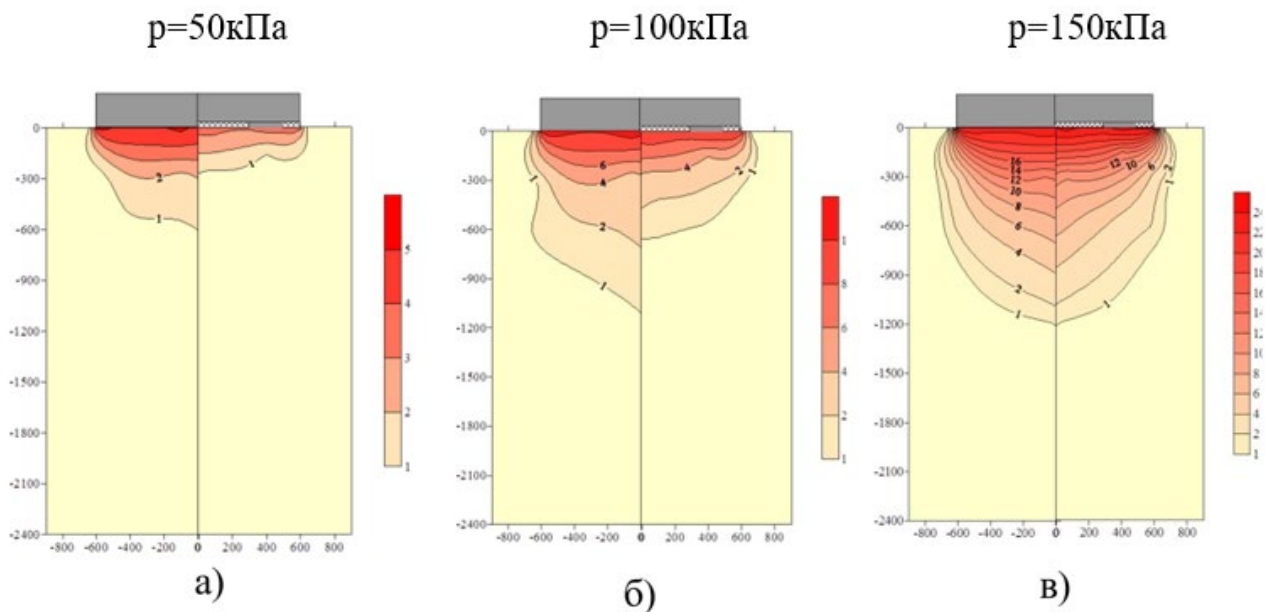


Рисунок 11 – Ізолінії вертикальних деформацій ґрунтової основи при різних рівнях навантаження

На першому етапі випробувань, при середньому тиску 0–100 кПа, залежність «осідання — навантаження» має майже лінійний характер. У цьому діапазоні осідання штампа з компенсуючим шаром були до 25 % меншими, ніж у плоского штампа. Контактні тиски концентрувалися переважно під крайовою зоною штампа, що пов'язано з деформацією демпфуючого шару з пінополістиролу.

Аналіз пошарових переміщень показав, що під штампом із компенсуючим шаром деформації локалізуються переважно у верхньому шарі твердих глин, тоді як під плоским штампом вони поширюються на більшу глибину. При навантаженні 50 кПа деформація верхнього шару становила 93 % загальної деформації для штампа з компенсуючим шаром і 79 % — для плоского штампа.

При навантаженнях понад 100 кПа ефективність компенсуючого шару знижується через розвиток зон граничного стану під краями штампа та перерозподіл контактного тиску. За тиску понад 150 кПа спостерігається інтенсивне зростання деформацій у слабкому суглинистому шарі, а при навантаженні близько 180 кПа відбувається втрата стійкості ґрунтової основи.

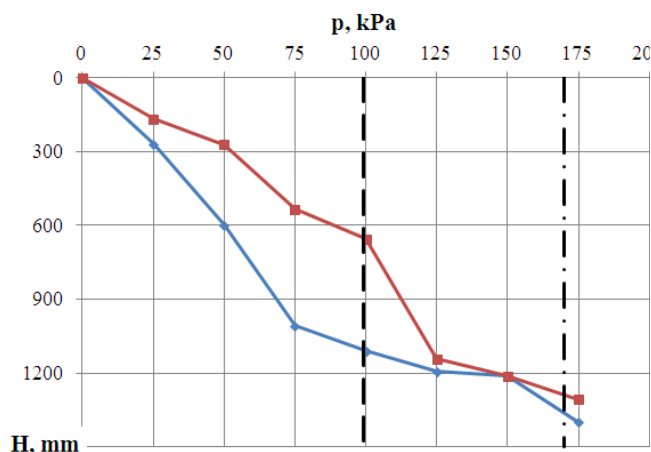


Рисунок 11 – Графічна залежність стисливої товщі від величини навантаження

Отже, застосування компенсуючого шару є ефективним за умови, що навантаження не перевищує розрахунковий опір ґрунту R . При тиску до 100 кПа глибина стисливої товщі під таким штампом майже вдвічі менша, ніж під плоским штампом, що підтверджує доцільність його використання в умовах типу «жорсткий верхній шар — слабка підстильна основа».

1.4 Обґрунтування влаштування плитного фундаменту з ПФКШ змінної жорсткості

Улаштування фундаментів є одним із найбільш відповідальних і ресурсомістких етапів будівництва. Залежно від конструктивної схеми будівлі, інженерно-геологічних умов майданчика та прийнятого типу фундаменту, їхня вартість може становити близько 3–15 % від загальної вартості будівництва. У зв'язку з цим важливим завданням є пошук таких конструктивних рішень, які забезпечують надійну роботу фундаменту при одночасному зменшенні матеріаломісткості та трудовитрат.

Одним із перспективних напрямів удосконалення плитних фундаментів є застосування плитного фундаменту з компенсуючим шаром змінної жорсткості. Сутність такого рішення полягає у влаштуванні між подошвою фундаментної плити та ґрунтовою основою проміжного шару з матеріалу підвищеної деформативності. Змінюючи товщину або деформаційні характеристики цього

шару в окремих зонах фундаменту, можна регулювати розподіл контактних тисків під плитою та впливати на характер її осідання.

Ефективність застосування плитного фундаменту з компенсуючим шаром обумовлена можливістю зменшення прогинів фундаментної плити, згинальних моментів і внутрішніх зусиль у її тілі. Це, своєю чергою, дозволяє знизити матеріаломісткість конструкції, підвищити рівномірність осідань і зменшити додаткові зусилля в надземних конструкціях будівлі, які виникають унаслідок нерівномірної деформації основи. При цьому така система зберігає конструктивну простоту та технологічність, характерні для традиційних плитних фундаментів.

Необхідність дослідження роботи плитного фундаменту з компенсуючим шаром пов'язана з особливостями взаємодії системи «фундаментна плита — ґрунтова основа». Відомо, що при рівномірному навантаженні гнучкої плити найбільші осідання зазвичай виникають у її центральній частині, тоді як крайові зони деформуються менше. Унаслідок цього плита змушена працювати спільно з нерівномірно деформованою основою, що призводить до виникнення додаткових прогинів, згинальних моментів і напружень.

У традиційній практиці цю проблему часто вирішують шляхом збільшення жорсткості фундаментної плити або підвищення несучої здатності основи. Однак такий підхід переважно спрямований на усунення наслідків нерівномірних осідань, а не на регулювання причин їх виникнення. Більш раціональним є вплив безпосередньо на умови контакту фундаменту з основою, тобто на розподіл реактивного тиску та деформативність ґрунтового шару під плитою.

У наукових дослідженнях Ter-Martirosyan Z. G., Katzenbach R. розглянуто способи регулювання взаємодії будівлі з ґрунтовою основою за рахунок зонального ущільнення або послаблення ґрунту, застосування проміжних підготовчих шарів, використання пористих матеріалів, зміни жорсткості та геометричних параметрів елементів фундаменту. Такі підходи спрямовані на більш рівномірний розподіл деформацій і зниження концентрації зусиль у фундаментній конструкції [8, 9].

Запропонована система плитного фундаменту з компенсуючим шаром передбачає розміщення демпфуючих прокладок у зонах, де необхідно змінити характер взаємодії плити з основою. Зокрема, улаштування такого шару під крайовими ділянками плити дає змогу зменшити концентрацію реактивного тиску, вирівняти осідання та знизити величини згинальних моментів. За рахунок цього створюються більш сприятливі умови роботи фундаментної плити без істотного ускладнення її конструкції.

Таким чином, застосування плитного фундаменту з компенсуючим шаром змінної жорсткості є доцільним конструктивним рішенням для будівель, що зводяться на неоднорідних або стисливих ґрунтових основах. Такий підхід дозволяє регулювати напружено-деформований стан системи «ґрунтова основа — фундамент — будівля», зменшувати нерівномірні осідання та підвищувати ефективність роботи фундаментної конструкції.

РОЗДІЛ II. ДОСЛІДНИЦЬКА ЧАСТИНА

2.1 Розрахункові передумови проєктування плитного фундаменту на основі змінної жорсткості

Для спрощення розрахунку роботи плитного фундаменту просторову задачу взаємодії плити з ґрунтовою основою можна подати у вигляді умовної балкової розрахункової схеми. Такий підхід передбачає виділення з середньої частини фундаментної плити характерної розрахункової смуги певної ширини, яка розглядається як балка, що працює на пружній або змінно-деформованій основі.

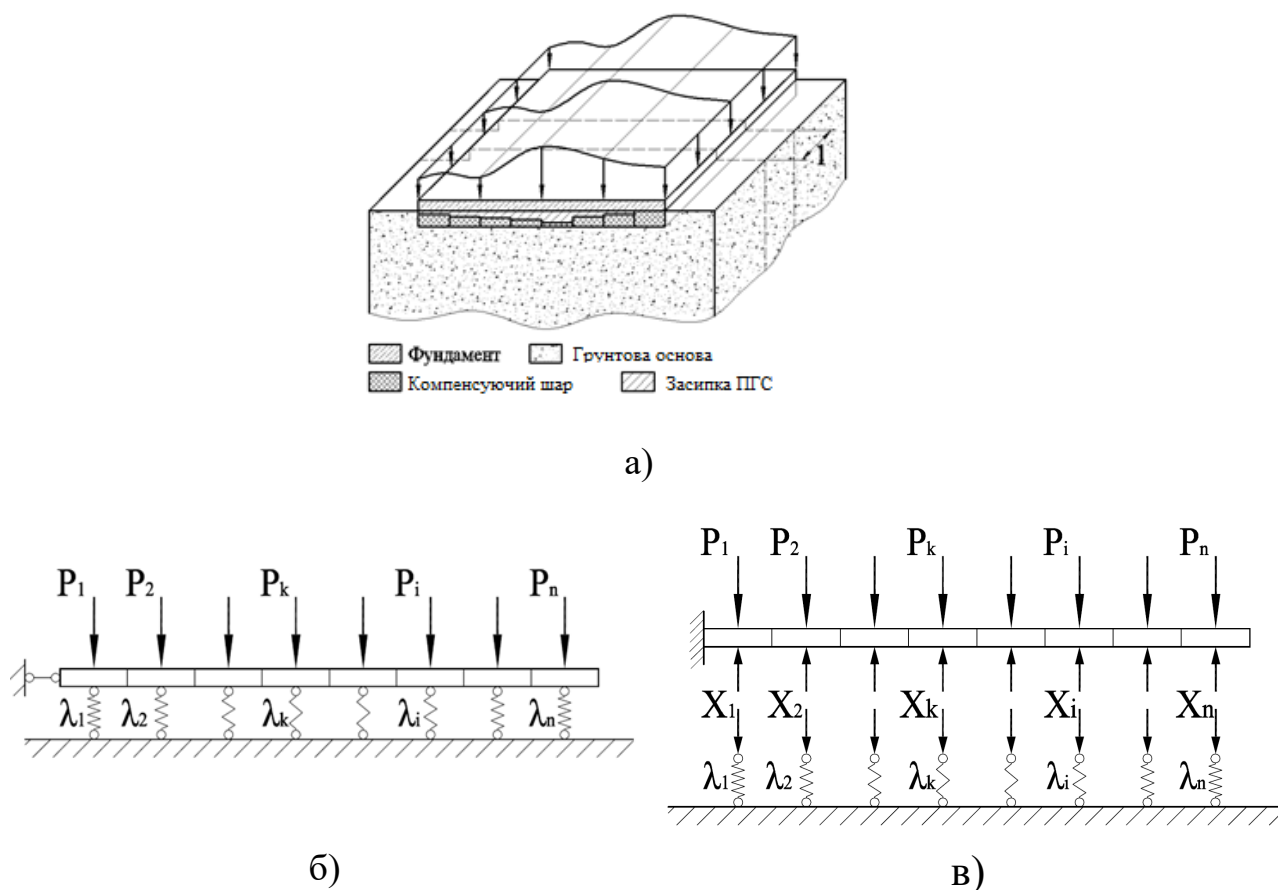


Рисунок 12 – Розрахункова схема балки з компенсуючим шаром на пружній основі: а – загальний вигляд; б – розрахункова схема за методом Б. М. Жемочкіна; в – схема розрахунку за змішаним методом

Методика розрахунку, що базується на підході Б. М. Жемочкіна, передбачає заміну безперервної взаємодії балки з пружною основою дискретною розрахунковою схемою. Такий підхід дає змогу спростити задачу визначення

реактивних тисків, переміщень і внутрішніх зусиль у балці з урахуванням податливості компенсуючого шару.

Основні припущення методики полягають у такому:

- балка поділяється на окремі розрахункові ділянки;
- у межах кожної ділянки безперервний контакт балки з пружною основою замінюється умовною точковою опорою;
- плавна епюра реактивного тиску основи апроксимується ступінчастою залежністю з постійним значенням реакції в межах кожної ділянки;
- рівномірно розподілена реакція основи на окремій ділянці замінюється еквівалентною зосередженою силою;
- податливість компенсуючого шару враховується як додаткова гнучкість відповідної точкової опори при стиску;
- криволінійність контактної поверхні, яка може виникати внаслідок улаштування прокладок різної товщини, не враховується, а поверхня балки та основи приймається плоскою.

Розрахункова схема передбачає використання дискретних пружних зв'язків, які імітують податливість компенсуючого шару та ґрунтової основи. У змішаному методі балка умовно відокремлюється від основи, а її взаємодія з нею замінюється системою невідомих реакцій $X_1, X_2, X_3 \dots X_n$, прикладених у відповідних розрахункових точках.

Загальне переміщення основи визначається як сума осідання ґрунтової основи та стиску компенсуючого шару під дією реактивного тиску. Переміщення балки, зі свого боку, формується внаслідок дії зовнішніх навантажень, реакцій основи, вертикального переміщення та повороту перерізів.

У результаті складається система канонічних рівнянь змішаного методу. Вона включає n рівнянь сумісності переміщень балки й основи в напрямках дії невідомих реакцій $X_1, X_2 \dots X_n$, а також два рівняння рівноваги: для суми вертикальних сил і суми моментів. Такий підхід дозволяє визначити реакції основи, осідання, прогини та згинальні моменти в балці з урахуванням змінної жорсткості компенсуючого шару.

$$\begin{cases} X_1(\delta_{11} + \lambda_1) + X_2\delta_{12} + \dots + X_n\delta_{1n} + a_1\varphi_0 + y_0 + \Delta_{1p} = 0, \\ X_1\delta_{21} + X_2(\delta_{22} + \lambda_2) + \dots + X_n\delta_{2n} + a_2\varphi_0 + y_0 + \Delta_{2p} = 0, \\ \dots \\ X_1\delta_{n1} + X_2\delta_{n2} + \dots + X_n(\delta_{nn} + \lambda_n) + a_n\varphi_0 + y_0 + \Delta_{np} = 0, \\ X_1 + X_2 + \dots + X_n - \sum P = 0, \\ X_1a_1 + X_2a_2 + \dots + X_na_n - \sum M_p = 0. \end{cases} \quad (2)$$

де $\delta_{ki} = y_{ki} + u_{ki}$ — сума переміщень балки і основи δ_{ki} в напрямку K від дії сили, що дорівнює одиниці у напрямку I ; y_{ki} та u_{ki} — дефлотація балки і основи в точці K від зосередженої сили в точці I ; y_0 і φ_0 — деформація і кут повороту жорсткої заділки; a_k — відстань від заділки до точки K ; Δ_{kp} — прогин балки від зовнішнього навантаження.

Деформація ґрунтової основи від дії одиничної сили визначається через функцію впливу F_{ki} , яка враховує взаємне положення розрахункових точок та ширину відповідної ділянки основи. Переміщення ґрунту в точці k від одиничного навантаження, прикладеного в точці i , обчислюється за залежністю:

$$y_{ki} = \frac{1-\mu_0^2}{\pi \cdot E_0} \cdot F_{ki}, \quad (3)$$

де E_0 — модуль деформації ґрунтової основи; μ_0 — коефіцієнт Пуассона ґрунту.

Прогин фундаментної балки від одиничних сил визначається залежно від взаємного розташування точки прикладання навантаження та точки, у якій визначається переміщення. Для цього використовуються відповідні залежності для випадків $a_i \geq a_k$ та $a_i < a_k$. Жорсткість балки при згині визначається за формулою:

$$D = \frac{h^3}{12(1-\mu^2)} \cdot E, \quad (4)$$

де h — висота перерізу; E — модуль пружності матеріалу балки; μ — коефіцієнт Пуассона матеріалу.

У прямій постановці задачі розрахунку системи «балка — компенсуючий шар — ґрунтова основа» приймаються відомими зовнішні навантаження, геометричні та деформаційні характеристики балки, параметри ґрунтової основи, а також властивості компенсуючого шару, якщо він передбачений конструктивним рішенням.

У цьому випадку невідомими величинами є реакції ґрунтової основи $X_1, X_2, \dots, X_n$, а також параметри переміщення жорсткого защемлення — вертикальне зміщення y_0 і кут повороту φ_0 . Ці величини визначаються шляхом розв'язання системи канонічних рівнянь змішаного методу, яка враховує умови сумісності

У зворотній постановці задачі вихідною умовою є необхідність отримання такого розподілу реактивного тиску основи, який забезпечує найбільш сприятливу роботу балки. Якщо реакція ґрунтової основи за характером розподілу наближається до зовнішнього навантаження, згинальні моменти та прогини в балці можуть бути суттєво зменшені або теоретично наближені до нуля.

Такий скоригований розподіл реакцій основи приймається як початковий для розв'язання зворотної задачі. У цьому випадку невідомою величиною є податливість компенсуючого шару на кожній розрахунковій ділянці. Після визначення необхідної податливості можна встановити товщину компенсуючих прокладок із

переміщень балки, компенсуючого шару та ґрунтової основи.

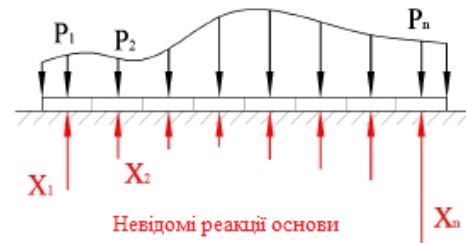


Рисунок 13 – Схема прямої задачі розрахунку системи «балка — компенсуючий шар — ґрунтова основа»

матеріалу з відомими деформаційними характеристиками.



Рисунок 14 – Схема зворотної задачі визначення параметрів компенсуючого шару

Як приклад розглянуто задачу визначення характеристик компенсуючого шару для рівномірно навантаженої балки. У межах цієї задачі аналізується вплив

змінної податливості проміжного шару на розподіл контактних реакцій, осідання основи та прогини балки.

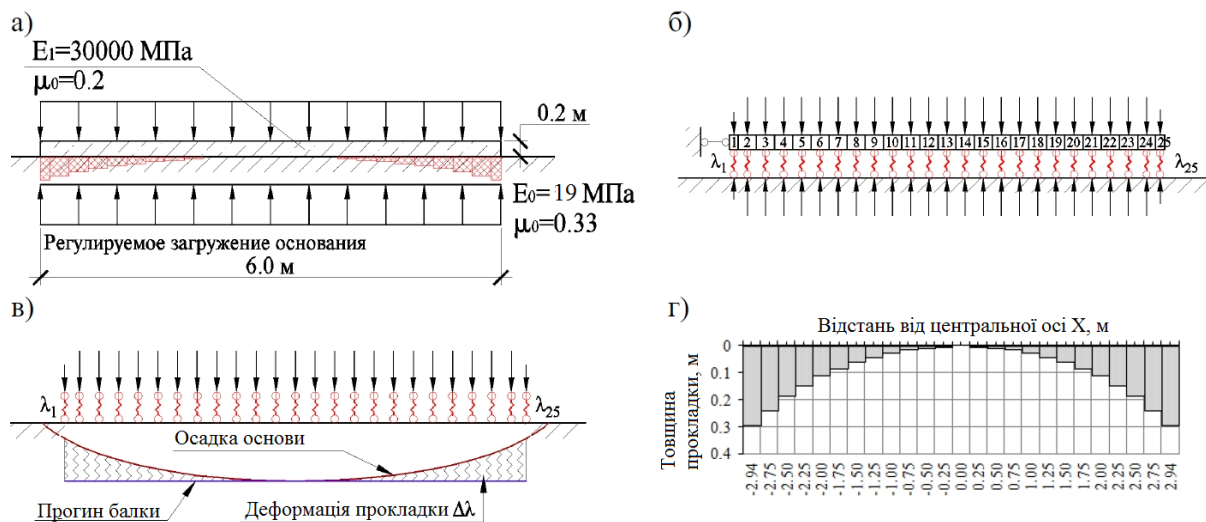


Рисунок 15 – Розрахунок компенсуючого шару балки при рівномірному навантаженні: а — вихідні дані; б — розрахункова схема; в — графічна інтерпретація результатів; г — розподіл товщини компенсуючого шару

За результатами розрахунків встановлено, що форма та параметри компенсуючого шару, визначені з умови еквівалентності зовнішнього навантаження і реакції ґрунтової основи, практично не залежать від жорсткості балки. Тобто для балок різної товщини характер розподілу компенсуючого шару може залишатися однаковим.

Деформація компенсуючого шару визначається як різниця між лінією прогину балки та лінією осідання ґрунтової основи. Саме ця різниця дозволяє встановити необхідну податливість шару на окремих ділянках і підібрати його товщину відповідно до прийнятих деформаційних характеристик матеріалу.

2.2 Моделювання взаємодії плитного фундаменту з ПФКШ методом скінченних елементів

Чисельне моделювання роботи системи «плитний фундамент — компенсуючий шар — ґрунтова основа» виконано із застосуванням програмного комплексу SCAD. Інженерно-геологічні умови ґрунтової основи залишалися незмінними та відповідали вихідним даним, прийнятим для проектування громадської будівлі.

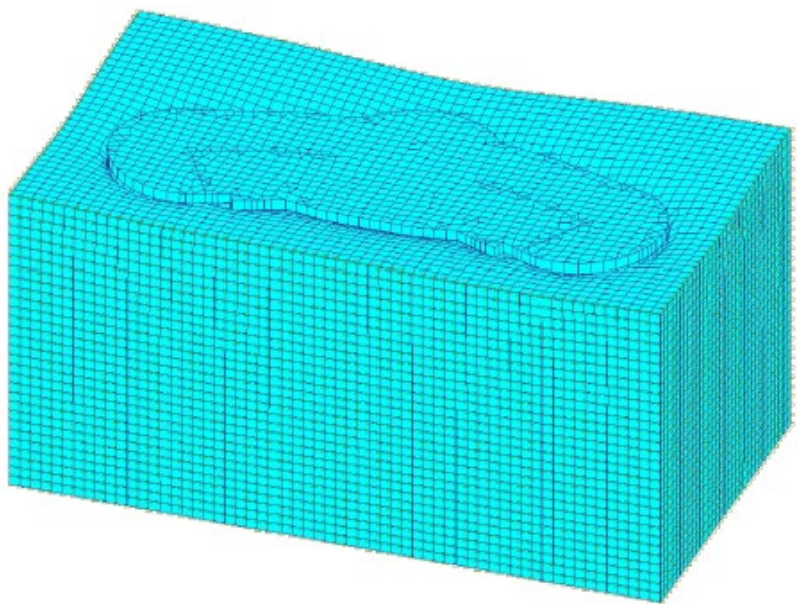


Рисунок 16– Схема деформації плити та ґрунтової основи

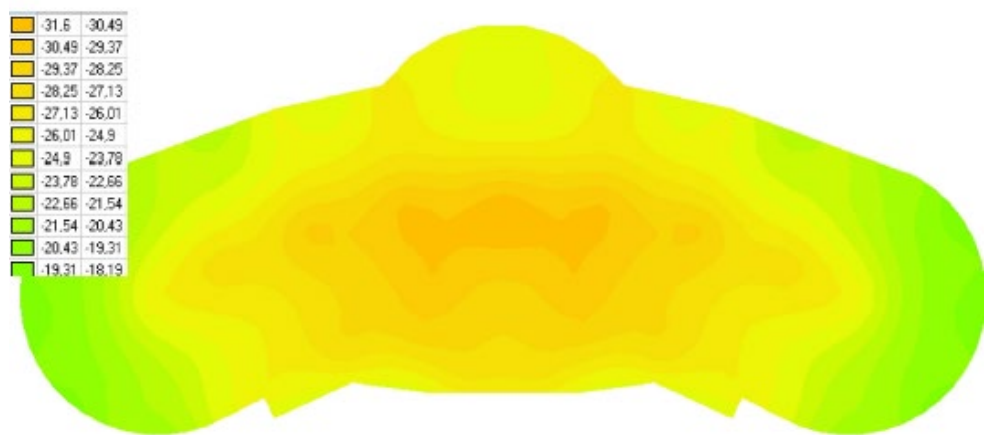


Рисунок 17 – Деформація фундаментної плити за вихідною розрахунковою схемою

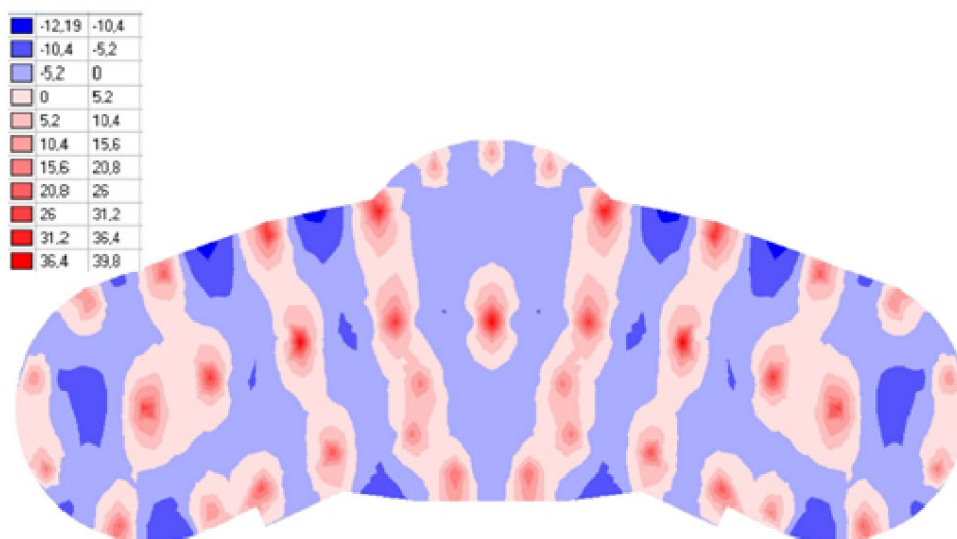


Рисунок 18 – Ізополя згинальних моментів M_x за вихідною розрахунковою схемою

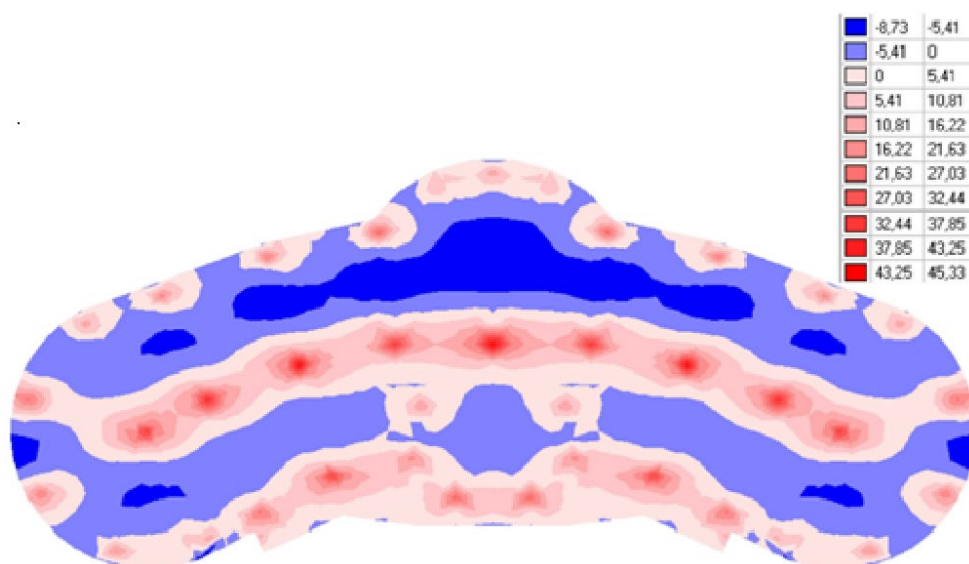


Рисунок 19 – Ізополя згинальних моментів M_y за вихідною розрахунковою схемою

Результати розрахунку показали, що влаштування плитного фундаменту з компенсуючим шаром змінної жорсткості дозволяє перерозподілити контактні напруження під підшвою плити та зменшити внутрішні зусилля у фундаментній конструкції. Зокрема, спостерігається зниження абсолютних значень згинальних моментів і прогинів фундаментної плити. При цьому загальне осідання ґрунтової основи дещо збільшується, однак його величина залишається в межах допустимих значень.

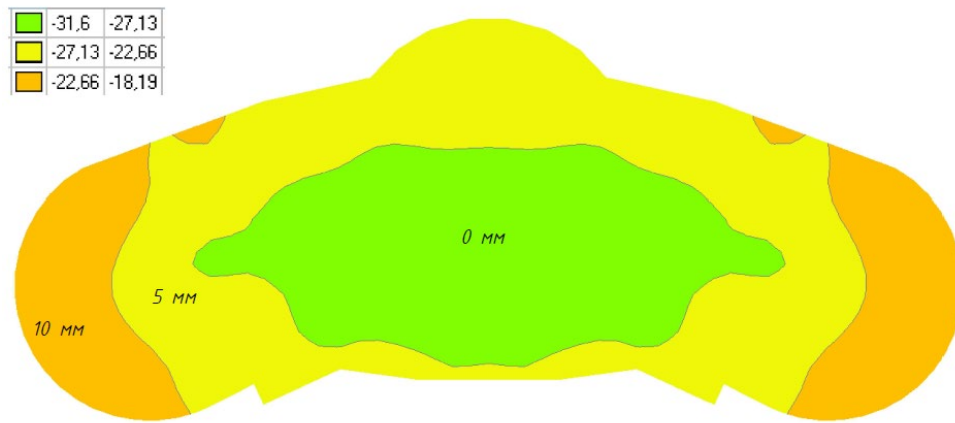


Рисунок 20 – Схема визначення товщини компенсуючого шару плитного фундаменту

Конструктивний розрахунок фундаментної плити з ПФКШ показав доцільність прийняття товщини плити 0,9 м замість початково розглянутого варіанта 0,6 м. За такого рішення робоча арматура розміщується приблизно в однаковій кількості у верхній та нижній зонах плити, що свідчить про більш рівномірний характер її роботи. Порівняно з фундаментною плитою без компенсуючого шару, застосування ПФКШ дозволило зменшити обсяг бетону приблизно на 33 %, а витрати арматури — на 26 %.

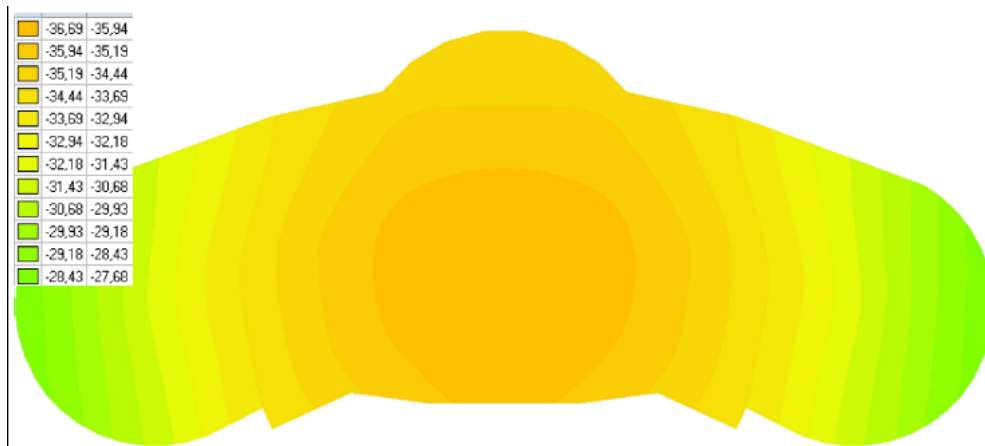


Рисунок 21 – Деформація фундаментної плити за схемою з ПФКШ

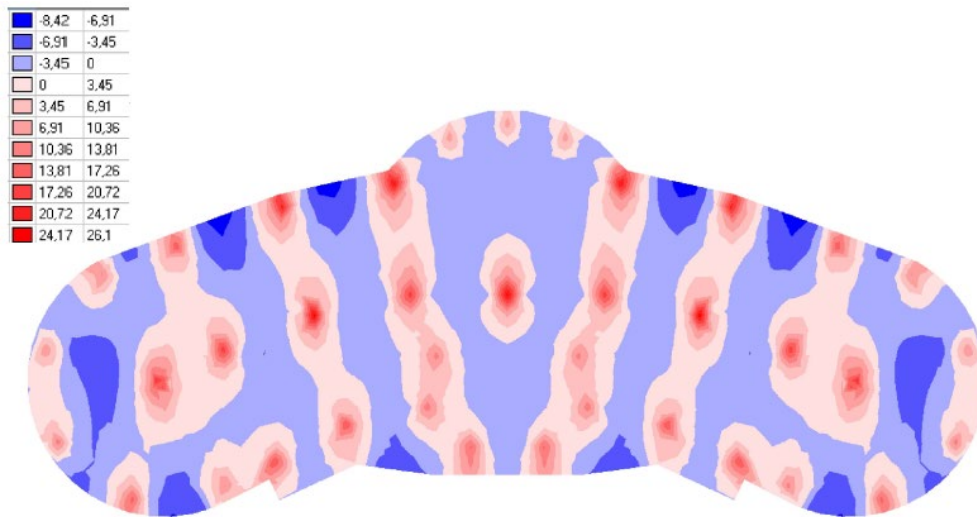


Рисунок 22 – Ізополя згинальних моментів M_x за розрахунковою схемою з ПФКШ

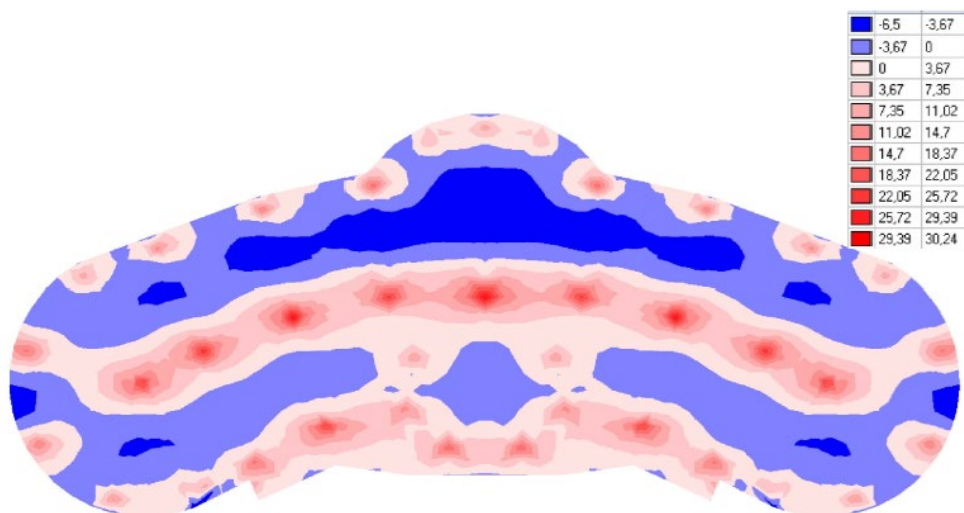


Рисунок 23 – Ізополя згинальних моментів M_y за розрахунковою схемою з ПФКШ

Техніко-економічне порівняння варіантів фундаменту, наведене на рис. 2.6, підтверджує ефективність запропонованого рішення. Застосування плитного фундаменту з компенсуючим шаром забезпечує орієнтовне зниження вартості фундаментної конструкції на 25 %, а також скорочення трудовитрат приблизно на 20 %.

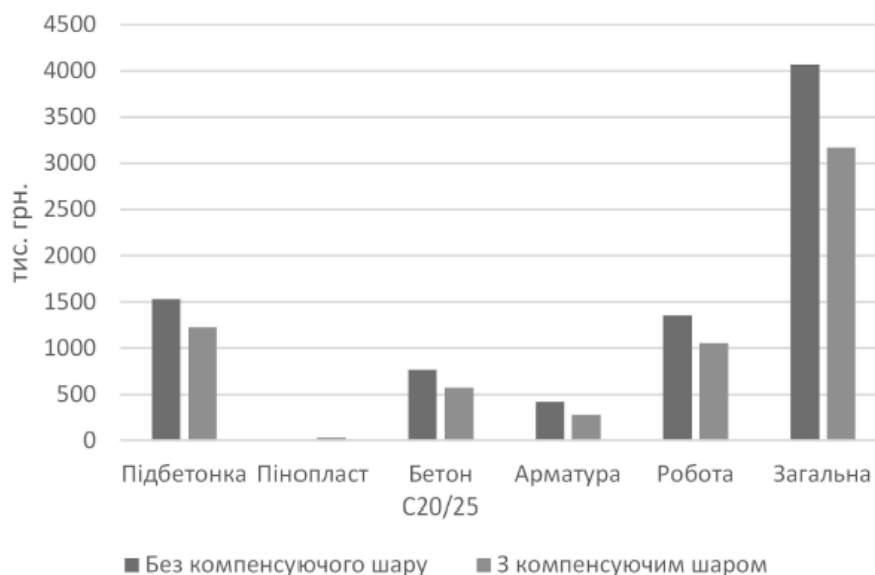


Рисунок 24 – Порівняльний аналіз результатів дослідження різних варіантів фундаментної плити

Технологія влаштування ПФКШ загалом не має істотних відмінностей від традиційної технології спорудження монолітного плитного фундаменту. Основні етапи виконання робіт включають: розроблення котловану та підготовку основи; улаштування вирівнювальної засипки; укладання плит пінополістиролу та їх закріплення на підготовленій основі; вирівнювання поверхні й засипання проміжків піщано-гравійною сумішшю; армування фундаментної плити та її подальше бетонування.

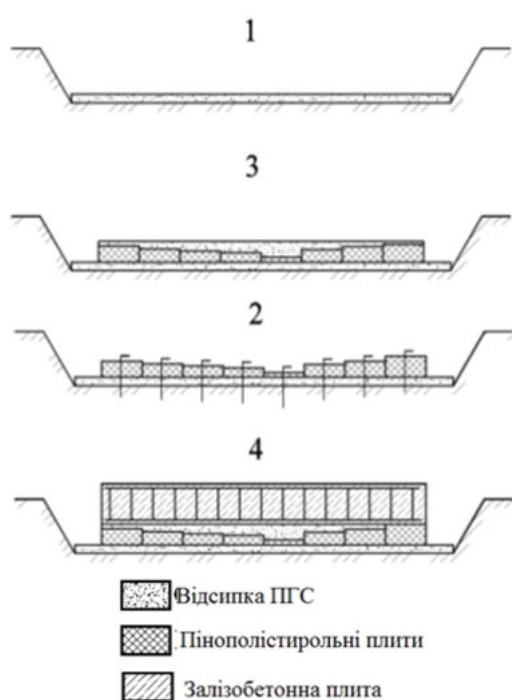


Рисунок 25 – Рекомендована схема влаштування плитного фундаменту з компенсуючим шаром: 1 – розроблення котловану та підготовку основи; 2 – укладання плит пінополістиролу та їх закріплення на підготовленій основі; 3 – вирівнювання поверхні й засипання проміжків піщано-гравійною сумішшю; 4 – армування фундаментної плити та її подальше бетонування

2.3 Висновки щодо дослідження

Загалом результати дослідження підтверджують ефективність застосування плитного фундаменту з компенсуючим шаром змінної жорсткості, оскільки таке рішення дозволяє зменшити нерівномірність осідань, знизити внутрішні зусилля в плиті та підвищити економічність фундаменту:

1. Товщину плитного фундаменту з компенсуючим шаром змінної жорсткості було підібрано за результатами розрахунку деформацій фундаментної плити у вихідній розрахунковій схемі.

2. За результатами моделювання встановлено, що при застосуванні ПФКШ максимальна абсолютна деформація фундаментної плити збільшилася на 3 мм, однак нерівномірність осідань зменшилася з 17 мм до 8 мм. При цьому середнє осідання дещо зросло, але залишилося в межах допустимих нормативних значень.

3. Улаштування компенсуючого шару забезпечило зменшення згинальних моментів у фундаментній плиті приблизно на 30 %, що свідчить про більш сприятливий характер роботи конструкції.

4. Зниження згинальних моментів у плиті створює передумови для раціонального зменшення її товщини та скорочення витрат арматури без погіршення надійності й експлуатаційної придатності фундаментної конструкції.

РОЗДІЛ III. ПРОЄКТНА ЧАСТИНА

3.1 Архітектурно-конструктивне рішення готельно-рекреаційного комплексу

3.1.1 Характеристика ділянки будівництва готельно-рекреаційного комплексу

Ділянка проєктованого будівництва розташована у південній частині населеного пункту Поляниця, у межах комплексу «Буковель». Із західного боку територія межує з вулицею Карпатською, а зі східного — прилягає до схилу крутістю орієнтовно 20–30°, вкритого деревно-чагарниковою рослинністю. Ділянка має в плані форму неправильного багатокутника.

Площа території в межах відведення становить 0,264 га, площа забудови — 690 м². Територія майданчика на момент проєктування є вільною від існуючої забудови, однак у її межах проходять інженерні мережі, зокрема теплова мережа, кабель зв'язку та силові кабелі. Зазначені мережі підлягають демонтажу або перенесенню відповідно до проєктних рішень. Також на ділянці наявні 8 листяних дерев, які підлягають таксаційному обстеженню з подальшим прийняттям рішення щодо їх збереження або видалення.

За даними архівних інженерно-геологічних матеріалів, основою під подошвою фундаментів є породи середньої юри, представлені інженерно-геологічним елементом ІГЕ-1. До його складу входять вивітрілі аргіліти жовтувато-коричневого кольору, маловологі, а також зеленувато-сірі середньозернисті тріщинуваті пісковики. Підземні води в межах дослідженої глибини не виявлені. Несприятливі фізико-геологічні процеси, які могли б ускладнювати будівництво або експлуатацію об'єкта, на ділянці не зафіксовані.

Кліматичні умови району будівництва відповідають IIIА кліматичному району згідно з районуванням території України, наведеним у ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Основні кліматичні характеристики для проєктування приймаються такими [10]: абсолютна максимальна температура повітря — +37 °С; абсолютна

мінімальна температура повітря — -15°C ; температура найхолоднішої п'ятиденки — -6°C ; нормативне снігове навантаження — 1000 Па; нормативний вітровий тиск — 500 Па; нормативна глибина промерзання ґрунту — 0,5 м.

Таким чином, інженерно-геологічні та кліматичні умови майданчика загалом дозволяють виконувати будівництво проєктованого об'єкта, однак потребують урахування складного рельєфу, наявності схилу, інженерних мереж, що підлягають демонтажу, а також характеристик скельних і напівскельних ґрунтів основи.

3.1.2 Архітектурно-планувальні рішення готельно-рекреаційного комплексу

Генеральний план ділянки передбачає компактне розміщення чотириповерхової будівлі з урахуванням рельєфу, під'їздів, інсоляції та протипожежних вимог. Будівля орієнтована фасадами на захід і схід, що забезпечує нормативне природне освітлення приміщень.

У плані будівля має прямокутну форму з розмірами в осях «1»–«11» та «А»–«В» — $50,80 \times 18,00$ м. Під'їзд до неї передбачено з боку вул. Карпатської проєктованим проїздом уздовж східного фасаду. Ширина проїзду становить 5,00 м, у його кінці запроектовано розворотний майданчик $12,00 \times 12,00$ м.

Проїзд пожежної техніки забезпечується існуючими та проєктованими проїздами, а вздовж західного фасаду передбачено посилений тротуар. На території також запроектовано майданчики для відпочинку працівників, господарських потреб площею 85 м², тимчасового зберігання автомобілів, гостьового паркування та розміщення контейнерів для побутових відходів.

Прийняті рішення забезпечують раціональне використання території, зручну транспортно-пішохідну організацію та дотримання нормативних вимог ДБН Б.2.2-12:2019 [11].

На території будівельного майданчика прийнято суцільну схему вертикального планування з урахуванням висотного положення будівлі, паркувальних місць, проїздів і функціональних майданчиків.

Поздовжні ухили автопроїзду прийнято в межах 0,005–0,0273. Проїзди обмежуються бетонним бортовим каменем, радіуси заокруглень становлять 6,00 м. Поперечний профіль автопроїзду передбачено односхилим з ухилом 0,02.

Запроектовані укоси підлягають укріпленню шляхом посіву багаторічних трав. Відведення поверхневих вод із території забезпечується за рахунок ухилів у напрямку існуючих і проєктованих автопроїздів із подальшим надходженням води до дощоприймальних ґрат та випуском у наявну мережу дощової каналізації.

Проєктом передбачено прокладання на території майданчика комплексу підземних інженерних мереж, необхідних для забезпечення нормальної експлуатації будівлі.

До складу інженерних комунікацій входять: мережі господарсько-питного, виробничого та протипожежного водопостачання; мережі побутової каналізації; мережі тепlopостачання; газопровід; кабелі зв'язку; силові кабельні лінії.

Прокладання інженерних мереж виконується з урахуванням генерального плану, нормативних відстаней між комунікаціями, умов експлуатації будівлі та вимог безпечного виконання будівельно-монтажних робіт.

Для забезпечення належних санітарно-гігієнічних умов, зручного пересування та комфортного відпочинку відвідувачів на території проєктованої ділянки передбачено комплекс заходів із благоустрою.

У складі благоустрою запроектовано: улаштування тротуарів і пішохідних підходів; майданчик для відпочинку дорослого населення; дитячий майданчик для дітей дошкільного та молодшого шкільного віку; господарський майданчик; майданчик для розміщення контейнерів для побутових відходів.

Майданчик для відпочинку дорослого населення обладнується лавами та урнами для сміття. Біля входів до будівлі також передбачено встановлення лав, декоративних ваз для квітів і урн. Як покриття тротуарів та основних майданчиків приймається асфальтобетон. У зоні головного фасаду будівлі мощення тротуарів передбачається виконати тротуарною плиткою.

Територія, вільна від забудови та твердого покриття, підлягає озелененню з улаштуванням газонів, посадкою дерев і декоративних чагарників. Прийняті рішення спрямовані на формування зручного, безпечного та естетично привабливого середовища для відвідувачів і персоналу.

3.1.3 Забезпечення доступності для маломобільних груп населення готельно-рекреаційного комплексу

Проектними рішеннями передбачено забезпечення безперешкодного доступу до будівлі для маломобільних груп населення, зокрема осіб з інвалідністю, людей похилого віку, відвідувачів із дитячими візками та осіб із тимчасовими порушеннями рухливості.

Пішохідні підходи до головного входу запроєктовано з урахуванням зручного та безпечного пересування. На ділянках перепаду висот передбачається влаштування пандусів із нормативним ухилом, неслизьким покриттям та поручнями. Ширина тротуарів і пішохідних доріжок приймається достатньою для руху людей на кріслах колісних та зустрічного розходження пішоходів [13].

Біля входу до будівлі передбачаються рівні майданчики для зручного маневрування. Вхідні двері повинні забезпечувати можливість безперешкодного проходу, а пороги, у разі їх наявності, виконуються мінімальної висоти або обладнуються похилими елементами. Покриття пішохідних зон приймається рівним, міцним і таким, що не створює небезпеки ковзання.

На автостоянці передбачається виділення спеціальних місць для паркування транспортних засобів осіб з інвалідністю, розташованих поблизу входу до будівлі. Такі місця мають відповідне маркування та забезпечують зручний підхід до пішохідної зони.

Усередині будівлі необхідно передбачити доступні шляхи руху до основних функціональних приміщень, а також можливість користування санітарно-побутовими приміщеннями для маломобільних груп населення. За потреби передбачаються інформаційні покажчики, контрастне маркування

небезпечних ділянок і тактильні елементи для орієнтації людей із порушеннями зору [13].

3.1.4 Конструктивні рішення готельно-рекреаційного комплексу

Об'єктом проєктування є чотириповерховий оздоровчий комплекс із підземним паркінгом, розташований у с. Поляниця. Проєктні рішення розроблено відповідно до завдання на виконання кваліфікаційної роботи магістра та з дотримання нормативних вимог ДБН В.2.2-9:2018 [12].

За ступенем вогнестійкості будівля належить до I ступеня, що передбачає застосування конструкцій із нормативною межею вогнестійкості та виконання відповідних протипожежних заходів.

Прив'язку будівлі на місцевості, вертикальне планування території та організацію відведення поверхневих вод передбачено відповідно до рішень генерального плану. За умовну відмітку 0,000 прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці 95,10 м.

Характеристика ґрунтової основи, а також основні конструктивні рішення підземної та надземної частин будівлі приймаються відповідно до розрахункових і проєктних креслень. Для захисту конструкцій від зволоження передбачено горизонтальну гідроізоляцію на відмітках $-0,030$ та $+0,570$ із цементно-піщаного розчину складу 1:2 завтовшки 30 мм. Вертикальну гідроізоляцію зовнішніх поверхонь цегляних стін передбачається виконувати матеріалами проникаючої дії системи «ПЕНЕТРОН». По периметру будівлі запроектовано вимощення шириною 1000 мм.

Зовнішні стіни будівлі виконуються з піногазосилікатних блоків щільністю $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$ завтовшки 300 мм. Конструкція зовнішнього огородження включає пароізоляційний шар, утеплювач Rockwool Ventirock щільністю $\gamma = 110 \text{ кг/м}^3$ завтовшки 100 мм, вітрозахисний шар та вентильовану фасадну систему з алюмокомпозитних або керамогранітних плит.

У межах зашкленних балконів зовнішні стіни передбачено виконувати з піногазосилікатних блоків із застосуванням утеплювача Rockwool Fasrock

щільністю $\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$ завтовшки 100 мм. Зовнішня поверхня таких ділянок опоряджується цементно-піщаною штукатуркою по сітці з подальшим фасадним фарбуванням.

Внутрішні стіни та перегородки будівлі виконуються з піногазосилікатних блоків щільністю $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$ завтовшки 200 мм та 100 мм. При зведенні перегородок кладку не доводять до нижньої поверхні перекриття на 30 мм, а утворений зазор заповнюють монтажною піною. Кріплення стін і перегородок до елементів каркаса, а також їх армування виконуються відповідно до робочих креслень.

Для встановлення металевих дверей у відкосах прорізів передбачається влаштування сталевих закладних деталей. Для кріплення дерев'яних дверних блоків у кладці необхідно передбачати антисептовані дерев'яні пробки розміром $120 \times 120 \times 80 \text{ мм}$ з кроком 1200 мм по висоті, але не менше двох елементів на один відкос.

Над прорізами шириною до 700 мм включно передбачено влаштування армокам'яних перемичок із прокладанням арматури на цементно-піщаному розчині міцністю на стиск 10 МПа завтовшки 30 мм. Для стін завтовшки 300 мм приймається армування 4Ø8 А400, для стін завтовшки 200 мм — 3Ø8 А400, для перегородок завтовшки 100 мм — 2Ø8 А400. Арматура повинна заводитися за межі прорізу не менше ніж на 300 мм.

Конструкція покрівлі передбачає влаштування водоізоляційного килима з двох шарів матеріалу «Акваізол»: верхній шар — марки АПП (СБС)–ПЕ–4,08 із захисним посипанням, нижній шар — марки СХ-3,0. Поверх теплоізоляції виконується цементно-піщана стяжка М150 завтовшки 30 мм, армована сіткою з арматури Ø5 Вр-I з кроком $100 \times 100 \text{ мм}$. Як теплоізоляційний шар приймаються плити Rockwool Dachrock щільністю $\gamma = 200 \text{ кг/м}^3$ завтовшки 130 мм. Для формування ухилів передбачено шар легкого бетону «Бетолайт» щільністю $\gamma = 300 \text{ кг/м}^3$ змінної товщини 20–200 мм. Пароізоляцію виконують шляхом дворазового фарбування гарячим бітумом. Основою покрівлі є монолітна залізобетонна плита. Водовідведення з покрівлі прийнято внутрішнім.

У місцях примикання покрівлі до парпетів і вздовж карнизів додатково укладають два шари водоізоляційного килима «Акваізол». Блискавкозахисна сітка виконується відповідно до креслень електротехнічного розділу.

Двері сходових кліток, а також протипожежні двері технічних приміщень передбачаються самозачинними, з ущільнювачами та дверними доводчиками. Протипожежні двері повинні мати відповідні сертифікати і встановлюватися спеціалізованими організаціями. Після монтажу дверних і віконних блоків зазори необхідно ретельно заповнити монтажною піною, а відкоси — оштукатурити.

Після прокладання сантехнічних та електротехнічних комунікацій отвори в перекриттях, стінах і перегородках закладають цементно-піщаним розчином М100. Улаштування покриттів підлог виконується після завершення робіт зі зведення перегородок.

Зовнішнє оздоблення будівлі передбачено у вигляді навісної утепленої фасадної системи. На основних площинах фасадів застосовуються алюмокомпозитні панелі, а на першому та другому поверхах — навісна фасадна система з керамогранітних плит. Колірне рішення фасадів прийнято у жовто-коричневій гамі, забарвлення панелей — заводського виконання.

Внутрішнє оздоблення стін і перегородок із піногазосилікатних блоків, а також монолітних залізобетонних поверхонь передбачає виконання покращеної штукатурки цементно-вапняним розчином. Подальше фарбування стін і перегородок приймається згідно з відомістю опорядження приміщень. Металеві вироби, включаючи двері, пофарбовуються двома шарами емалі ПФ-115 по ґрунтовці ГФ-0119.

Вогнезахист сталевих конструкцій виконується спеціальними вогнезахисними складами, що забезпечують нормативну межу вогнестійкості. Роботи з вогнезахисту повинні виконуватися за окремим проєктом спеціалізованою організацією, яка має відповідний дозвіл на виконання таких робіт.

Під час виконання будівельно-монтажних робіт необхідно оформлювати акти огляду прихованих робіт, зокрема на влаштування гідроізоляції, підготовки під підлоги, встановлення арматури для кріплення стін, монтаж закладних виробів, улаштування перемичок, звукоізоляції, утеплення стін, заповнення зазорів монтажною піною та виконання покрівельних робіт.

Усі матеріали, що застосовуються під час будівництва, повинні бути сертифіковані та дозволені до використання в Україні. Будівельно-монтажні роботи необхідно виконувати відповідно до проєкту виконання робіт із дотриманням вимог чинних будівельних норм і правил пожежної безпеки [14]. Заходи щодо виконання робіт у зимовий період цим проєктом не передбачені. Роботи повинні виконуватися організаціями, які мають відповідні дозвільні документи.

3.1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої огорожувальної конструкції готельно-рекреаційного комплексу

Теплотехнічний розрахунок зовнішньої огорожувальної конструкції виконано відповідно до вимог ДБН В.2.6-31:2021 [15]. Будівля є опалювальною. Розрахункова температура внутрішнього повітря приймається: $t_b = 18^\circ\text{C}$. Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря для району будівництва приймається: $t_n = -28^\circ\text{C}$.

Опір теплопередачі огорожувальної конструкції R_0 повинен бути не меншим за необхідний опір теплопередачі $R_0^{\text{тр}}$.

Необхідний опір теплопередачі визначається за формулою:

$$R_0^{\text{тр}} = \frac{n(t_b - t_n)}{\Delta t^{\text{н}} \cdot \alpha_b} \quad (5)$$

де n — коефіцієнт, що враховує положення зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції відносно зовнішнього повітря, приймається $n = 1$; $\Delta t^{\text{н}}$ — нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря та температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції,

приймається: $\Delta t^H = 8^\circ C$; α_B — коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції: $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ C)$.

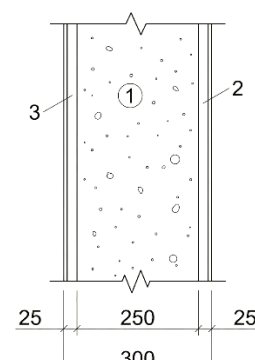
$$\text{Тоді: } R_0^{\text{тр}} = \frac{1(18 - (-28))}{8 \cdot 8,7} = 0,66 \text{ м}^2 \cdot ^\circ C/\text{Вт}.$$

Термічний опір окремого шару конструкції визначається за формулою:

$$R = \frac{\delta}{\lambda}, \quad (6)$$

де δ — товщина шару, м; λ — розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу, $\text{Вт}/(\text{м} \cdot ^\circ C)$.

Таблиця 1 – Специфікація елементів та схема зовнішньої огорожувальної конструкції

	Найменування	Товщина, мм	Матеріал (типовий)
	Несучий/самонесучий шар стіни	250	Монолітний бетон / Блок
	Опоряджувальний шар (зовнішній)	25	Цементно-піщаний розчин
	Опоряджувальний шар (внутрішній)	25	Штукатурний шар
	Загальна товщина	300	

Загальна теплова інерція огорожувальної конструкції визначається за формулою:

$$D = R_1 S_1 + R_2 S_2 + \dots + R_n S_n, \quad (7)$$

де $R_1, R_2, \dots, R_n$ — термічні опори окремих шарів конструкції; $S_1, S_2, \dots, S_n$ — розрахункові коефіцієнти теплосвоєння матеріалів окремих шарів.

Для прийнятої конструкції зовнішньої стіни:

$$R_2 = R_3 = \frac{0,025}{0,93} = 0,027 \text{ м}^2 \cdot ^\circ C/\text{Вт},$$

$$R_1 = \frac{0,25}{0,26} = 0,96 \text{ м}^2 \cdot ^\circ C/\text{Вт}.$$

Теплова інерція конструкції становить:

$$D = 0,016 \cdot 11,09 + 0,016 \cdot 11,09 + 0,96 \cdot 3,91 = 4,1$$

Загальний опір теплопередачі огорожувальної конструкції визначається за формулою:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_1 + R_2 + R_3 + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}}, \quad (8)$$

де $\alpha_{\text{н}}$ — коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції: $\alpha_{\text{н}} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ \text{C})$.

$$\text{Тоді: } R_0 = \frac{1}{8,7} + 0,016 + 0,027 + 0,96 + \frac{1}{23} = 1,161 \text{ м}^2 \cdot ^\circ \text{C}/\text{Вт}.$$

Порівнюємо отримане значення з необхідним опором теплопередачі: $R_0 = 1,161 \text{ м}^2 \cdot ^\circ \text{C}/\text{Вт} > R_0^{\text{тр}} = 0,66 \text{ м}^2 \cdot ^\circ \text{C}/\text{Вт}$.

Отже, прийнята конструкція зовнішньої стіни відповідає вимогам теплотехнічного розрахунку, оскільки її фактичний опір теплопередачі перевищує мінімально необхідне значення. Конструкція може бути прийнята для подальшого проєктування.

3.2 Розрахунок та проєктування підземної та надземної частини готельно-рекреаційного комплексу

Залізобетонні несучі конструкції будівлі прийнято відповідно до об'ємно-планувальних і конструктивних рішень, передбачених завданням на виконання кваліфікаційної роботи магістра. Основу будівлі становить монолітна залізобетонна фундаментна плита товщиною 400 мм, яка забезпечує сприйняття та передавання навантажень від надземної частини споруди на ґрунтову основу. Несучий каркас будівлі запроєктовано у вигляді системи монолітних залізобетонних колон круглого перерізу діаметром 500 мм. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою колон, перекриттів і монолітних залізобетонних діафрагм жорсткості товщиною 200 мм. Міжповерхові перекриття прийнято монолітними залізобетонними плитами товщиною 200 мм, що працюють як горизонтальні диски жорсткості та забезпечують передавання навантажень на вертикальні несучі елементи.

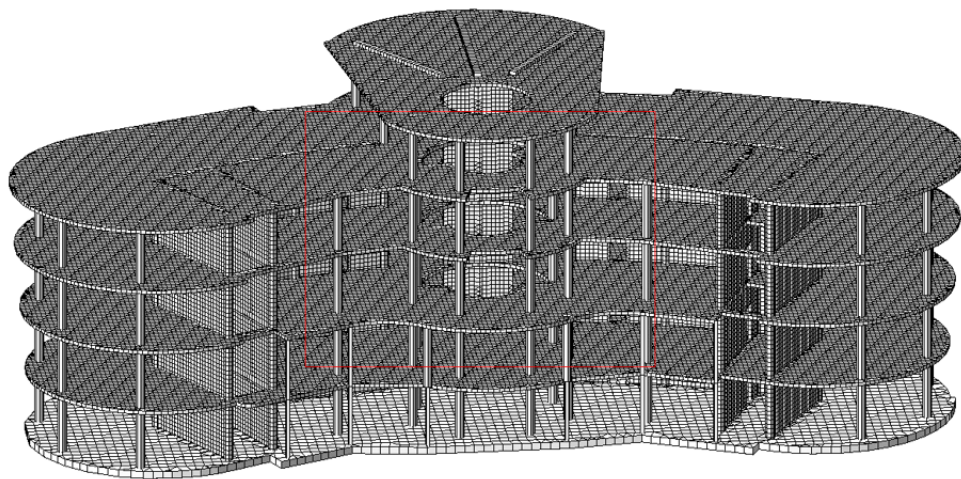


Рисунок 25 – Просторова геометрична модель готельно-рекреаційного комплексу

3.2.1 Збір навантажень

Збір навантажень виконано для подальшого формування розрахункової моделі будівлі та визначення зусиль у несучих конструкціях. У розрахунку враховано постійні навантаження від конструкцій підлоги, покрівлі, зовнішніх стін і перегородок, а також тимчасові експлуатаційні та снігові навантаження.

Нормативні значення навантажень прийнято відповідно до складу конструктивних шарів і функціонального призначення приміщень. Розрахункові значення визначено шляхом множення нормативних навантажень на відповідні коефіцієнти надійності за навантаженням. Отримані навантаження розподілено за характером дії на постійні, тривалі та короточасні [16].

Таблиця 2 – Збір навантажень

№ з/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження × коефіцієнт надійності за навантаженням, кг/м ²	Постійне, кг/м ²	Тривале, кг/м ²	Короткочасне, кг/м ²
1	Конструкція підлоги				
1.1	Керамічна плитка товщиною 10 мм	20×1,2	24,0	—	—
1.2	Цементно-піщана стяжка з піногранулами товщиною 90 мм	75×1,3	87,1	—	—

1.3	Пароізоляція з одного шару гідроізолу	5×1,3	6,5	—	—
2	Конструкція покрівлі				
2.1	М'яка черепиця	40×1,1	44,0	—	—
2.2	Вологостійка фанера	20×1,1	22,0	—	—
2.3	Обрешітка з брусків 100 × 32 мм	18×1,3	23,4	—	—
2.4	Кроквяна нога перерізом 100 × 180 мм	22×1,3	28,6	—	—
2.5	Підшивка з дошки товщиною 16 мм	16×1,3	20,8	—	—
2.6	Стяжка по ухилу	40×1,3	52,0	—	—
3	Інші навантаження				
3.1	Гіпсокартонні перегородки товщиною 120 мм	50×1,3	—	65,0	—
3.2	Тимчасове рівномірно розподілене навантаження	200×1,2	—	0,85	240,0
3.3	Навантаження на ригель від зовнішніх стін	640×1,3	1100,0	—	—
3.4	Снігове навантаження	83×1,14	—	17,2	—

Для формування розрахункової схеми будівлі було прийнято комплекс постійних, тривалих, короточасних і сейсмічних навантажень відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 [17].

Навантаження № 1 — постійні навантаження

До постійних навантажень віднесено власну вагу несучих і огорожувальних конструкцій будівлі. Власна вага залізобетонних елементів враховується автоматично за питомою вагою бетону: $\rho = 27,5 \text{ кН/м}^3$.

Також у розрахунковій моделі враховано: навантаження від зовнішніх стін із газобетону товщиною 400 мм: $q = 11,0 \text{ кН/м}$; навантаження від конструкції підлоги: $q = 1,3 \text{ кН/м}^2$; навантаження від конструкції покрівлі: $q = 1,9 \text{ кН/м}^2$.

Навантаження № 2 — тривалі тимчасові навантаження

До тривалих тимчасових навантажень віднесено навантаження на перекриття від перегородок та квазіпостійну частину експлуатаційного навантаження: $Q = 1,5 \text{ кН/м}^2$.

Для покриття враховано квазіпостійну частину снігового навантаження: $Q_s = 0,2 \text{ кН/м}^2$.

Навантаження № 3 — короточасні тимчасові навантаження

Короточасне навантаження на перекриття прийнято відповідно до вимог ДБН В.1.2-2:2006 [17]: $Q = 2,4 \text{ кН/м}^2$. Короточасне снігове навантаження на покриття прийнято: $S = 0,95 \text{ кН/м}^2$.

Сейсмічні навантаження

Сейсмічні навантаження задано окремо для двох взаємно перпендикулярних напрямків дії: по осі X — навантаження № 4; по осі Y — навантаження № 5.

Сейсмічність ділянки будівництва прийнято 8 балів. У програмному комплексі ЛПРА сейсмічний вплив задається як динамічне навантаження № 36 згідно з нормативним підходом ДБН України [17, 18]. При цьому виконується облік мас від відповідних статичних навантажень.

Таблиця 3 – Сейсмічні навантаження

№ динамічного навантаження	№ відповідного статичного навантаження для обліку мас/ Коефіцієнт перетворення мас
4	1/0,95
4	2/0,90
4	3/0,80
5	1/0,95
5	2/0,90
5	3/0,80

У таблиці динамічних навантажень прийнято такі параметри сейсмічного впливу: найменування впливу — сейсмічний вплив за ДБН України; кількість врахованих форм коливань — 20; поправний коефіцієнт для сейсмічних сил — 1,00; тип споруди — 1, тобто житлові, громадські та виробничі будівлі; категорія ґрунту — $G = 2$; відносне прискорення ґрунту: $a_0 = 0,3g$; відношення максимального вертикального прискорення ґрунту до горизонтального: 0,5; коефіцієнт непружної деформації: $K_1 = 0,30$; коефіцієнт відповідальності споруди: $K_2 = 1,00$; коефіцієнт нелінійного деформування ґрунту: $K_{гр} = 1,00$.

Напрявні косинуси рівнодійної сейсмічного впливу прийнято такими:

- для навантаження № 4, напрямок X: $C_X = 1; C_Y = 0; C_Z = 0$;
- для навантаження № 5, напрямок Y: $C_X = 0; C_Y = 1; C_Z = 0$.

Поєднання навантажень

Розрахункові поєднання навантажень сформовано з урахуванням вимог чинних нормативних документів, що регламентують визначення навантажень і впливів на будівельні конструкції, а також положень щодо проєктування будівель у сейсмічних районах.

Прийняті коефіцієнти розрахункових сполучень зусиль наведено на рис. 26.

№ завантаження	Найменування завантаження	PCY 1	PCY 2	PCY 3, особливе сейсмічне
1	Постійне навантаження	1,00	1,00	0,90
2	Тимчасове тривале навантаження	1,00	0,95	0,80
3	Тимчасове короточасне навантаження	1,00	0,80	0,50
4	Сейсмічне навантаження у напрямку X	0,00	0,00	1,00
5	Сейсмічне навантаження у напрямку Y	0,00	0,00	1,00

Рисунок 26 – Розрахункові сполучення зусиль

3.2.2 Побудова скінченно-елементної моделі

Побудову скінченно-елементної моделі будівлі виконано з урахуванням прийнятої конструктивної схеми, геометричних параметрів несучих елементів, фізико-механічних характеристик матеріалів і властивостей ґрунтової основи. Розрахунок просторової моделі споруди здійснювався у програмному комплексі ЛПРА. Перевірку залізобетонних елементів за граничними станами виконано у модулі «ЛПР-АРМ».

Для монолітних залізобетонних конструкцій каркаса, фундаментної плити та плит перекриття прийнято бетон класу C20/25.

Для робочого армування залізобетонних конструкцій прийнято гарячекатану стрижневу арматуру періодичного профілю класу A400C. Для поперечного та конструктивного армування передбачено застосування арматури класу A240C.

Для врахування роботи ґрунтової основи при побудові розрахункової моделі використано інженерно-геологічні характеристики ґрунтів. Вони застосовувалися для визначення коефіцієнтів постелі C1 і C2, що характеризують деформативні властивості основи під фундаментною плитою.

Таблиця 4 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів основи

№ ПЕ	Модуль деформації E , кН/м ²	Питома вага ρ , кН/м ³	Питоме зчеплення c , кПа	Кут внутрішнього тертя φ , град	Коефіцієнт Пуассона ν	Потужність шару H , м
1	31 000	22,1	77	38	0,27	1,5
2	—	25,5	—	—	0,30	10,0

Особливості розрахункової моделі

У скінченно-елементній моделі враховано основні несучі конструкції будівлі: фундаментну плиту, колони, діафрагми жорсткості та плити перекриття. Просторова модель дозволяє оцінити напружено-деформований стан будівлі, визначити переміщення, внутрішні зусилля в елементах каркаса, реакції основи та виконати підбір армування залізобетонних конструкцій.

Застосування програмного комплексу ЛПРА забезпечує можливість комплексного аналізу роботи системи «ґрунтова основа — фундамент — будівля» з урахуванням заданих навантажень, жорсткісних характеристик конструкцій і параметрів ґрунтової основи.

Геометрія скінченно-елементної моделі

Фундаментну плиту змодельовано пластинчастими кінцевими елементами товщиною 400 мм. Для врахування роботи плити на ґрунтовій основі були задані коефіцієнти пружної основи: $C_1 = 2400 \text{ кН/м}^3$, $C_2 = 28960$.

Зазначені коефіцієнти визначені програмним комплексом ЛІРА на основі прийнятих інженерно-геологічних характеристик ґрунтів.

Плити перекриття прийнято у вигляді пластинчастих елементів товщиною 200 мм, що забезпечують моделювання їхньої роботи як горизонтальних дисків жорсткості. Діафрагми жорсткості також змодельовано пластинчастими кінцевими елементами товщиною 200 мм, які сприймають горизонтальні навантаження та забезпечують просторову стійкість будівлі.

Вертикальні несучі елементи каркаса представлені колонами круглого перерізу діаметром 500 мм. У розрахунковій схемі вони змодельовані просторовими стрижневими кінцевими елементами.

Для забезпечення сумісної роботи конструкцій у просторовій моделі всі вузли сполучення колон, плит перекриття, діафрагм жорсткості та фундаментної плити прийнято жорсткими.

3.2.3 Розрахунок армування несучих конструкцій

Розрахунок необхідного армування несучих залізобетонних конструкцій будівлі виконано у розрахунковому модулі ЛІРА-АРМ за результатами просторового скінченно-елементного розрахунку будівлі. Підбір арматури здійснювався з урахуванням діючих зусиль, граничних станів за міцністю, деформативністю та тріщиностійкістю.

Для розрахунку прийнято такі характеристики матеріалів: бетон класу С20/25; допустима ширина розкриття тріщин: для тривалої дії навантаження — 0,3 мм; для короткочасної дії навантаження — 0,4 мм; поздовжня робоча арматура — класу А400С; поперечна та конструктивна арматура — класу А240С.

Відстань від зовнішньої грані елемента до центра ваги робочої арматури прийнято залежно від типу конструкції: для фундаментної плити: верхня арматура — 5 см, нижня арматура — 5 см; для плит перекриття:

верхня арматура — 4 см, нижня арматура — 4 см; для діафрагм жорсткості: арматура з обох сторін прийнята з відступом 4 см від грані елемента.

За результатами розрахунку в модулі ЛІРА-АРМ визначено необхідну площу робочої арматури для основних несучих елементів будівлі. Подальше армування фундаментної плити, плит перекриття, колон і діафрагм жорсткості виконувалося відповідно до отриманих розрахункових схем та епюр необхідного армування.

3.2.4 Результати розрахунку скінченно-елементної моделі

Розрахунок просторової скінченно-елементної моделі будівлі виконано у програмному комплексі ЛІРА 2016 R5. У процесі розрахунку були визначені форми власних коливань, виконано облік мас, сформовано динамічні навантаження та розрахункові поєднання зусиль.

Для сейсмічних завантажень було враховано 20 форм коливань. За результатами ітераційного процесу необхідна точність розрахунку була досягнута після 13 ітерацій, що свідчить про збіжність розрахункової схеми. Максимальна отримана частота власних коливань становила 7,00 Гц.

Після визначення форм коливань програмою було виконано обчислення динамічних сил для сейсмічних завантажень у двох взаємно перпендикулярних напрямках. Далі здійснено накопичення навантажень основної схеми, визначення сумарних вузлових навантажень, обчислення переміщень та внутрішніх зусиль у несучих елементах будівлі.

Загальний час виконання розрахунку склав 26,27 хв, після чого програмою було сформовано результати для подальшого аналізу напружено-деформованого стану та підбору армування залізобетонних конструкцій.

Для подальшого аналізу результатів розрахунку та підбору арматури в модулі ЛІРА-АРМ використовуються такі умовні позначення площ армування.

Для стрижневих елементів: AU1 — площа кутової нижньої поздовжньої арматури в лівому нижньому куті перерізу; AU2 — площа кутової нижньої поздовжньої арматури в правому нижньому куті перерізу; AU3 — площа кутової

верхньої поздовжньої арматури в лівому верхньому куті перерізу; AU4 — площа кутової верхньої поздовжньої арматури в правому верхньому куті перерізу; AS1 — площа нижньої поздовжньої арматури; AS2 — площа верхньої поздовжньої арматури; AS3 — площа бічної поздовжньої арматури біля лівої грані перерізу; AS4 — площа бічної поздовжньої арматури біля правої грані перерізу.

Для пластинчастих елементів площа армування визначається у $\text{см}^2/\text{п.м.}$: AS1 — площа нижньої арматури у напрямку X; AS2 — площа верхньої арматури у напрямку X; AS3 — площа нижньої арматури у напрямку Y; AS4 — площа верхньої арматури у напрямку Y.

Поперечна арматура задається такими позначеннями: ASW1 — поперечна арматура у напрямку X для пластин або вертикальна поперечна арматура для стрижнів; ASW2 — поперечна арматура у напрямку Y для пластин або горизонтальна поперечна арматура для стрижнів.

Також у результатах розрахунку наводиться ширина розкриття тріщин для короткочасної та тривалої дії навантажень, що дозволяє оцінити тріщиностійкість залізобетонних елементів.

Результати підбору арматури виводяться програмою у декілька рядків:

рядок 1 — повна арматура, підібрана за I та II групами граничних станів;

рядок 2 — арматура, підібрана за I групою граничних станів;

рядок 3 — арматура, обумовлена крученням;

рядок 4 — номери стадій монтажу останнього нарощування арматури.

Армування елементів конструкції

Армування несучих елементів конструкції приймається за результатами розрахунку, виконаного у програмному комплексі ЛПРА.

Фонове армування передбачає встановлення робочої арматури на площі 1 м^2 із прийнятим кроком 200 мм. Додаткове армування також приймається на площі 1 м^2 із кроком 200 мм і передбачається в місцях концентрації зусиль, зокрема в зонах спирання колон на фундаментну плиту.

За результатами аналізу графічних матеріалів розрахунку встановлено, що для нижньої зони фундаментної плити як фонове армування доцільно прийняти сітку зі стрижнів Ø14 A400C з кроком 200 мм.

Водночас у зонах спирання колон спостерігається підвищена концентрація зусиль, тому в цих ділянках необхідно передбачити додаткове посилення арматурою Ø36 A400C. Згідно із сортаментом арматури, площа перерізу п'яти стрижнів Ø36 A400C становить: $A_s = 50,90 \text{ см}^2$.

Площа фонового армування зі стрижнів Ø14 A400C становить: $A_{s,\phi} = 7,69 \text{ см}^2$.

Тоді необхідна площа додаткового армування визначається як різниця: $A_{s,\text{дод}} = 50,90 - 7,69 = 43,21 \text{ см}^2$.

Отримане значення відповідає застосуванню додаткової арматури Ø36 A400C, оскільки різниця між необхідною та прийнятою площею армування є незначною.

Додаткове армування в зоні спирання колон виконується з урахуванням необхідної довжини анкерування. Для арматури Ø36 A400C згідно з вимогами ДСТУ 3760:2006 довжина анкерування приймається: $l_{\text{ан}} = 64d = 64 \cdot 36 = 2304 \text{ мм}$.

Отже, додаткові стрижні Ø36 A400C повинні заводитися за межі розрахункової зони підсилення не менше ніж на 2304 мм, що забезпечує надійне анкерування арматури та сприйняття розрахункових зусиль у нижній зоні фундаментної плити.

3.2.5 Розрахунок і конструювання колони

У даному підрозділі виконується розрахунок колони першого поверху. Колона сприймає вертикальні навантаження від власної ваги, ваги колон вищерозташованих поверхів, міжповерхових перекриттів, конструкцій покриття, а також тимчасових корисних і снігових навантажень.

Власна вага колон визначається за формулою:

$$G_{\text{col}} = H_{\text{col}} \times b \times h \times 25 \times 0,95 \times 1,1 \quad (9)$$

$$G_{col} = 20,63 \times 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 0,95 \times 1,1 = 86,23 \text{ кН.}$$

Для забезпечення жорсткого закладення колони у фундаменті приймається глибина закладення: $h_3 = 15 \times h = 15 \times 0,4 = 0,6 \text{ м.}$

Розрахункова висота першого поверху з урахуванням закладення колони визначається як:

$$H_1 = h_3 + 0,15 + H_{пов} + 0,6 \quad (10)$$

$$H_1 = h_3 + 0,15 + H_{пов} + 0,6 = 0,6 + 0,15 + 3,0 + 1,78 + 0,7 = 6,23 \text{ м}$$

Сумарна висота колон у межах будівлі становить: $H_{col} = 20,63 \text{ м.}$

Вантажна площа, що припадає на одну колону, визначається як добуток кроку колон у поздовжньому та поперечному напрямках:

$$S_{гр} = l_1 \cdot l_2 \quad (11)$$

$$S_{гр} = l_1 \cdot l_2 = 6 \cdot 6 = 36 \text{ м}^2.$$

Навантаження від перекриттів усіх поверхів визначається за формулою:

$$G_{пер} = (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6) \cdot S_{гр} = 2026,8 \text{ кН} \quad (12)$$

де навантаження по поверхах становлять:

$$q_1 = q_{соб} + q_{пол} = 5,50 + 1,0 = 6,5 \text{ кН}$$

$$q_2 = q_{соб} + q_{пол} + q_{пер} = 5,50 + 1,0 + 1,0 = 7,5 \text{ кН}$$

$$q_3 = q_{соб} + q_{пол} + q_{пер} = 5,50 + 1,0 + 3,0 = 9,5 \text{ кН}$$

$$q_4 = q_{соб} + q_{пол} + q_{пер} = 5,50 + 1,0 + 4,50 = 11,0 \text{ кН}$$

$$q_5 = q_{соб} + q_{пол} + q_{пер} = 5,50 + 1,0 + 6,40 = 12,9 \text{ кН}$$

$$q_6 = q_{соб} + q_{пол} + q_{пер} = 5,50 + 1,0 + 2,40 = 8,90 \text{ кН}$$

Навантаження від горищного перекриття становить:

$$G_{гор} = S_{гр}(q_{соб} + q_{пол} + q_{пер}) \quad (13)$$

$$G_{гор} = 36(5,50 + 1,0 + 1,0) = 270 \text{ кН.}$$

Навантаження від конструкцій покриття визначається за формулою:

$$G_{пок} = (q_{соб} + q_{кр})S_{гр} \quad (14)$$

$$G_{пок} = (5,50 + 2,12) \cdot 36 = 274,32 \text{ кН.}$$

Повне тимчасове навантаження на перекриття становить:

$$G_t = S_{гр}(p_{люд1} \cdot n_{п} + p_{люд2}) \quad (15)$$

$$G_t = 36(1,95 \cdot 6 + 0,91) = 453,96 \text{ кН.}$$

Снігове навантаження на покриття визначається з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням:

$$G_{sn} = q_{sn} \cdot S_{гр} \cdot \gamma_f \quad (16)$$

$$G_{sn} = 1,0 \cdot 36 \cdot 1,4 = 50,4 \text{ кН.}$$

Тоді повне вертикальне навантаження на колону становить:

$$N = G_{пер} + G_{гор} + G_{пок} + G_t + G_{sn} \quad (17)$$

$$N = 2026,8 + 270 + 274,32 + 453,96 + 50,4 = 3075,48 \text{ кН.}$$

Отримане значення вертикального навантаження використовується для подальшого розрахунку та конструювання колони першого поверху за міцністю, стійкістю і підбором необхідного поздовжнього та поперечного армування.

3.2.6 Розрахунок міцності та конструювання колони

Розрахунок виконується для колони першого поверху, яка сприймає вертикальні навантаження від власної ваги конструкцій, колон вищерозташованих поверхів, плит перекриття, покриття, а також тимчасових експлуатаційних і снігових навантажень.

Розрахункову довжину колони першого поверху приймаємо з урахуванням умов її закріплення:

$$l_0 = 0,7H, \quad (18)$$

де H — висота поверху.

$$l_0 = 0,7H = 0,7 \cdot 3,0 = 2,1 \text{ м.}$$

Для визначення характеру роботи колони перевіряємо співвідношення розрахункової довжини до висоти перерізу: $l_0 \leq 20h$, $2,1 \leq 20 \cdot 0,4 = 8,0$.

Оскільки умова виконується, колону можна розраховувати як стиснутий залізобетонний елемент із випадковим ексцентриситетом прикладання поздовжнього зусилля.

Несуча здатність колони визначається за формулою:

$$N = \varphi[R_b A_b + R_s(A_s + A'_s)] \quad (19)$$

де N — розрахункове поздовжнє навантаження на колону; φ — коефіцієнт, що враховує вплив гнучкості елемента; R_b — розрахунковий опір бетону осьовому стиску; R_s — розрахунковий опір арматури; A_b — площа бетонного перерізу колони; A_s, A'_s — площі поздовжньої арматури біля протилежних граней перерізу.

Площа поперечного перерізу колони становить: $A_b = b \cdot h = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2$. Армвання приймаємо симетричним, тобто: $A_s = A'_s$.

Тоді необхідна площа арматури біля однієї грані колони визначається за залежністю:

$$A_s = A'_s = \frac{N - \varphi R_b A_b}{2 \varphi R_s} \quad (20)$$

Після підстановки розрахункових значень отримуємо:

$$A_s = A'_s = \frac{10^{-3} \cdot 3075,48 - 0,91 \cdot 14,5 \cdot 0,16}{2 \cdot 0,91 \cdot 365} = 4,63 \text{ см}^2.$$

За результатами розрахунку мінімально необхідна площа арматури біля однієї грані становить $4,63 \text{ см}^2$. Попередньо можна прийняти по два стрижні Ø18 А400С з кожного боку колони, площа яких становить: $A_s = 5,09 \text{ см}^2$.

Однак прийняте армування додатково перевіряється за конструктивними вимогами. Для колон рекомендований коефіцієнт армування приймається в межах: $\mu = 0,01 \dots 0,02$.

Коефіцієнт армування визначається за формулою:

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{A_b} \quad (21)$$

Мінімальна площа поздовжньої арматури біля однієї грані за конструктивною вимогою становить:

$$A_s = A'_s = 0,5 \mu A_b \quad (22)$$

$$A_s = A'_s = 0,5 \cdot 0,01 \cdot 0,16 = 0,0008 \text{ м}^2 = 8 \text{ см}^2.$$

Оскільки площа двох стрижнів Ø18 А400С не забезпечує мінімальну конструктивну вимогу, остаточно приймаємо армування колони з кожного боку двома стрижнями Ø25 А400С: $A_s = 9,82 \text{ см}^2$.

Таким чином, прийняте армування забезпечує необхідну несучу здатність колони за умовами міцності та відповідає конструктивним вимогам до армування стиснутих залізобетонних елементів.

3.2.7 Розрахунок і проектування монолітного безбалкового перекриття

Монолітні безбалкові перекриття широко застосовуються у житлових, громадських, адміністративних, офісних та торговельних будівлях. Їх використання є доцільним у випадках, коли необхідно забезпечити раціональне використання внутрішнього простору, зменшити будівельну висоту поверху та отримати рівну стельову поверхню без виступаючих балок.

Монолітне безбалкове перекриття являє собою залізобетонну плиту, яка безпосередньо спирається на колони або стіни. Така конструктивна схема забезпечує простоту архітектурно-планувальних рішень, зручність прокладання інженерних комунікацій та зменшення обсягів опоряджувальних робіт.

У даному розділі виконується проектування монолітного залізобетонного безбалкового перекриття будівлі. За класом наслідків об'єкт належить до СС2, тобто до будівель із середніми наслідками відповідальності. Коефіцієнт надійності за відповідальністю приймається: $\gamma_n = 0,95$.

До плити монолітного безбалкового перекриття висуваються вимоги третьої категорії тріщиностійкості, що враховується при підборі робочої арматури та перевірці експлуатаційної придатності конструкції.

Розрахункові характеристики матеріалів

Для несучих елементів перекриття прийнято важкий бетон класу С18/20. При коефіцієнті умов роботи бетону: $\gamma_{b2} = 0,9$ приймаються такі розрахункові характеристики бетону: $R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$ МПа; $R_{b,ser} = 15$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,4$ МПа; $E_b = 24000$ МПа.

Для робочого армування приймається арматура класу А400С. У розрахункових залежностях для арматури приймаються такі характеристики: $R_s = 355$ МПа, $E_s = 200000$ МПа.

Для конструктивного та поперечного армування може застосовуватися холоднотягнутий арматурний дріт періодичного профілю класу Вр-I.

Конструктивне рішення перекриття

Безбалкове перекриття проєктується з урахуванням типового тимчасового нормативного навантаження для житлових та офісних приміщень, яке приймається: $q = 1,5 \text{ кН/м}^2$.

Для забезпечення раціональної роботи плити приймається прямокутна сітка колон. Найбільш економічними вважаються перекриття з квадратною або близькою до квадратної сіткою колон, оскільки при цьому забезпечується більш рівномірний розподіл згинальних моментів у двох напрямках. У даному випадку приймається основний крок колон: $6 \times 6 \text{ м}$.

У безбалкових перекриттях можливе застосування полегшених конструктивних рішень. Зокрема, у розтягнутих зонах міжколонних полів частина бетону може бути вилучена або замінена легкими пустотілими вкладишами зі скла, бетону, кераміки чи інших матеріалів. Таке рішення дозволяє зменшити власну вагу перекриття, скоротити витрати бетону та арматури, зберігаючи при цьому необхідну несучу здатність і жорсткість конструкції.

Порівняно з монолітними балковими перекриттями безбалкові системи мають низку переваг: зменшення будівельної висоти поверху; спрощення опалубних і бетонних робіт; відсутність виступаючих балок на стелі; зменшення обсягів оздоблювальних робіт; покращення санітарно-гігієнічних умов експлуатації приміщень; зручність розміщення інженерних мереж.

При тимчасових навантаженнях на перекриття $2,0 \text{ кН/м}^2$ і більше безбалкові перекриття можуть бути економічно доцільнішими порівняно з балковими системами.

Товщина монолітної безбалкової плити приймається з умови забезпечення необхідної жорсткості. Для важкого та легкого бетону орієнтовну товщину плити

визначають за залежністю: $h_{pl} = \left(\frac{1}{30} \cdots \frac{1}{40}\right) l_{max}$, де l_{max} — найбільший проліт плити.

З урахуванням прийнятого кроку колон та умов роботи перекриття приймаємо товщину плити: $h_{pl} = 200$ мм.

Монолітна залізобетонна плита безбалкового перекриття розглядається як конструкція, що може спиратися на стіни по одній, двох або трьох сторонах, а також безпосередньо на колони в межах міжколонних полів. Для розрахунку плита умовно поділяється на окремі ділянки, після чого виконується перевірка найбільш навантажених перерізів.

Особливу увагу при проектуванні безбалкових перекриттів необхідно приділяти перевірці плити на продавлювання в зоні спирання на колони. Товщина плити повинна забезпечувати достатню несучу здатність при дії зосереджених навантажень у приопорних зонах.

Армування перекриття передбачається зварними сітками та просторовими або плоскими арматурними каркасами. Розташування робочої арматури приймається відповідно до характеру розподілу згинальних моментів: у прольотних зонах основна розтягнута арматура розміщується в нижній частині плити, а над опорами — у верхній зоні.

Методика розрахунку плити

Розрахунок монолітних безбалкових перекриттів може виконуватися за методом граничної рівноваги з урахуванням дії суцільного та смугового навантаження. На стадії граничного стану плита розглядається як система жорстких ланок, з'єднаних між собою лінійними пластичними шарнірами.

Експериментальні і теоретичні дослідження показують, що для безбалкових плит найбільш небезпечними є два основні варіанти тимчасового навантаження: смугове навантаження через проліт; суцільне навантаження по всій площі плити.

При дії смугового навантаження на один ряд панелей у граничному стані утворюються три паралельні лінійні пластичні шарніри. Один із них формується

в прольоті по осі завантаженої панелі, а два опорні шарніри розташовуються поблизу колон. Відстань від осей колон до опорних пластичних шарнірів залежить від форми та розмірів капітелей або зон підсилення плити.

Прольотні та опорні пластичні шарніри поділяють панель на окремі жорсткі ланки. Розрахунок при смуговому навантаженні виконується з умови рівноваги моментів усіх сил, прикладених до відповідної жорсткої ланки. При цьому враховується проліт: $l_{max} - c_2$ та ширина ділянки, що дорівнює: l_{max} .

Рівновага моментів розглядається відносно осі, яка проходить через центр тяжіння перерізу в місці утворення опорного лінійного пластичного шарніра.

Крайні панелі перекриття додатково перевіряються за схемами руйнування, що залежать від умов їх спирання на стіни, колони або крайові елементи каркаса.

При суцільному навантаженні на середні панелі плити в прольотах утворюються пластичні шарніри, паралельні рядам колон. Вони поділяють плиту на чотири жорсткі ланки. Над кожною колоною або капітеллю формуються опорні пластичні шарніри, осі яких, як правило, розташовуються під кутом близько 45° до напрямків рядів колон.

У прольотних пластичних шарнірах тріщини розкриваються з нижньої поверхні плити, тоді як у приопорних зонах — з верхньої поверхні. Саме тому армування безбалкової плити повинно враховувати різний характер роботи прольотних і опорних ділянок.

Таким чином, прийнята конструктивна схема монолітного безбалкового перекриття з кроком колон 6×6 м і товщиною плити 200 мм забезпечує раціональну роботу конструкції під дією постійних і тимчасових навантажень. Подальший розрахунок виконується з урахуванням перевірки міцності, тріщиностійкості, деформативності та продавлювання в зонах спирання плити на колони.

Статичний розрахунок плити

Статичний розрахунок монолітної плити перекриття виконується на основі методу граничної рівноваги. При цьому розглядається рівновага моментів усіх

зовнішніх і внутрішніх сил, що діють на жорстку ланку плити відносно осі, яка проходить через центр тяжіння перерізу в місці утворення опорного лінійного пластичного шарніра.

Граничне навантаження, що припадає на чверть панелі, визначається за формулою:

$$q_{max} = \frac{1}{4}(g + v)l_1l_2 \quad (23)$$

де g — постійне навантаження; v — тимчасове навантаження; l_1, l_2 — розрахункові прольоти панелі.

Центр тяжіння навантаження віддалений від опорного пластичного шарніра, повернутого під кутом 45° до осей панелі, на відстань:

$$c_3 = \left(\frac{l_1}{4} - c_1 + \frac{l_2}{4} - c_2 \right) \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} \quad (24)$$

Момент зовнішнього навантаження відносно опорного пластичного шарніра становить: $M_1 = q_{max}c_3$. Опорний пластичний шарнір відокремлює від чверті панелі трикутну ділянку, розташовану під кутом 45° . Ця ділянка залишається нерухомою разом із колоною, тому до моменту M_1 необхідно додатково врахувати момент від навантаження, яке діє на кутовий трикутник:

$$M_2 = \frac{(c_1+c_2)^2}{2} \cdot \frac{(c_1+c_2)}{3\sqrt{2}} \quad (25)$$

Тоді сумарний момент зовнішніх сил визначається як: $M = M_1 + M_2 \leq M_u$.

Момент внутрішніх сил, що діють у пластичних шарнірах по контуру жорсткої п'ятикутної ланки, визначається за формулою:

$$M_u = \frac{R_s}{2\sqrt{2}} A_s z_s \quad (26)$$

де R_s — розрахунковий опір арматури розтягу; A_s — площа робочої арматури; z_s — плече внутрішньої пари сил.

Розрахункова умова міцності проміжних панелей при суцільному навантаженні записується з умови рівноваги, за якою сума моментів зовнішніх і внутрішніх сил дорівнює нулю. Роботу плити перекриття та колон каркаса в поздовжньому і поперечному напрямках допускається враховувати незалежно одну від одної.

Для спрощення розрахунку навантаження приймається рівномірно розподіленням по всіх прольотах. Розрахункові прольоти визначаються із запасом міцності без урахування ширини опорних ділянок спирання плити на стіни та колони каркаса будівлі.

Найбільший розрахунковий проліт плити приймається: $l_{max} = 6$ м.

Значення опорних і прогонових згинальних моментів у найбільш навантажених перерізах плити при пружній роботі перекриття визначаються за наведеними вище залежностями.

Після перерозподілу зусиль у нерозрізній конструкції величини згинальних моментів уточнюються з урахуванням коефіцієнта зниження моментів:

$$\psi = \frac{\delta_{\phi pl} \cdot 20(3,5 - 100\mu_s)^3 \sqrt{dR_s}}{a_{crc,2} E_s} \quad (29)$$

де $\delta_{\phi pl}$ — параметр, що враховує пластичні деформації перерізу; μ_s — коефіцієнт армування розтягнутої зони; d — робоча висота перерізу; R_s — розрахунковий опір арматури розтягу; $a_{crc,2}$ — допустима ширина розкриття тріщин; E_s — модуль пружності арматури.

Розрахунок плити виконується з урахуванням можливого розвитку пластичних деформацій. Основне рівняння розрахунку приймається відповідно до вибраної схеми армування плити.

Для визначення моментів у плиті використовується кінематичний метод граничної рівноваги:

$$\frac{PL_1^2}{12} (3L_2 - L_1) = L_2(2M_1 + 2M_I + M'_I) + L_1(2M_2 + M_{II} + M'_{II}) \quad (28)$$

Оскільки співвідношення прольотів становить: $\frac{L_2}{L_1} = \frac{6}{6} = 1 \leq 2$, то задачу можна звести до визначення одного невідомого моменту, використовуючи такі співвідношення між розрахунковими моментами: $\frac{M_2}{M_1} = 0,36 \Rightarrow M_2 = 0,36M_1$;
 $\frac{M_I}{M_1} = 1,336 \Rightarrow M_I = 1,336M_1$; $\frac{M_{II}}{M_1} = 0,41 \Rightarrow M_{II} = 0,41M_1$.

Після підстановки прийнятих параметрів отримуємо:

$$\frac{6 \cdot 6^2}{12} (3 \cdot 6 - 6) = 8,96(2M_1 + 1,336M_1 \cdot 2) + 6(0,36 \cdot 2M_1 + 0,41M_1 \cdot 2)$$

Звідси: $M_1 = \frac{179,48}{43,72} = 18,63 \text{ кНм}; \quad M_2 = 0,36M_1 = 4,74 \text{ кНм}; \quad M_I = 1,336M_1 = 22,01 \text{ кНм}; \quad M_{II} = 0,41M_1 = 16,64 \text{ кНм}.$

Отримані значення згинальних моментів використовуються для подальшого підбору робочої арматури монолітної залізобетонної плити перекриття. Результати розрахунку зусиль наведено у таблиці 5.

Таблиця 5 – Розрахункові згинальні моменти в характерних перерізах плити перекриття

Розрахункова схема	Вид розрахунку	l , кН·м	l_{max} , кН·м	l_{min} , кН·м
Спирання по одній–трьох сторонах на стіни	З урахуванням перерозподілу зусиль	– 16,88	+10,05	+8,85
Спирання в центрі плити	З урахуванням перерозподілу зусиль	– 15,42	+10,92	–3,04
Спирання в центрі плити	За пружною стадією	– 22,01	+18,63	–4,74
Спирання по одній–трьох сторонах на стіни	За пружною стадією	– 24,19	+18,47	+16,64

Конструктивний розрахунок монолітної залізобетонної плити

Схема армування монолітної плити перекриття залежить від технологічних можливостей виготовлення арматурних сіток. За наявності обладнання для зварювання широких сіток плиту доцільно армувати однією сіткою з робочою арматурою у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

Якщо таке обладнання відсутнє, застосовують вузькі арматурні сітки. Вони можуть мати робочі стрижні в обох напрямках зі стикуванням між собою або робочі стрижні лише в одному поздовжньому напрямку. У другому випадку сітки укладають у два шари.

Армування плити приймається нерівномірним по її ширині. У середній частині передбачається більша кількість робочої арматури, а в крайових смугах шириною 0,25 прольоту площа арматури на 1 м плити приймається рівною 50% від площі арматури відповідного напрямку в середній смузі.

У розрахунку розглядається варіант армування плити вузькими сітками, укладеними у два ряди, з поздовжнім розташуванням робочої арматури. Далі визначається необхідна площа робочої арматури в розрахункових перерізах монолітної залізобетонної плити перекриття.

При товщині плити 200 мм робоча висота перерізу з урахуванням захисного шару бетону становить: $h_0 = 200 - 20 = 180$ мм.

Виконуємо перевірку граничної відносної висоти стиснутої зони бетону для монолітної залізобетонної плити перекриття. Спочатку визначаємо параметр ω , який залежить від розрахункового опору бетону: $\omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \times 11,5 = 0,782$.

Після цього обчислюємо граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону: $\xi_R = \frac{0,782}{1 + \frac{355}{500} \left(1 - \frac{0,782}{1,1}\right)} = 0,650$.

Відповідне граничне значення коефіцієнта α_R становить: $\alpha_R = 0,650(1 - 0,5 \times 0,650) = 0,439$.

Далі перевіряємо розрахункові перерізи плити за найбільшим згинальним моментом, що виникає в монолітній залізобетонній плиті перекриття проєктованого житлового будинку. Для надпорного перерізу значення коефіцієнта α_m дорівнює: $\alpha_m = \frac{16,9 \cdot 10^{-3}}{11,5 \cdot 2,4 \cdot 0,13^2} = 0,420$.

Оскільки отримане значення $\alpha_m = 0,420$ є меншим за граничне значення $\alpha_R = 0,439$, встановлення стисненої арматури за розрахунком не вимагається.

Визначаємо відносну висоту стиснутої зони бетону: $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,42} = 0,6$.

Відносне плече внутрішньої пари сил становить: $\zeta = 1 - 0,5 \times 0,6 = 0,7$.

Необхідна площа перерізу розтягнутої робочої арматури в надпорному перерізі дорівнює: $A_s = \frac{16,9 \cdot 10^{-3}}{355 \cdot 0,7 \cdot 0,13} = 410 \text{ мм}^2$.

За сортаментом приймаємо робочу арматуру Ø8 класу А400С. Фактична площа арматури становить $A_s = 482 \text{ мм}^2$. Арматурні стрижні розміщуються з кроком 200 мм, захисний шар бетону приймається 20 мм.

Аналогічний розрахунок виконуємо для прогонових перерізів плити перекриття. Для найбільшого згинального моменту у прогоновій зоні коефіцієнт α_m становить: $\alpha_m = \frac{10,05 \cdot 10^{-3}}{11,5 \cdot 2,4 \cdot 0,13^2} = 0,341$.

Оскільки $\alpha_m = 0,341 < \alpha_R = 0,439$, стиснена арматура у прогонових розрахункових перерізах також не потрібна.

Відносна висота стиснутої зони бетону для прогонового перерізу дорівнює: $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,341} = 0,648$.

Відносне плече внутрішньої пари сил приймається: $\zeta = 1 - 0,5 \times 0,648 = 0,687$.

Потрібна площа перерізу розтягнутої арматури у прогоновому перерізі становить: $A_s = \frac{10,05 \cdot 10^{-3}}{355 \cdot 0,687 \cdot 0,13} = 296 \text{ мм}^2$.

За сортаментом приймаємо арматуру Ø6 класу А400С із фактичною площею $A_s = 341 \text{ мм}^2$. Крок стрижнів приймається 200 мм, товщина захисного шару бетону — 20 мм.

У перпендикулярному напрямку до основної робочої арматури передбачається встановлення конструктивної арматури Ø4 Вр-I із кроком 350 мм.

3.2.8 Розрахунок фундаментної плити

Армування елементів конструкції

Армування конструктивних елементів приймається у вигляді фонового та додаткового армування. Фонове армування передбачає встановлення арматурних стрижнів на площі 1 м² із заданим кроком 200 мм. Додаткове

армування також виконується на площі 1 м² із кроком 200 мм і призначається в зонах підвищених зусиль, де несучої здатності основної арматурної сітки недостатньо.

Армування нижньої зони фундаментної плити

На рис. 3.2.3 наведено схему армування фундаментної плити в напрямку осі Х по нижній грані. За результатами розрахунку, виконаного у програмному комплексі «ЛІРА 2016 R5», встановлено, що для більшої частини плити достатнім є фонове армування стрижнями Ø14 А400С із прийнятим кроком.

Разом із тим у місцях спирання колон спостерігаються локальні зони концентрації зусиль, у яких необхідне додаткове посилення. Для таких ділянок приймається додаткова робоча арматура Ø36 А400С.

Відповідно до сортаменту арматури площа перерізу п'яти стрижнів Ø36 А400С становить 50,90 см². Площа фонового армування стрижнями Ø14 А400С становить 7,69 см². Таким чином, необхідна додаткова площа армування дорівнює: $50,90 - 7,69 = 43,21 \text{ см}^2$.

Отримане значення відповідає прийнятому посиленню стрижнями Ø36 А400С, оскільки різниця між необхідною та фактично прийнятою площею арматури є незначною.

Армування зазначених зон виконується з урахуванням необхідної довжини анкерування арматури. Для стрижнів Ø36 А400С згідно з вимогами ДСТУ 3760:2006 довжина анкерування приймається: $l_{\text{ан}} = 64d = 64 \times 36 = 2304 \text{ мм}$.

Отже, у зонах спирання колон передбачається локальне посилення нижньої арматури фундаментної плити стрижнями Ø36 А400С з дотриманням необхідної довжини анкерування 2304 мм.

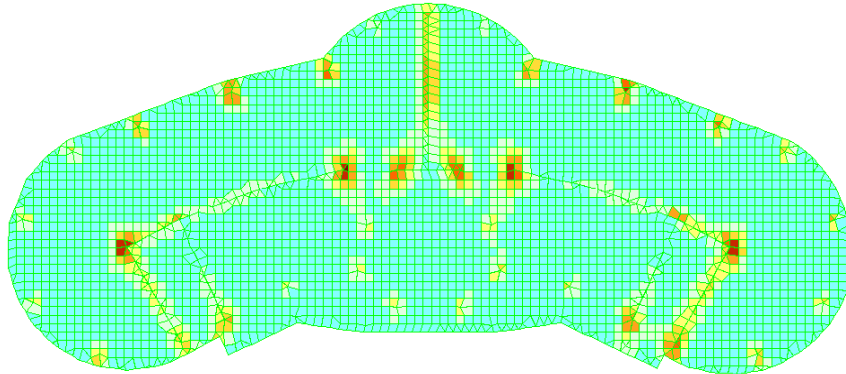


Рисунок 27 – Нижнє армування фундаментної плити в напрямку осі X, A_x

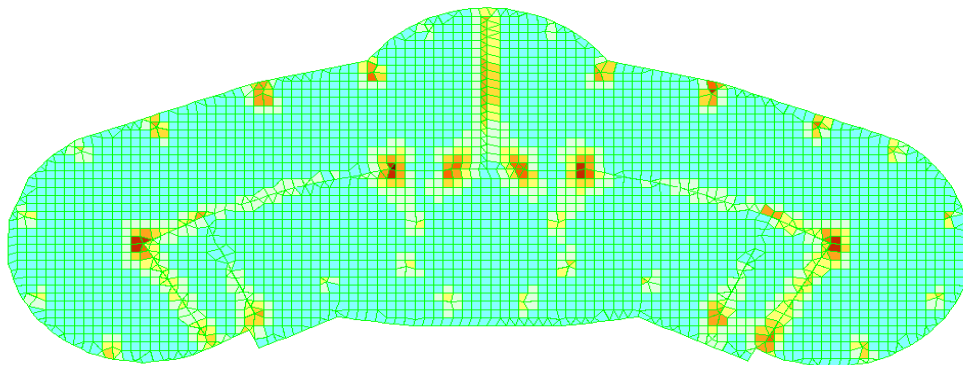
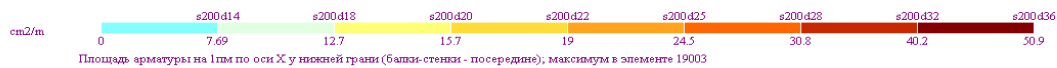


Рисунок 28 – Нижнє армування фундаментної плити в напрямку осі Y, A_y

За результатами аналізу графічних матеріалів розрахунку, виконаного у програмному комплексі «ЛІРА 9.4», встановлено, що основне фонове армування фундаментної плити приймається зі стрижнів Ø14 A400C. Водночас у зонах

спирання колон виникає потреба в додатковому посиленні арматурою Ø36 A400C.

За сортаментом площа перерізу п'яти стрижнів Ø36 A400C становить: $A_s = 50,90 \text{ см}^2$. Площа фонового армування зі стрижнів Ø14 A400C дорівнює: $A_{s,\text{фон}} = 7,69 \text{ см}^2$. Необхідна додаткова площа армування становить: $A_{s,\text{дод}} = 50,90 - 7,69 = 43,21 \text{ см}^2$.

Отримане значення відповідає прийнятому посиленню стрижнями Ø36 A400C, оскільки різниця є незначною.

Додаткове армування виконується з урахуванням анкерування. Для стрижнів Ø36 A400C довжина анкерування становить: $l_{\text{ан}} = 64d = 64 \times 36 = 2304 \text{ мм}$.

Після розрахунків остаточно призначаються зони додаткового армування фундаментної плити. Їх визначено шляхом накладання графічних матеріалів, що дозволило чітко виділити ділянки концентрації зусиль.

Армування фундаментної плити у верхній зоні

За результатами аналізу графічних матеріалів розрахунку, виконаного у програмному комплексі «ЛІРА 2016 R5», встановлено, що рекомендоване фонове армування верхньої зони фундаментної плити знаходиться в межах від Ø8 A400C до Ø14 A400C. Оскільки ділянки, для яких достатньо армування Ø8 A400C, мають незначну площу, як основне фонове армування доцільно прийняти арматуру Ø12 A400C.

Водночас у верхній зоні фундаментної плити, зокрема по периметру, у середній частині та в бічних ділянках, спостерігаються зони підвищених розрахункових зусиль. Для цих ділянок за результатами розрахунку рекомендоване максимальне армування становить Ø20 A400C.

З урахуванням уже прийнятого фонового армування необхідна площа додаткової арматури визначається як різниця між площею максимального розрахункового армування та площею фонового армування. За сортаментом арматури: $5\text{Ø}20\text{A}400\text{C} = 15,71 \text{ см}^2$, $5\text{Ø}12\text{A}400\text{C} = 5,65 \text{ см}^2$.

Тоді необхідна площа додаткового армування становить: $A_{s, \text{доп}} = 15,71 - 5,65 = 10,06 \text{ см}^2$.

Отримане значення практично відповідає площі п'яти стрижнів Ø16 А400С, тому для посилення верхньої зони фундаментної плити приймається додаткове армування Ø16 А400С.

Додаткові стрижні встановлюються з урахуванням необхідної довжини анкерування. Для арматури Ø16 А400С довжина анкерування приймається: $l_{\text{ан}} = 64d = 64 \times 16 = 1024 \text{ мм}$.

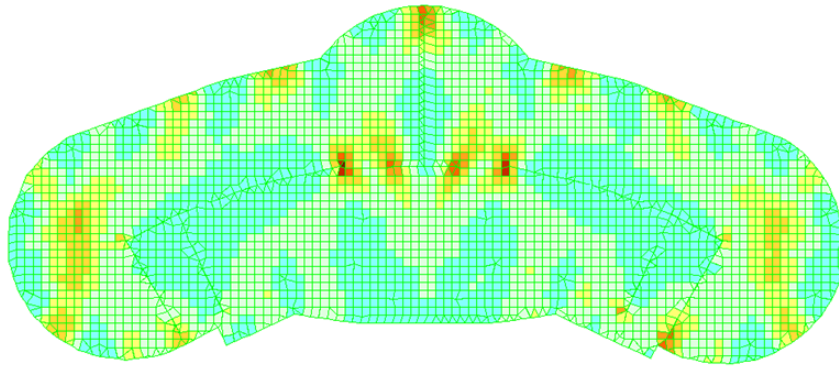


Рисунок 29 – Верхня арматура фундаментної плити в напрямку X, A_x

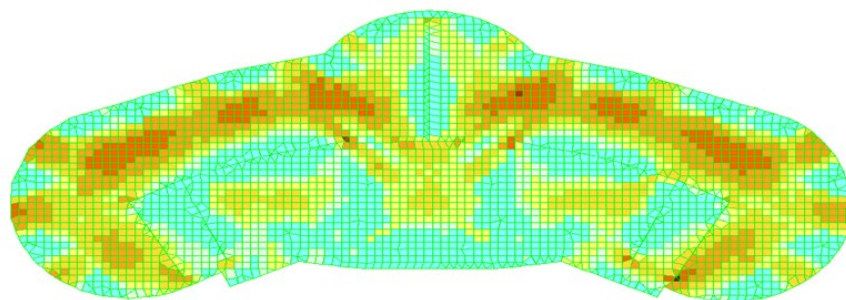


Рисунок 30 – Верхня арматура фундаментної плити в напрямку Y, A_y

Після зіставлення результатів розрахунку та накладання графічних матеріалів остаточно визначено ділянки, що потребують додаткового армування. До таких зон належать ділянки концентрації розрахункових зусиль у верхній зоні фундаментної плити, де фонове армування Ø12 A400C доповнюється стрижнями Ø16 A400C із дотриманням необхідної довжини анкерування.

РОЗДІЛ IV. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Визначення видів і обсягів робіт

Відомість обсягів робіт складається на основі архітектурно-будівельних рішень, конструктивної схеми будівлі, прийнятих матеріалів, а також технологічної послідовності виконання будівництва.

До складу робіт включаються процеси підготовчого періоду, земляні роботи, влаштування фундаментів і підземної частини будівлі, монтаж та бетонування основних несучих конструкцій, мурування зовнішніх і внутрішніх стін, улаштування покрівлі, заповнення прорізів, оздоблювальні роботи, фасадні роботи та монтаж інженерних мереж [20].

На підготовчому етапі передбачається виконання робіт із підготовки будівельного майданчика, зокрема планування території бульдозером потужністю 108 к. с. обсягом 0,79 тис. м³ та зрізання рослинного шару ґрунту обсягом 0,24 тис. м³. Після цього виконуються земляні роботи, які включають розробку ґрунту екскаватором типу «зворотна лопата» із завантаженням у самоскиди. Обсяг цих робіт становить 1,38 тис. м³.

До робіт нульового циклу належать улаштування піщаної підготовки під фундаменти обсягом 69 м³, бетонної підготовки, горизонтальної та вертикальної гідроізоляції, а також улаштування залізобетонної фундаментної плити обсягом $2,76 \times 100$ м³. Також передбачено виконання залізобетонних стін, колон і діафрагм цокольного поверху, які забезпечують просторову жорсткість підземної частини будівлі.

Після завершення робіт нульового циклу виконуються роботи зі зведення надземної частини будівлі. До них належать улаштування залізобетонних перекриттів, монтаж сходових маршів і майданчиків, кладка зовнішніх стін з ефективним утеплювачем, а також улаштування цегляних перегородок товщиною 120 мм. Обсяг кладки зовнішніх стін становить 164,4 м³, а перегородок — $9,36 \times 100$ м².

Окремим етапом передбачається заповнення віконних, балконних і дверних прорізів. Обсяг заповнення віконних прорізів становить $7,17 \times 100 \text{ м}^2$, балконних — $0,36 \times 100 \text{ м}^2$, дверних — $1,61 \times 100 \text{ м}^2$. Після цього виконуються покрівельні роботи обсягом $5,8 \times 100 \text{ м}^2$.

Оздоблювальні роботи включають покращену штукатурку стін і перегородок, шпаклювання, улаштування керамічної плитки в санвузлах, фарбування стін, підготовку та фарбування стель, фарбування дверей і сходових огорожень. Обсяг покращеної штукатурки та шпаклювання стін становить по $24,98 \times 100 \text{ м}^2$, підготовка і фарбування стель — $27,3 \times 100 \text{ м}^2$.

До робіт з улаштування підлог належать підготовка основи та влаштування покриття на цокольному поверсі, а також на 1–4 поверхах будівлі. Обсяг робіт з улаштування основи і підлоги на 1–4 поверхах становить по $20,5 \times 100 \text{ м}^2$.

Фасадні роботи включають облицювання стін цокольного поверху гранітними плитами обсягом $1,61 \times 100 \text{ м}^2$ та облицювання фасаду полірованими металевими плитами обсягом $6,98 \times 100 \text{ м}^2$.

Інженерне обладнання будівлі передбачає влаштування систем водопроводу та каналізації, центрального опалення, електропостачання і газопостачання. Орієнтовні обсяги цих робіт приймаються відповідно: водопровід і каналізація — 4%, центральне опалення — 5%, електропостачання — 2%, газопостачання — 3%.

4.2 Вибір методів виконання робіт і засобів механізації

4.2.1 Земляні роботи

Відповідно до прийнятої схеми будівля має складну форму в плані з габаритними розмірами в осях $50700 \times 18000 \text{ мм}$. Об'єкт запроєктовано однокісним, чотириповерховим, з висотою поверху 3,6 м.

Зовнішні стіни виконуються з легких теплоефективних блоків, внутрішні стіни та перегородки — з цегли. Перекриття прийняті монолітними залізобетонними товщиною 200 мм.

Фундамент будівлі запроектовано у вигляді монолітної залізобетонної плити висотою 0,4 м. Сходові марші та санітарно-технічні кабінки передбачені збірними залізобетонними.

Основними несучими елементами є колони, а просторова жорсткість будівлі забезпечується монолітними залізобетонними діафрагмами жорсткості, які формують ядро жорсткості споруди.

Для проектування технології виконання земляних робіт визначаються обсяги ґрунту, що підлягають розробці під час улаштування котловану та в'їзної траншеї.

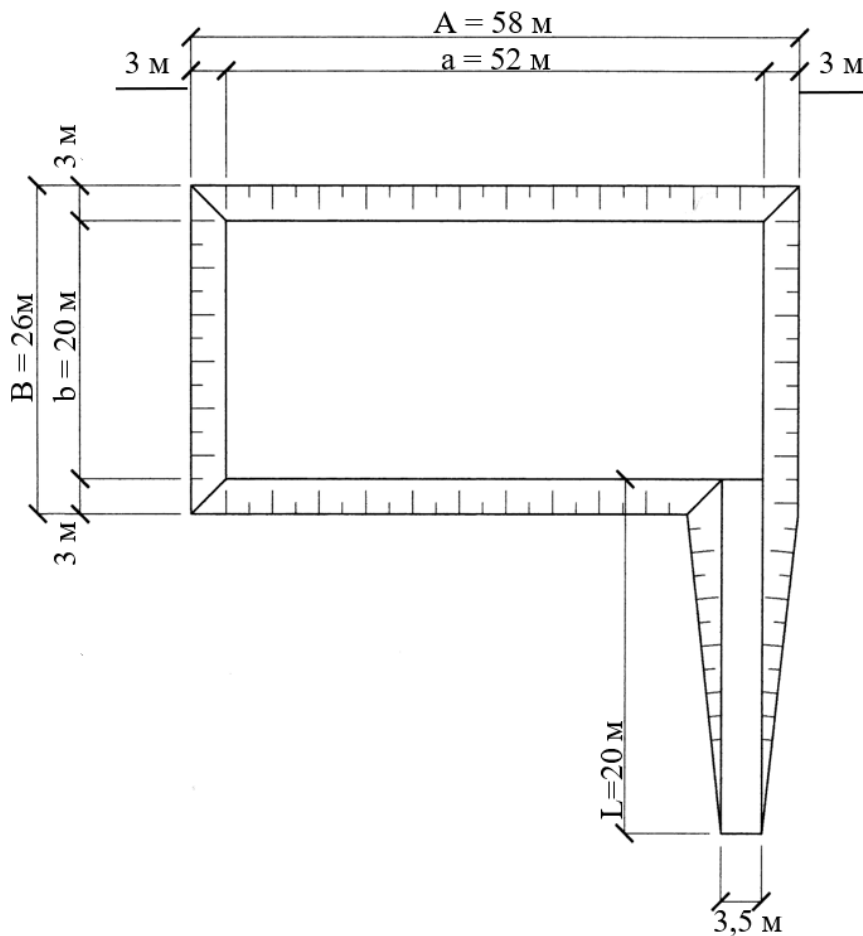


Рисунок 31 – Схема котловану

Об'єм котловану з урахуванням укосів та середньої планувальної позначки визначається за формулою:

$$V = \frac{h_k}{6} [(2A + a)B + (2a + A)b], \quad (30)$$

де $A = a + 2mh_k$, $B = b + 2mh_k$.

Для розрахунку приймаємо такі вихідні дані: вид ґрунту — піщаний; $a_f = 52\text{м}$; $b_f = 20\text{м}$; $h_k = 3\text{м}$; $m = 1$.

Тоді розміри котловану по верху становитимуть: $A = 52 + 2 \cdot 1 \cdot 3 = 58\text{ м}$,
 $B = 20 + 2 \cdot 1 \cdot 3 = 26\text{ м}$.

Об'єм ґрунту, що розробляється у котловані, становить: $V = \frac{3}{6}[(2 \cdot 58 + 52) \cdot 26 + (2 \cdot 52 + 58) \cdot 20] = 3684\text{ м}^3$.

Далі визначається обсяг ґрунту, який необхідно розробити під час улаштування в'їзної траншеї:

$$V_{\text{в.т.}} = \frac{h_k^2}{6} \left(3d + 2mh_k \frac{m' - m}{m'} \right) (m' - m), \quad (31)$$

де m' — коефіцієнт закладання в'їзної траншеї, який приймається в межах 10–15.

$$\text{При } m' = 10: V_{\text{в.т.}} = \frac{9}{6} \left(3 \cdot 3,5 + 2 \cdot 1 \cdot 3 \cdot \frac{10-1}{10} \right) (10 - 1) = 214,6\text{ м}^3.$$

Технологічна схема розробки котловану передбачає виконання земляних робіт екскаватором із завантаженням ґрунту в автосамоскиди. Розробка ґрунту здійснюється поперечними проходками: спочатку виконується лобова проходка, після чого розробляються бічні проходки.

Для забезпечення якості основи передбачається недобір ґрунту до проєктної позначки. Величина недобору приймається відповідно до будівельних норм і становить 15 см. Остаточне планування та підчищення дна котловану до проєктної відмітки виконується бульдозером Д-271.

Розроблений ґрунт завантажується в автосамоскиди МАЗ-503 і вивозиться за межі будівельного майданчика. Частина ґрунту може бути залишена на майданчику для подальшого зворотного засипання пазух котловану. Місця встановлення автотранспорту під завантаження попередньо розмічаються кілочками.

При екскаваторній розробці котловану параметри робочого обладнання та схема проходок призначаються з урахуванням глибини котловану, його розмірів у плані, виду ґрунту, наявності ґрунтових вод і способу завантаження ґрунту в транспортні засоби.

До комплексу машин для виконання земляних робіт входять: екскаватор як провідна машина; автосамоскиди МАЗ-503 як допоміжний транспорт; бульдозер для підчищення та планування дна котловану; механізми для ущільнення ґрунту під час зворотного засипання.

Екскаваторний вибій являє собою робочу зону, до складу якої входять екскаватор, ділянка ґрунту, що розробляється, та місця розташування транспортних засобів. Основні параметри вибою визначаються залежно від технічних характеристик прийнятого екскаватора.

Для виконання робіт приймається екскаватор JCB 220X.



Рисунок 32 – Схема та характеристики екскаватора JCB 220X

Довжина робочого переміщення екскаватора визначається окремо для лобового та бічного вибою.

Для лобового вибою:

$$l_{\Pi}^{\Gamma} = R_{\text{p.ст.}}^{\max} - R_{\text{p.ст.}}^{\min}, \quad (31)$$

$$l_{\Pi}^{\Gamma} = 11,1 - 2,5 = 8,6 \text{ м.}$$

Для бічного вибою:

$$l_{\Pi}^{\bar{\Gamma}} = R_{\text{p.ст.}}^{\max} - R_{\text{p.ст.}}^{\min \bar{\Gamma}}, \quad (32)$$

$$l_{\Pi}^{\bar{\Gamma}} = 11,1 - 3,5 = 7,6 \text{ м.}$$

Раціональна ширина лобового вибою визначається за формулою:

$$B_3^{\Pi} = 2\sqrt{(R_{\text{p.ст.}}^{\max})^2 - (l_{\Pi}^{\Gamma})^2},$$

$$B_3^{\Pi} = 2\sqrt{11,1^2 - 8,6^2} = 14,04 \text{ м.}$$

Загальна ширина лобового вибою з урахуванням укосів становить:

$$B_{\text{заг}} = B_3^{\Pi} + 2mh_k,$$

$$B_{\text{заг}} = 14,04 + 2 \cdot 1 \cdot 2,85 = 19,74 \text{ м.}$$

Лобовий вибій являє собою тупикову траншею, під час розробки якої ґрунт завантажується в транспортний засіб, розташований позаду екскаватора біля підосви укосу. Напрямок руху автосамоскидів приймається паралельним напрямку руху екскаватора, що дозволяє скоротити кількість маневрів і підвищити продуктивність виконання робіт.

Після завершення лобової проходки подальша розробка котловану виконується бічними проходками. Найбільш раціональна ширина бічної проходки визначається за формулою:

$$B_3^{\bar{\Gamma}} = \sqrt{(R_{\text{p.ст.}}^{\max})^2 - (l_{\Pi}^{\bar{\Gamma}})^2} + \frac{R_{\text{p.ст.}}^{\max}}{\sqrt{2}}, \quad (33)$$

$$B_3^{\bar{\Gamma}} = \sqrt{11,1^2 - 7,6^2} + \frac{11,1}{\sqrt{2}} = 15,9 \text{ м.}$$

Кількість бічних проходок визначається за формулою:

$$n = \frac{a - B_3^{\Pi}}{B_3^{\bar{\Gamma}}}, \quad (34)$$

$$n = \frac{46 - 14,04}{15,9} = 2,01.$$

Приймаємо: $n = 2$.

Після прийняття кількості бічних проходок уточнюємо їхню ширину:

$$B_3^6 = \frac{a - B_3^{\text{пл}}}{n}, \quad (35)$$

$$B_3^6 = \frac{52 - 14,04}{2} = 19,33 \text{ м.}$$

Відстань до транспортного засобу визначається за формулою:

$$a = \frac{b_{\text{тр}}}{2} + 1,0 + \frac{B_3^6}{2}, \quad (36)$$

$$a = \frac{2,5}{2} + 1,0 + \frac{19,33}{2} = 10,24 \text{ м.}$$

Таким чином, прийнята технологічна схема розробки котловану забезпечує раціональне використання екскаватора, можливість безпечного завантаження ґрунту в автосамоскиди та послідовне виконання земляних робіт із дотриманням проєктних розмірів котловану.

4.2.2 Влаштування фундаментної плити

Вихідні дані для влаштування фундаментної плити; товщина фундаментної плити — Нпл = 1,0 м; витрата арматури — 3,5 кг/м²; позначка закладання плити — -3,000 м.

Технологія влаштування фундаментної плити передбачає виконання бетонної підготовки, монтаж опалубки, армування та бетонування плити [20].

Після завершення земляних робіт і вирівнювання дна котловану влаштовують бетонну підготовку товщиною 100 мм. Бетонну суміш укладають смугами, вирівнюють і ущільнюють за допомогою віброрейки. Після набору бетоном необхідної міцності виконують розмічальні роботи та встановлюють опалубку фундаментної плити.

Для бетонування застосовується металева розбірно-переставна опалубка фірми «Peri», що складається з інвентарних щитів, підтримувальних елементів і кріплень. Перед укладанням бетонної суміші поверхню опалубки змащують спеціальними складами для зменшення зчеплення з бетоном.

Армування фундаментної плити виконується просторовими арматурними каркасами масою близько 200–250 кг. Їх подають у котлован автомобільним краном МКА-16, встановлюють у проєктне положення та з'єднують стики

зварюванням. Для забезпечення необхідного захисного шару бетону використовують пластмасові фіксатори.

З метою забезпечення якості бетонування та зменшення впливу усадкових деформацій фундаментну плиту поділяють на окремі блоки бетонування за допомогою незнімної сітчастої опалубки.

Бетонна суміш доставляється автобетонозмішувачем СБ-92-1А і подається до місця укладання автобетононасосом СБ-165. Бетонування виконують послідовно по блоках у два шари. Укладену суміш ущільнюють ручними глибинними вібраторами, а поверхню вирівнюють спеціальними гладилками.

Бетонну суміш укладають горизонтальними шарами однакової товщини. Наступний шар влаштовують після ущільнення попереднього. Під час вібрування наконечник вібратора повинен занурюватися на 10–15 см у раніше укладений шар, що забезпечує монолітність конструкції.

У разі перерви в бетонуванні понад 2 години подальше укладання бетонної суміші допускається після досягнення бетоном міцності не менше 1,5 МПа. Перед відновленням робіт поверхню робочого шва очищають від пилу, бруду та цементної плівки, після чого покривають цементним розчином.

Демонтаж опалубки виконують після досягнення бетоном необхідної розпалубної міцності. Після зняття опалубки перевіряють якість поверхні фундаментної плити та за потреби усувають локальні дефекти.

Визначення обсягів робіт зі зведення фундаментної плити

Для організації робіт із влаштування фундаментної плити необхідно визначити обсяги опалубних, бетонних і арматурних робіт, а також призначити раціональні параметри блоків бетонування.

Площа комплексу опалубки визначається з умови встановлення опалубки по периметру всієї фундаментної плити:

$$S_{\text{оп}} = l \cdot h_{\text{пл}}, \quad (37)$$

де l — периметр фундаментної плити, м; $h_{\text{пл}}$ — висота фундаментної плити, м.

$$S_{\text{оп}} = 120 \cdot 1 = 120 \text{ м}^2.$$

Отже, площа бокової опалубки фундаментної плити становить 120 м².

Обсяг бетону фундаментної плити визначається за формулою:

$$V_{\text{б.пл}} = S_{\text{ф.п}} \cdot h_{\text{пл}}, \quad (38)$$

де $S_{\text{ф.п}}$ — площа фундаментної плити, м².

$$V_{\text{б.пл}} = 658 \cdot 1 = 658 \text{ м}^3.$$

Таким чином, для бетонування фундаментної плити необхідно 658 м³ бетонної суміші.

Загальна кількість арматури визначається за питомою витратою арматури:

$$Q_{\text{арм}} = V_{\text{ф.п}} \cdot q_{\text{ар}}, \quad (39)$$

де $q_{\text{ар}}$ — питома витрата арматури, кг/м³.

$$Q_{\text{арм}} = 658 \cdot 60 = 39480 \text{ кг.}$$

Отже, загальна маса арматури для фундаментної плити становить:

$$Q_{\text{арм}} = 39,48 \text{ т.}$$

Для забезпечення безперервного та якісного бетонування фундаментну плиту поділяють на окремі блоки. Площа одного блоку бетонування визначається з урахуванням прийнятої інтенсивності подачі бетонної суміші, тривалості робочої зміни, кількості шарів бетонування та товщини шару:

$$S_{\text{бл}} = \frac{I_k(T_{\text{см}} - t(n_b - 1))}{\delta \cdot n_b}, \quad (40)$$

де I_k — прийнята інтенсивність укладання бетонної суміші, м³/год; $T_{\text{см}}$ — тривалість робочої зміни, год; t — інтервал між укладанням шарів бетону, год; n_b — кількість шарів бетонування по висоті блоку; δ — товщина шару бетонної суміші, м.

Приймаємо:

$$I_k = 20 \text{ м}^3/\text{год}, T_{\text{см}} = 8 \text{ год}, t = 1 \text{ год}, n_b = 2, \delta = 0,5 \text{ м.}$$

Тоді площа одного блоку бетонування становить:

$$S_{\text{бл}} = \frac{20(8 - 1(2 - 1))}{0,5 \cdot 2} = 140 \text{ м}^2.$$

Кількість блоків бетонування визначається за формулою:

$$N_{\text{бл.бет}} = \frac{S_{\text{пл}}}{S_{\text{бл}}}, \quad (41)$$

$$N_{\text{бл.бет}} = \frac{658}{140} = 4,7.$$

Приймаємо 5 блоків бетонування.

Обсяг одного блоку бетонування становить:

$$V_{\text{бл.бет}} = \frac{V_{\text{б.пл}}}{N_{\text{бл.бет}}}, \quad (42)$$

$$V_{\text{бл.бет}} = \frac{658}{5} = 131,6 \text{ м}^3.$$

Уточнена площа одного блоку бетонування:

$$S_{\text{бл.бет}} = \frac{S_{\text{пл}}}{N_{\text{бл.бет}}}, \quad (43)$$

$$S_{\text{бл.бет}} = \frac{658}{5} = 131,6 \text{ м}^2.$$

Необхідна інтенсивність подачі бетонної суміші визначається за формулою:

$$I_k = \frac{S_{\text{бл.бет}} \cdot \delta \cdot n_b}{T_{\text{см}} - t(n_b - 1)}, \quad (43)$$

$$I_k = \frac{131,6 \cdot 0,5 \cdot 2}{8 - 1(2 - 1)} = 18,8 \text{ м}^3/\text{год}.$$

Отже, для бетонування фундаментної плити доцільно передбачити поділ конструкції на 5 блоків бетонування. Обсяг одного блоку становить 131,6 м³, а необхідна інтенсивність подачі бетонної суміші — 18,8 м³/год. Такий режим забезпечує можливість виконання бетонування протягом робочої зміни з дотриманням технологічних вимог до пошарового укладання та ущільнення бетонної суміші.

4.2.3 Бетонні роботи підземної частини будівлі

Бетонні роботи підземної частини будівлі включають улаштування монолітних залізобетонних стін і колон із застосуванням розбірно-переставної опалубки.

Комплект розбірно-переставної опалубки складається із зовнішніх і внутрішніх щитів, кутових та торцевих елементів, прорізоутворювачів, вкладишів, кріпильних і з'єднувальних деталей. Розміри опалубних щитів

приймаються з урахуванням висоти підвального поверху та габаритів бетонуваних конструкцій.

Для забезпечення стійкості опалубки під час бетонування щити закріплюють до фундаментної плити за допомогою інвентарних підкосів. Монтаж опалубки стін доцільно починати з внутрішніх поздовжніх і поперечних стін. Після їх улаштування виконують бетонування зовнішніх стін. Прорізоутворювачі встановлюють відповідно до проєктної розбивки прорізів.

Для герметизації стиків між нижньою частиною опалубних щитів і бетонною основою передбачають ущільнювальний джгут із широкопористої гуми діаметром 40 мм. Це дозволяє запобігти витіканню цементного молока під час укладання та ущільнення бетонної суміші.

Технологічна послідовність монтажу опалубки стін включає такі операції: встановлення щитів з одного боку конструкції та їх закріплення до фундаментної плити; з'єднання щитів між собою інвентарними замками; монтаж арматурних каркасів, закладних деталей, електророзведення та прорізоутворювачів; становлення стяжних болтів із захисними трубками; монтаж щитів з протилежного боку; стягування опалубки болтами; перевірку та коригування положення змонтованої опалубки.

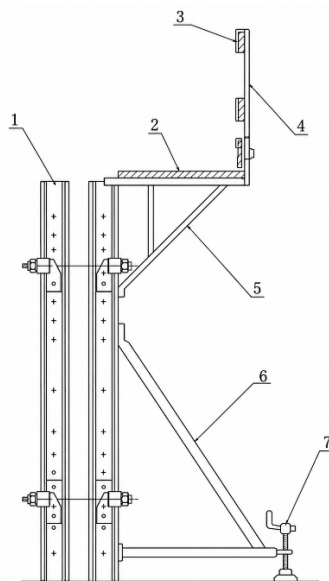


Рисунок 33 – Розбірно-переставна опалубка для зведення стін:

1 — щити; 2 — робочий настил; 3 — перила огорожі; 4 — трубчасті стійки огорожі; 5 — інвентарні кронштейни; 6 — інвентарні підкоси; 7 — рихтувальні домкрати; 8 — стяжні болти

Для бетонування колон застосовують щити розміром $0,6 \times 0,3$ м та $0,6 \times 0,6$ м, а також спеціальні шкворні, які дають змогу змінювати розміри колон у плані в межах від 0,2 до 0,6 м. По висоті опалубка колон підтримується системою інвентарних стійок і прогонів.

Перед монтажем опалубки на бетонну основу наносять ризики, які визначають положення робочої площини щитів або підтримувальних елементів. Опалубку колон установлюють окремими щитами або попередньо зібраними панелями, які закріплюють за допомогою тяжів. Для виконання арматурних і бетонних робіт через кожні 2–3 м по висоті влаштовують робочі майданчики або риштування. На рівні таких майданчиків в опалубці передбачають технологічні отвори розміром 400×400 мм для подачі та ущільнення бетонної суміші.

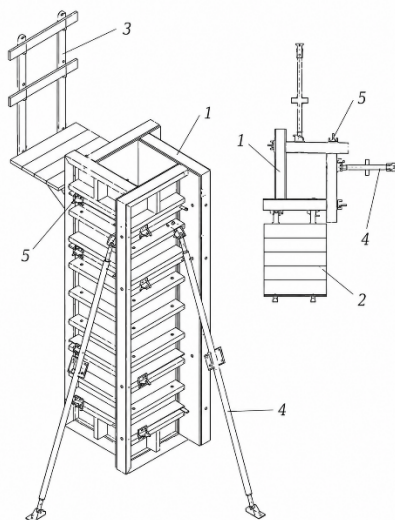


Рисунок 34 – Розбірно-переставна опалубка для зведення колон:

1 — щити; 2 — робочий настил; 3 — перила огорожі; 4 — інвентарні стійки; 5 — стяжні болти

Вертикальне армування стін і колон виконується просторовими та плоскими арматурними каркасами масою до 80 кг. У процесі перестановки опалубки арматурні каркаси нарощують окремими ярусами. Каркаси колон установлюють у проєктне положення при одній або двох відкритих сторонах опалубки, що забезпечує зручність монтажу та контролю якості.

Проєктне положення арматурних елементів забезпечується встановленням фіксаторів, прокладок, підкладок, а також тимчасових кріплень у вигляді підкосів, розтяжок і хомутів. Для забезпечення необхідного захисного шару бетону на арматурні стрижні встановлюють пластмасові фіксатори в трьох-чотирьох рівнях по висоті з кроком не більше 1 м.

Захисний шар бетону для стін приймається не менше 15 мм. Для колон при діаметрі робочої арматури 20–32 мм захисний шар повинен становити не менше 25 мм, а при більших діаметрах — не менше 30 мм. Допустиме відхилення товщини захисного шару становить ± 5 мм.

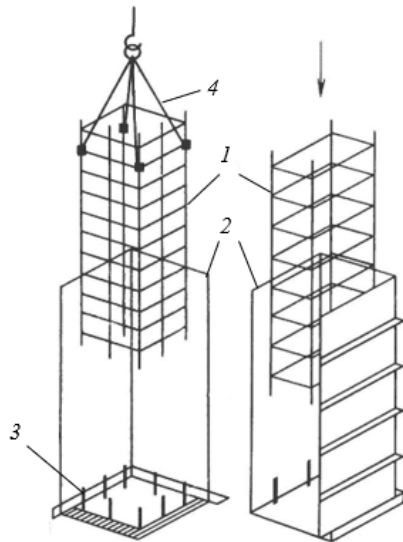


Рисунок 35 – Монтаж опалубки колон: 1 — арматурні каркаси; 2 — щити опалубки; 3 — випуски арматури; 4 — стропувальний пристрій

Арматурні каркаси, окремі стрижні, елементи опалубки та допоміжне обладнання подаються в зону монтажу баштовим краном. Безпосередньо перед бетонуванням опалубку очищають від сміття, пилу та бруду струменем води або стиснутого повітря. Арматуру очищають від забруднень і слідів корозії.

Бетонна суміш виготовляється на бетонному заводі, доставляється на будівельний майданчик і подається до місця укладання за допомогою бадді. Укладання бетонної суміші виконують горизонтальними шарами завтовшки не більше 500 мм без тривалих перерв. Кожний шар укладають до початку схоплювання попереднього та ретельно ущільнюють глибинними вібраторами.

У разі перерви в бетонуванні понад 2 години відновлення робіт допускається лише після досягнення бетоном міцності не менше 1,5 МПа. Перед поновленням бетонування поверхню робочого шва очищають від пилу, бруду, будівельного сміття та цементної плівки. Для покращення зчеплення старого і нового бетону поверхню обробляють водяним або повітряним струменем,

металевими щітками чи механічними фрезами, після чого наносять шар цементного розчину товщиною 1,5–3 см.

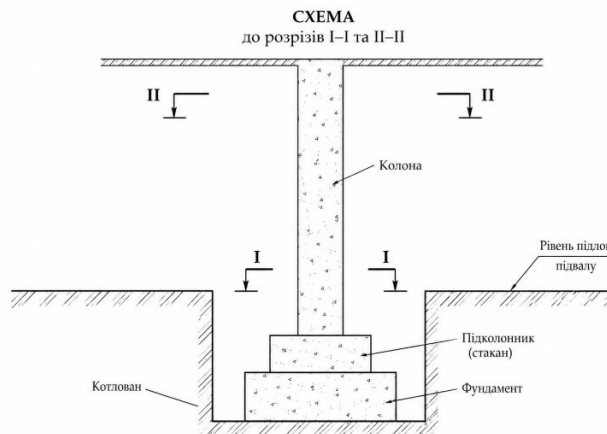


Рисунок 36 – Розташування робочих швів при бетонуванні колон: I–I, II–II — місця можливого влаштування робочих швів

Під час бетонування стін у розбірно-переставній опалубці висота однієї ділянки бетонування не повинна перевищувати 3 м. Якщо довжина стіни перевищує 20 м, її поділяють на окремі ділянки довжиною 7–10 м, а на межах ділянок установлюють дерев'яну розділову опалубку. Бетонну суміш подають у кількох точках по довжині ділянки та укладають горизонтальними шарами завтовшки 0,3–0,4 м з обов'язковим ущільненням.

Колони бетонують безперервно на всю висоту. Бетонну суміш подають зверху за допомогою бадді та ущільнюють глибинними вібраторами з гнучким валом. Такий спосіб забезпечує щільне заповнення опалубки, рівномірне обтікання арматури бетонною сумішшю та формування монолітної конструкції без пустот і розшарувань.

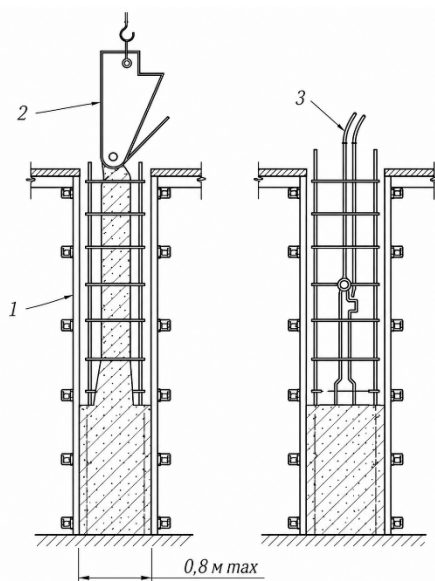


Рисунок 37 – Схема бетонування колон: 1 — опалубка; 2 — баддя; 3 — вібратор з гнучким валом

Визначення обсягів робіт зі зведення підвального поверху

Для організації робіт зі зведення підвального поверху необхідно визначити обсяги опалубних, бетонних та арматурних робіт. До складу розрахунку включаються монолітні огорожувальні стіни підвалу та залізобетонні колони.

Площа комплексу опалубки визначається з урахуванням її встановлення з обох боків огорожувальних стін, а також по периметру всіх колон підвального поверху:

$$S_{\text{оп}} = S_{\text{ст}} + S_{\text{к}}, \quad (44)$$

де $S_{\text{ст}}$ — площа опалубки огорожувальних стін підвалу, м^2 ;
 $S_{\text{к}}$ — площа опалубки колон, м^2 .

Площа опалубки стін визначається за формулою:

$$S_{\text{ст}} = 2l \cdot h, \quad (45)$$

де l — периметр огорожувальних стін підвалу, м; h — висота щитів опалубки, м.

$$S_{\text{ст}} = 2 \cdot 105 \cdot 3,3 = 693 \text{ м}^2.$$

Площа опалубки колон визначається за формулою:

$$S_{\text{к}} = 4b \cdot h \cdot n, \quad (46)$$

де b — ширина щитів опалубки, м; n — кількість колон підвального поверху.

$$S_{\text{к}} = 4 \cdot 0,6 \cdot 3,3 \cdot 30 = 237,6 \text{ м}^2.$$

Загальна площа опалубки для зведення конструкцій підвального поверху становить: $S_{\text{оп}} = 693 + 237,6 = 930,6 \text{ м}^2$.

Отже, для виконання робіт необхідно передбачити комплект опалубки загальною площею $930,6 \text{ м}^2$.

Об'єм бетону для огорожувальних стін і колон підвалу визначається як сума об'ємів відповідних конструктивних елементів:

$$V = V_{\text{ст}} + V_{\text{к}}. \quad (47)$$

За умови товщини стін $0,4 \text{ м}$, висоти підвального поверху $3,3 \text{ м}$, периметра стін 105 м , перерізу колон $0,5 \times 0,5 \text{ м}$ та кількості колон 30 шт. об'єм бетону становить: $V = 105 \cdot 0,4 \cdot 3,3 + 0,5 \cdot 0,5 \cdot 3,3 \cdot 30 = 163,4 \text{ м}^3$.

Таким чином, загальний обсяг бетонної суміші для зведення стін і колон підвального поверху становить $163,4 \text{ м}^3$.

Загальна кількість арматури визначається за питомою витратою арматури для стін і колон:

$$Q_{\text{арм}} = l \cdot h \cdot q_{\text{ар.ст}} + V_{\text{к}} \cdot q_{\text{ар.к}}, \quad (48)$$

де $q_{\text{ар.ст}}$ — питома витрата арматури для стін, кг/м²; $q_{\text{ар.к}}$ — питома витрата арматури для колон, кг/м³.

Об'єм бетону колон: $V_{\text{к}} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot 3,3 \cdot 30 = 24,75 \text{ м}^3$.

Тоді загальна кількість арматури становить: $Q_{\text{арм}} = 105 \cdot 3,3 \cdot 2,8 + 24,75 \cdot 150 = 4683 \text{ кг}$.

Отже, для армування монолітних стін і колон підвального поверху необхідно передбачити приблизно 4,68 т арматури.

Таким чином, основні обсяги робіт зі зведення підвального поверху становлять: площа опалубки — 930,6 м², об'єм бетонної суміші — 163,4 м³, маса арматури — 4,68 т. Отримані значення використовуються для подальшого визначення трудомісткості робіт, підбору машин і механізмів, а також складання календарного графіка будівництва.

4.3 Технологічна карта на виконання залізобетонних робіт зі зведення типового поверху

4.3.1 Визначення обсягів робіт зі зведення колон надземної частини будівлі

Для організації робіт зі зведення колон надземної частини будівлі необхідно визначити основні обсяги опалубних, бетонних та арматурних робіт. Розрахунок виконується з урахуванням кількості колон на одному поверсі, їх геометричних розмірів, висоти бетонування та кількості поверхів.

Площа комплексу опалубки визначається з умови встановлення опалубних щитів по периметру всіх колон одного поверху:

$$S_{\text{оп}} = 4 \cdot b \cdot h \cdot n, \quad (47)$$

де b — ширина щита опалубки, м; h — висота щита опалубки, м; n — кількість колон на одному поверсі.

При ширині щита опалубки $b = 0,6\text{м}$, висоті $h = 3,0\text{м}$ та кількості колон $n = 30\text{шт.}$ площа опалубки становить: $S_{\text{оп}} = 4 \cdot 0,6 \cdot 3,0 \cdot 30 = 216 \text{ м}^2$.

Отже, для зведення колон одного поверху необхідно передбачити комплект опалубки площею 216 м^2 .

Об'єм бетону для колон визначається з урахуванням перерізу колон, висоти бетонування, кількості колон і кількості поверхів:

$$V_{\text{б}} = b^2 \cdot h \cdot n \cdot n_{\text{ет}}, \quad (48)$$

де b — розмір сторони поперечного перерізу колони, м; h — висота бетонування колони, м; n — кількість колон на одному поверсі; $n_{\text{ет}}$ — кількість поверхів або ярусів бетонування.

Для колон перерізом $0,4 \times 0,4\text{м}$, висоти бетонування $h = 2,8\text{м}$, кількості колон $n = 30\text{шт.}$ та кількості ярусів $n_{\text{ет}} = 12$: $V_{\text{б}} = 0,4^2 \cdot 2,8 \cdot 30 \cdot 12 = 161,3 \text{ м}^3$. Таким чином, загальний обсяг бетонної суміші для зведення колон надземної частини будівлі становить $161,3 \text{ м}^3$.

Загальна кількість арматури визначається за питомою витратою арматури:

$$Q_{\text{арм}} = b^2 \cdot h \cdot n \cdot q_{\text{ар}} \cdot n_{\text{ет}}, \quad (49)$$

де $q_{\text{ар}}$ — питома витрата арматури, кг/м^3 .

При питомій витраті арматури $q_{\text{ар}} = 150\text{кг/м}^3$:

$$Q_{\text{арм}} = 0,4^2 \cdot 3,0 \cdot 30 \cdot 150 \cdot 12 = 25920 \text{ кг.}$$

Отже, для армування колон надземної частини будівлі необхідно передбачити приблизно: $Q_{\text{арм}} = 25,92 \text{ т.}$

4.3.2 Розроблення технології та організація робіт із влаштування монолітних перекриттів

Влаштування монолітних залізобетонних перекриттів виконується після завершення робіт зі зведення вертикальних несучих конструкцій типового поверху. До складу основних технологічних процесів входять монтаж опалубки, встановлення арматурних каркасів і сіток, укладання та ущільнення бетонної суміші, догляд за бетоном і демонтаж опалубки після досягнення бетоном необхідної міцності.

Монтаж опалубки перекриття розпочинають із встановлення елементів опалубки днища. Для цього застосовують інвентарні телескопічні стійки, які встановлюють у проєктне положення та розкріплюють для забезпечення їх стійкості. Вертикальне положення стійок забезпечується за допомогою триног, а у верхній частині стійки встановлюється вилка, призначена для фіксації поздовжніх балок опалубної системи.

Після встановлення стійок монтують поздовжні та поперечні балки, на які укладають щити опалубки. Як настил можуть застосовуватися інвентарні щити, фанера, деревостружкові плити або інші матеріали, що забезпечують необхідну жорсткість і рівність поверхні. Для отримання якісної нижньої поверхні перекриття опалубні щити необхідно ретельно підігнати між собою, а дощатий настил доцільно покривати водостійкою фанерою або синтетичною плівкою.

Після завершення монтажу опалубки виконують її геодезичну перевірку. За допомогою нівеліра контролюють горизонтальність опалубки та відповідність її проєктному положенню. Після вивірення днища перекриття всі опорні гнізда та отвори закривають кришками з картону, фанери або листової сталі, щоб запобігти потраплянню бетонної суміші всередину елементів опалубної системи.

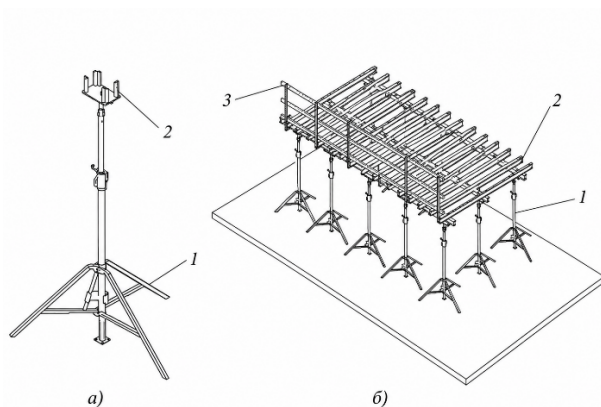


Рисунок 4.14 – Телескопічна стійка опалубки перекриття та схема встановлення опалубки перекриття:

а — телескопічна стійка: 1 — тринога; 2 — вилка;

б — схема встановлення опалубки: 1 — телескопічна стійка; 2 — поздовжні та поперечні балки опалубки; 3 — огородження

Армування монолітних плит перекриття виконується плоскими зварними арматурними каркасами та сітками масою орієнтовно 200–250 кг. Під час монтажу арматури особливу увагу необхідно приділяти забезпеченню її

проектного положення, оскільки від цього залежить несуча здатність і довговічність залізобетонної конструкції.

Для захисту арматури від корозії та забезпечення сумісної роботи бетону й сталі передбачається захисний шар бетону. Для плит перекриття товщиною понад 100 мм мінімальна товщина захисного шару приймається не менше 15 мм. Допустиме відхилення товщини захисного шару становить ± 5 мм. Для його забезпечення на арматурні стрижні встановлюють пластмасові фіксатори.

Монтаж арматурних виробів включає розвантаження, подачу до місця встановлення, укладання в проектне положення, тимчасове закріплення та остаточне з'єднання стиків. Подача арматурних каркасів і сіток на перекриття здійснюється баштовим краном КБ-503.1. З'єднання окремих елементів арматури виконують зварюванням або в'язанням відповідно до проектних рішень. Усі операції необхідно виконувати з максимальним використанням засобів механізації.

Бетонування плит перекриття, які монолітно зв'язані з колонами, дозволяється розпочинати не раніше ніж через 1–2 години після завершення бетонування колон. Така технологічна перерва необхідна для осідання бетонної суміші, укладеної у вертикальні конструкції, та запобігання утворенню дефектів у місцях сполучення колон із плитою перекриття.

Подача бетонної суміші до місця укладання здійснюється баштовим краном за допомогою бадді. Бетонну суміш укладають рівномірно по площі перекриття, не допускаючи її розшарування та надмірного накопичення в окремих зонах. У разі необхідності допускається влаштування робочих швів бетонування, місце розташування яких повинно відповідати технологічним вимогам і проектним рішенням.

Укладену бетонну суміш необхідно ретельно ущільнювати, щоб забезпечити щільне заповнення простору між арматурними стрижнями та елементами опалубки. Якісне ущільнення сприяє підвищенню міцності, водонепроникності та довговічності монолітної плити перекриття.

Після завершення бетонування необхідно організувати догляд за бетоном. Основними заходами є підтримання поверхні бетону у вологому стані, захист від механічних пошкоджень, ударів, вібрацій, протягів і різких перепадів температури. Особливо важливим є догляд за бетоном у перші дні після укладання, оскільки саме в цей період відбувається інтенсивний набір міцності.

Порушення режиму догляду може призвести до появи усадкових тріщин, зниження міцності бетону та погіршення експлуатаційних характеристик конструкції. Тому поверхню свіжоукладеного бетону необхідно своєчасно зволожувати або вкривати матеріалами, які запобігають швидкому випаровуванню вологи.

Пересування людей по забетонованих конструкціях, а також встановлення на них риштувань, опалубки чи інших тимчасових пристроїв допускається лише після досягнення бетоном міцності не менше 1,5 МПа. Рух будівельного транспорту та встановлення важких механізмів дозволяється тільки після досягнення бетоном проектної міцності.

4.3.3 Визначення обсягів робіт зі зведення перекриттів будівлі

Для організації робіт із влаштування монолітних залізобетонних перекриттів визначаємо обсяги опалубних, бетонних та арматурних робіт.

Площа комплексу опалубки для плити перекриття одного поверху визначається за формулою:

$$S_{\text{оп}} = S_{\text{пл}} + l \cdot \delta, \quad (50)$$

де $S_{\text{пл}}$ — площа плити перекриття; l — периметр плити; δ — товщина плити.

$$S_{\text{оп}} = 588 + 105 \cdot 0,3 = 619,5 \approx 620 \text{ м}^2.$$

Отже, площа опалубки для одного перекриття становить 620 м².

Об'єм бетону однієї плити перекриття: $V_6 = S_{\text{пл}} \cdot \delta = 588 \cdot 0,2 = 117,6 \text{ м}^3$.

Загальний об'єм бетону для всіх перекриттів будівлі: $V^{\Sigma} = 117,6 \cdot 13 = 1528,8 \text{ м}^3$.

Загальна кількість арматури визначається за формулою:

$$Q_{\text{арм}} = S_{\text{пл}} \cdot q_{\text{ар.п}} \cdot n, \quad (51)$$

де $q_{ар.п} = 3,5 \text{ кг/м}^2$ — питома витрата арматури;

$n = 13$ — кількість плит перекриття.

$$Q_{арм} = 588 \cdot 3,5 \cdot 13 = 26754 \text{ кг} = 26,754 \text{ т.}$$

4.3.4 Проектування графіка виконання робіт

Тривалість виконання окремих видів робіт приймається за результатами розрахунків, наведених у таблиці 6. При цьому враховуються обсяги робіт, норми часу, кількість робітників у ланці, змінність роботи та продуктивність прийнятих машин і механізмів.

До графіка включаються основні етапи будівництва: підготовчі роботи, земляні роботи, улаштування фундаментної плити, зведення конструкцій підземної частини, виконання монолітних залізобетонних робіт надземної частини, улаштування перекриттів, мурування стін і перегородок, покрівельні, оздоблювальні та інженерні роботи.

Таблиця 6 – Розрахунок трудомісткості та тривалості виконання робіт

Найменування робіт	Обґрунтування ЄНР, од. вим.	Кількість	Трудомісткість на весь обсяг, люд.-год	Машиністкість на весь обсяг, маш.-год	Склад ланки	К-сть робітників	Змінність	Тривалість, дні
Зрізання рослинного шару ґрунту, 1000 м³	E2-1-5	1,56	2,81	2,81	Машиніст	1	1	1
Розробка ґрунту екскаватором, 100 м³	E2-1-8	35,32	95,4	95,4	Машиніст	1	2	6
Зачистка дна котловану механічним способом, 100 м³	E2-1-22	1,01	0,75	0,75	Машиніст	1	1	1
Ручне дороблення ґрунту, м³	E2-1-47	50,6	43,01	—	Землекоп	2	1	3
Монтаж опалубки фундаментної плити, м²	E4-1-34	120	54	—	Тесляр	4	1	2
Установлення арматурних каркасів, шт.	E4-1-44	197	82,74	—	Арматурник	4	1	3
Приймання, подача, укладання та ущільнення бетонної суміші, м³	E4-1-49	658	414,5	95,4	Бетонщик	2	2	13
Демонтаж опалубки, м²	E4-1-34	120	31,2	—	Тесляр	4	1	1
Монтаж великощитової опалубки, м²	E4-1-37	930,6	688,6	—	Тесляр	8	1	11
Встановлення арматурних каркасів, шт.	E4-1-44	19	72,01	—	Арматурник	2	1	5

Приймання, подача, укладання та ущільнення бетонної суміші, м³	Е4-1-49	163,4	374,2	—	Бетонщик	2	2	12
Демонтаж опалубки	Е4-1-37	930,6	288,5	—	Тесляр	8	1	5
Монтаж розбірно-переставної опалубки колон, м²	Е4-1-37	216	86,4	—	Тесляр	6	1	2
Встановлення арматурних каркасів, м²	Е4-1-44	30	90	—	Арматурник	6	1	2
Приймання, подача, укладання та ущільнення бетонної суміші, м³	Е4-1-49	13,44	20,16	—	Бетонщик	2	2	1
Демонтаж опалубки, м²	Е4-1-37	216	32,4	—	Тесляр	6	1	1
Монтаж розбірно-переставної опалубки перекриттів, м²	Е4-1-37	619,5	136,3	—	Тесляр	10	1	2

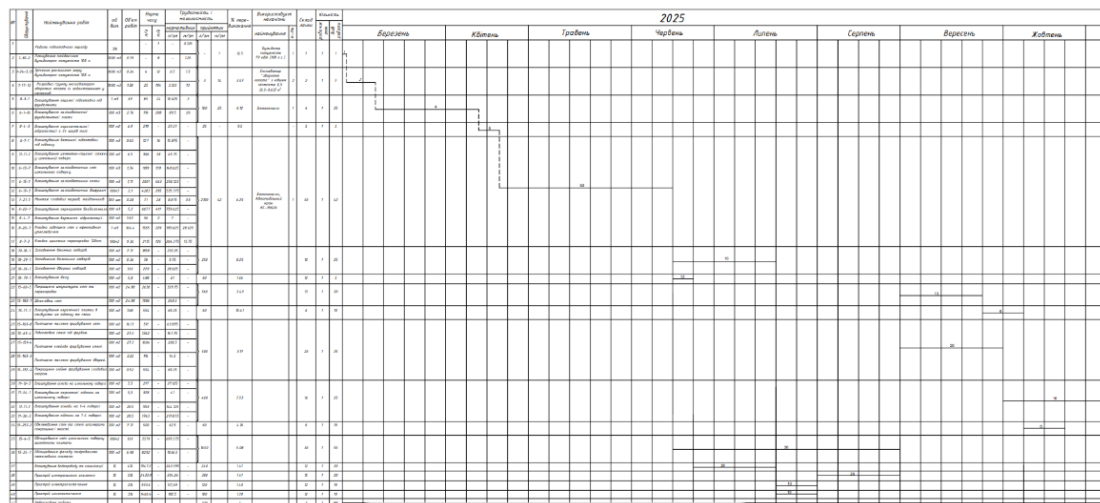


Рисунок 38 – Графіка виконання робіт

4.4 Вибір стрілового крана для зведення підземної частини будівлі

Для виконання робіт зі зведення підземної частини будівлі, зокрема фундаментної плити та конструкцій нульового циклу, доцільно застосовувати самохідні стрілові крани.

Монтажна маса вантажу визначається з урахуванням маси елемента, що піднімається, та маси стропувальних пристроїв:

$$Q_M = Q_{\text{ел}} + Q_{\text{стр}}, \quad (52)$$

де Q_M — монтажна маса вантажу, т; $Q_{\text{ел}}$ — маса елемента, що піднімається краном, т; $Q_{\text{стр}}$ — маса стропувального пристрою, т.

Якщо бетонна суміш подається у бадді або бункері, маса вантажу визначається як сума маси бадді та маси бетонної суміші:

$$Q_{\text{ел}} = Q_{\text{бад}} + Q_{\text{бет}}, \quad (53)$$

де $Q_{\text{бад}}$ — маса бадді або бункера, кг; $Q_{\text{бет}}$ — маса бетонної суміші, кг.

Маса бетонної суміші визначається за формулою:

$$Q_{\text{бет}} = V_{\text{бад}} \cdot \rho_{\text{бет}}, \quad (54)$$

де $V_{\text{бад}}$ — місткість бадді, м³; $\rho_{\text{бет}}$ — густина бетонної суміші, яка приймається в межах 2500–2800 кг/м³.

Необхідна висота підйому гака крана визначається з урахуванням висоти монтажного рівня, габаритів вантажу, технологічного запасу та довжини стропувального пристрою:

$$H_{\text{м}} = h_0 + h_{\text{ел}} + h_{\text{зап}} + h_{\text{стр}}, \quad (55)$$

де $H_{\text{м}}$ — необхідна монтажна висота, м; h_0 — висота від рівня стоянки крана до монтажною позначки, м; $h_{\text{ел}}$ — висота елемента в монтажному положенні, м; $h_{\text{зап}}$ — мінімальний технологічний зазор для наведення елемента, який приймається 0,5 м; $h_{\text{стр}}$ — висота стропувального пристрою над конструкцією, що монтується, м.

Рівень стоянки крана може бути вищим, нижчим або збігатися з рівнем монтажною позначки. Під час зведення підземної частини будівлі найвищою монтажною позначкою є рівень перекриття підземного поверху, тому висота підйому гака визначається з урахуванням саме цієї позначки.

Монтажний виліт стріли приймається залежно від схеми руху крана на будівельному майданчику. У даному випадку кран переміщується вздовж бровки котловану, тому виліт стріли визначається з умови безпечного розташування крана за межами призми можливого обвалення ґрунту:

$$L_{\text{м}} = \frac{B}{2} + a + mh_k + 1 + \frac{b_{\text{кр}}}{2}, \quad (56)$$

де $L_{\text{м}}$ — необхідний монтажний виліт стріли, м; B — ширина або довжина зовнішнього контуру фундаменту, м; a — технологічний проміжок для виконання робіт, приймається 0,7 м; m — коефіцієнт закладання укосу котловану; h_k — глибина котловану, м; 1— безпечна відстань від призми обвалення до ходової частини крана, м; $b_{\text{кр}}$ — ширина ходової частини монтажного крана, м.

З урахуванням необхідної вантажопідйомності, монтажної висоти, вильоту стріли та умов роботи біля котловану для виконання робіт приймається стріловий гусеничний кран СКГ-30.

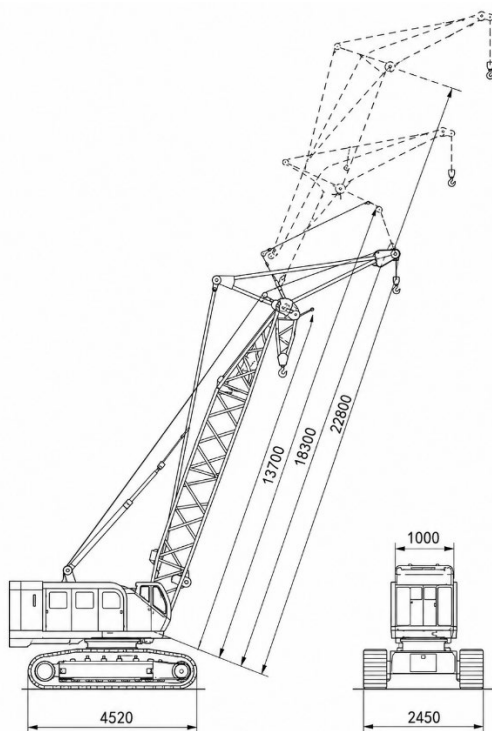


Рисунок 39 – Схема гусеничного крана СКГ-30

Прийнятий кран забезпечує виконання основних монтажних операцій під час зведення підземної частини будівлі: подачу арматурних виробів, елементів опалубки, стропувального оснащення, бадді з бетонною сумішшю та інших будівельних вантажів у межах робочої зони.

4.5 Проектування будівельного генерального плану

Під час розроблення будівельного генерального плану необхідно визначити потребу в основних матеріальних ресурсах, будівельних машинах і механізмах. Такі дані є вихідною основою для раціонального розміщення на будівельному майданчику складських зон, тимчасових доріг, місць стоянки техніки, зон подачі матеріалів і робочих ділянок.

Потреба в ресурсах приймається за результатами раніше виконаних розрахунків обсягів робіт. До складу основних матеріалів включено бетонну суміш і арматуру, необхідні для зведення фундаментної плити, стін підвалу,

колон і перекриттів. Окремо визначено комплект машин і механізмів, які забезпечують виконання земляних, бетонних, арматурних, монтажних і транспортних робіт [19, 20].

Таблиця 7 – Зведена потреба в матеріалах, машинах і механізмах

№ п/п	Вид ресурсу	Місце використання / найменування	Марка	Од. вим.	Кількість
1	Бетонна суміш	Фундаментна плита	B20	м³	658
2	Бетонна суміш	Стіни підвалу	B20	м³	138,6
3	Бетонна суміш	Колони	B20	м³	186,1
4	Бетонна суміш	Перекриття	B20	м³	1528,8
	Разом бетонної суміші			м³	2511,5
5	Арматура	Фундаментна плита	A-400C	т	39,480
6	Арматура	Стіни підвалу	A-400C	т	1,029
7	Арматура	Колони	A-400C	т	29,633
8	Арматура	Перекриття	A-400C	т	26,754
	Разом арматури			т	96,896
9	Машини і механізми	Бульдозер	Д-271	шт.	1
10	Машини і механізми	Екскаватор	ЕО-3311Г	шт.	1
11	Машини і механізми	Автосамоскид	МАЗ-503	шт.	3
12	Машини і механізми	Автомобільний кран	МКА-16	шт.	1
13	Машини і механізми	Автобетононасос	СБ-165	шт.	1
14	Машини і механізми	Кран стріловий гусеничний	СКГ-30	шт.	1
15	Машини і механізми	Глибинний вібратор	ІВ-95А	шт.	2
16	Машини і механізми	Арматуровоз	МАЗ-5245	шт.	2

Загальна потреба в бетонній суміші становить 2511,5 м³. Найбільший обсяг бетонування припадає на монолітні перекриття, що зумовлено значною площею плит та їх повторюваністю по поверхах. Значний обсяг бетонної суміші також передбачено для фундаментної плити.

Загальна потреба в арматурі становить 96,896 т. Основна частина арматури використовується для армування фундаментної плити, колон і перекриттів, які сприймають найбільші розрахункові зусилля.

Прийнятий комплект машин і механізмів забезпечує виконання всіх основних технологічних процесів: розробку та переміщення ґрунту, подачу бетонної суміші, монтаж арматурних виробів, установа опалубки, ущільнення бетону та транспортування матеріалів на будівельний майданчик.

4.5.1 Розрахунок тимчасових будівель і споруд

До складу тимчасових споруд можуть входити побутові приміщення, вбиральні, приміщення для обігріву, зберігання інструменту, інвентарю та інші допоміжні об'єкти [20].

Вихідним показником для розрахунку є максимальна кількість робітників, зайнятих на будівельному майданчику протягом доби або зміни: P_{max} . Кількість додаткових працівників визначається залежно від максимальної чисельності основних робітників:

$$H = (0,2 \dots 0,4)P_{max} \quad (52)$$

Кількість інженерно-технічних працівників приймається за формулою:

$$I = (0,03 \dots 0,05)(P_{max} + H) \quad (53)$$

Кількість молодшого обслуговуючого персоналу визначається як:

$$M = 0,015(P_{max} + H) \quad (54)$$

Загальний обліковий склад працівників на будівельному майданчику визначається з урахуванням коефіцієнта переходу від явочної до облікової чисельності:

$$C = 1,06(P_{max} + H + I + M) \quad (55)$$

Необхідна площа тимчасової будівлі визначається за формулою:

$$F = N \cdot n \quad (56)$$

де F — розрахункова площа тимчасової будівлі, м²; N — кількість працівників, які користуються відповідним приміщенням протягом зміни, осіб; n — нормативна площа на одного працівника, м².

Кількість працівників, які користуються певним видом тимчасової будівлі, визначається за формулою:

$$N = \alpha C \quad (57)$$

де α — коефіцієнт одночасного користування приміщенням;
 C — обліковий склад працівників.

Подальший розрахунок потреби в тимчасових будівлях і спорудах виконується у табличній формі.

Таблиця 8 – Потреба в тимчасових спорудах

Найменування тимчасової споруди	α	C , чол	N , чол	n , м ²	F , м ²	Розміри в плані, м	Кількість			
Вбиральня	1,0	—	—	0,2	—	1,5 × 1,5 × 3	8	—	—	—

4.5.2 Розрахунок потреби в електроенергії

Розрахунок потреби в електроенергії виконується у такій послідовності: визначення основних споживачів електроенергії; встановлення їхньої розрахункової потужності; визначення сумарного навантаження з урахуванням коефіцієнтів попиту; підбір трансформаторної підстанції; проектування схеми тимчасового електропостачання на будівельному генеральному плані [20].

Електропостачання будівельного майданчика передбачається здійснювати шляхом підключення до існуючих міських електричних мереж. Основними споживачами електроенергії є будівельні машини, механізми, електроінструмент, обладнання для виконання бетонних і монтажних робіт, а також освітлювальні установки.

Розрахункова потужність трансформаторної підстанції визначається з урахуванням одночасної роботи споживачів за формулою:

$$P = 1,1 \left(\sum \frac{P_c \cdot k_1}{\cos \varphi} + \sum P_{об} \cdot k_2 + \sum P_{он} \cdot k_3 \right), \quad (58)$$

де P — розрахункова потужність трансформаторної підстанції, кВт; 1,1— коефіцієнт, що враховує втрати потужності в електромережі; P_c — силова потужність машин, механізмів або установок, кВт; $P_{об}$ — потужність, необхідна

для внутрішнього освітлення, кВт; $P_{\text{он}}$ — потужність, необхідна для зовнішнього освітлення, кВт; k_1, k_2, k_3 — коефіцієнти попиту для відповідних груп споживачів; $\cos \varphi$ — коефіцієнт потужності, який залежить від кількості та режиму роботи силових споживачів.

Результати розрахунку потреби в електроенергії для окремих споживачів доцільно подати у вигляді таблиці 9.

Таблиця 9 – Потреба в електропостачанні

Споживач	Кількість, од. вим.	Питома потужність, кВт	Загальна потужність, кВт	K_i	$\cos \varphi$	Потреба в потужності, кВт
Внутрішнє освітлення						
Вбиральня	18 м ²	0,015	0,27	0,8	1	0,22
Зовнішнє освітлення						
Територія будівництва	4800 м ²	0,004	19,20	1,0	1	19,20
Майданчик монтажних робіт	2500 м ²	0,003	7,50	1,0	1	7,50
Відкриті складські майданчики	115 м ²	0,005	0,58	1,0	1	0,58
Разом						27,50

За результатами розрахунку для електропостачання будівельного майданчика приймається комплектна трансформаторна підстанція 815Ц потужністю 400 кВт. Прийнята потужність забезпечує роботу основних будівельних машин, технологічного обладнання та систем освітлення з урахуванням можливих втрат у тимчасових електромережах.

4.5.3 Розрахунок потреби у воді

Водопостачання будівельного майданчика передбачається для забезпечення господарсько-побутових та протипожежних потреб. У межах дипломного проєкту витрати води на виробничі потреби не враховуються, тому

сумарна розрахункова витрата води визначається як сума витрат на господарсько-побутові потреби та пожежогасіння:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{г.п}} + Q_{\text{пож}}, \quad (59)$$

де $Q_{\text{г.п}}$ — витрата води на господарсько-побутові потреби, л/с;
 $Q_{\text{пож}}$ — витрата води на протипожежні потреби, л/с.

Витрата води на господарсько-побутові потреби визначається за формулою:

$$Q_{\text{г.п}} = \frac{A}{3600} \left(\frac{m_1 k_1}{8,2} + m_2 k_2 \right) \quad (60)$$

де A — обліковий склад працівників; m_1 — норма споживання води на одну людину за зміну; k_1 — коефіцієнт нерівномірності споживання води; m_2 — норма витрати води на приймання одного душу; k_2 — коефіцієнт, що враховує частку працівників, які користуються душем.

За прийнятими вихідними даними: $Q_{\text{г.п}} = \frac{58}{3600} \left(\frac{20 \cdot 1,15}{8,2} + 30 \cdot 0,3 \right) = 0,19$ л/с.

Мінімальна витрата води на протипожежні потреби приймається з умови одночасної дії двох струменів від пожежних гідрантів по 5 л/с кожний: $Q_{\text{пож}} = 10$ л/с.

Тоді загальна розрахункова витрата води становить: $Q_{\text{заг}} = 0,19 + 10 = 10,19$ л/с.

Діаметр тимчасової водопровідної мережі визначається за формулою:

$$D = \sqrt{\frac{4Q \cdot 1000}{\pi \cdot V}}, \quad (61)$$

де Q — розрахункова витрата води, л/с; V — швидкість руху води в трубопроводі, яка приймається в межах 0,9–1,2 м/с.

$$\text{При } Q = 10,19 \text{ л/с та } V = 1,1 \text{ м/с: } D = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,19 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,1}} = 108,7 \text{ мм.}$$

За результатами розрахунку приймаємо найближчий стандартний діаметр тимчасової водопровідної мережі: $D = 120$ мм.

Отже, для забезпечення господарсько-побутових і протипожежних потреб будівельного майданчика приймається тимчасова водопровідна мережа діаметром 120 мм.

4.6 Техніко-економічні показники

Для оцінки ефективності прийнятих організаційно-технологічних рішень визначаються основні техніко-економічні показники виконання робіт. До них належать тривалість будівництва, питома трудомісткість зведення конструкцій та виробіток одного робітника за зміну.

Загальна тривалість будівництва за календарним графіком становить: $T_{\text{буд}} = 185$ днів.

Питома трудомісткість зведення одного поверху визначається як відношення загальної трудомісткості робіт до обсягу бетонування:

$$q = \frac{T}{V}, \quad (62)$$

де T — трудомісткість зведення одного поверху, люд.-зм.;
 V — обсяг бетонних робіт, м³.

$$q = \frac{62,23}{131,04} = 0,47 \text{ люд.-зм./м}^3.$$

Отже, питома трудомісткість зведення одного поверху становить: $q = 0,47$ люд.-зм./м³.

Вирібок одного робітника за зміну визначається за формулою:

$$B = \frac{V}{T} = \frac{1}{q}, \quad (63)$$

$$B = \frac{131,04}{62,23} = 2,11 \text{ м}^3/\text{люд.-зм.}$$

Отже, виробіток одного робітника за зміну становить: $B = 2,11$ м³/люд.-зм.

Таблиця 10 – Основні техніко-економічні показники

Найменування показника	Значення, ол. вим.
Тривалість будівництва	185 днів
Обсяг бетонних робіт на один поверх	131,04, м ³

Трудомісткість зведення одного поверху	62,23, люд.-зм.
Питома трудомісткість	0,47, люд.-зм./м ³
Виробіток одного робітника за зміну	2,11, м ³ /люд.-зм.

Таким чином, прийняті технологічні рішення забезпечують раціональну організацію виконання робіт, достатній рівень продуктивності праці та можливість завершення будівництва у встановлені календарним графіком строки.

РОЗДІЛ V. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

5.1 Аналіз умов праці

Однією з важливих умов раціональної організації будівельно-монтажних робіт є забезпечення безпечного виробничого середовища для працівників на будівельному майданчику. Для цього необхідно своєчасно виявляти потенційно небезпечні та шкідливі фактори, визначати джерела їх виникнення та передбачати заходи щодо зниження ризику травматизму й професійних захворювань. Під час виконання будівельних процесів працівники можуть зазнавати впливу механічних, фізичних, хімічних, електричних і кліматичних факторів. Їх дія залежить від виду робіт, застосованих машин і механізмів, організації робочих місць, погодних умов та дотримання вимог охорони праці [24].

У таблиці 11 наведено основні небезпечні та шкідливі фактори, які можуть виникати під час виконання будівельно-монтажних робіт [21].

Таблиця 11 – Аналіз небезпечних і шкідливих виробничих факторів [21, 24]

Види робіт	Можливі наслідки впливу	Очікувані небезпечні та шкідливі фактори	Основні джерела небезпеки
Експлуатація будівельних машин, технологічного оснащення та інструменту	Падіння, обвалення, перекидання; травмування; професійні захворювання; отруєння; зниження слуху; електротравми	Дія гравітаційних факторів; рухомі частини механізмів; загазованість повітря робочої зони; небезпечна напруга в електромережі	Перепад висот; працюючі механізми; двигуни внутрішнього згоряння; електроприводи та електрообладнання
Електрозварювальні та газополум'яні роботи	Опіки, травмування, руйнування	Висока температура; підвищений тиск під час вибуху; токсичні	Горючі та вибухонебезпечні матеріали; електроди;

	елементів; отруєння; електротравми	речовини; небезпечна електрична напруга	електрозварювальний апарат
Вантажно-розвантажувальні роботи	Отруєння, травмування, перевантаження організму	Токсичні речовини у повітрі; підвищена запиленість; значні фізичні навантаження	Вантажі, що переміщуються вручну; пилові гази; небезпечні або забруднені вантажі
Земляні роботи	Обвалення ґрунту, падіння, перекидання техніки; пневмоконіози; електротравми; отруєння; сонячні удари або обмороження	Гравітаційні фактори; запиленість робочої зони; діючі підземні комунікації; токсичні речовини у повітрі; висока або низька температура повітря	Перепад висот; укоси траншей і котлованів; пиловий ґрунт; електричні мережі; підземні комунікації; несприятливі метеорологічні умови
Кам'яні роботи	Обвалення, падіння працівників або матеріалів; руйнування конструкцій, що зводяться	Гравітаційні фактори; вітрові навантаження; вантажні операції	Перепад висот; місцеві метеорологічні умови; матеріали, що переміщуються
Монтажні роботи	Падіння; обрив вантажів; руйнування конструкцій; електротравми; травмування	Гравітаційні фактори; вітрова дія; переміщення вантажів; небезпечна електрична напруга; рухомі конструкції	Перепад висот; місцеві метеорологічні умови; електрозварювальні апарати; конструкції, що монтуються
Покрівельні роботи	Падіння з висоти; руйнування або пошкодження елементів покрівлі	Гравітаційні фактори; грозова та вітрова дія	Перепад висот; несприятливі метеорологічні умови
Оздоблювальні роботи	Отруєння, опіки, подразнення органів дихання та шкіри	Токсичні речовини; підвищена температура; вибухонебезпечність окремих матеріалів	Розчинники фарб, лакофарбові матеріали

5.2 Заходи щодо забезпечення безпечних умов праці

Забезпечення безпечних умов праці на будівельному майданчику є обов'язковою складовою організації будівельного виробництва. Заходи з охорони праці повинні передбачатися на всіх етапах виконання робіт: під час розробки ґрунту, улаштування монолітних залізобетонних конструкцій, монтажу елементів, виконання зварювальних, оздоблювальних та вантажно-розвантажувальних процесів. Організація робіт має відповідати вимогам охорони праці та промислової безпеки у будівництві [21], а також загальним положенням пожежної та електричної безпеки [22, 23, 3]. Текст адаптовано на основі наданого фрагмента.

Земляні роботи

До початку виконання земляних робіт необхідно встановити місце розташування підземних інженерних мереж і чітко позначити їх на місцевості. У зонах наближення до електричних кабелів, напірних водопроводів та інших діючих комунікацій розробку ґрунту слід виконувати вручну з використанням немеханізованого інструменту. Це дозволяє зменшити ризик пошкодження мереж і запобігти аварійним ситуаціям [21].

Котлован повинен бути огорожений по периметру, а в небезпечних місцях необхідно встановити попереджувальні знаки та інформаційні написи. Забороняється розміщувати будівельні матеріали, встановлювати машини або організовувати рух транспорту в межах призми можливого обвалення ґрунту. Для безпечного спуску робітників у котлован слід передбачати інвентарні трапи або сходи шириною не менше 0,75 м з огороженням.

Під час роботи екскаватора завантаження ґрунту в автосамоскиди необхідно виконувати з боку заднього або бокового борту транспортного засобу. Перебування людей у зоні дії ковша, стріли екскаватора або поблизу транспортних засобів під час навантаження не допускається. У разі виявлення вибухонебезпечних предметів або невідомих підземних об'єктів роботи необхідно негайно припинити до отримання дозволу відповідних служб.

Бетонні та арматурні роботи

Опалубку для монолітних залізобетонних конструкцій необхідно встановлювати відповідно до проєкту виконання робіт. Її елементи мають бути справними, стійкими та надійно закріпленими. Демонтаж опалубки допускається лише після досягнення бетоном необхідної розпалубної міцності та з дозволу відповідального виконавця робіт [21].

Під час заготівлі та монтажу арматури робочі місця повинні бути організовані таким чином, щоб виключити травмування працівників під час розмотування бухт, різання, згинання та переміщення арматурних стрижнів. Арматурні каркаси необхідно складувати з урахуванням умов їх подальшого стропування, підйому і транспортування до місця встановлення.

Подача бетонної суміші баддями або бункерами повинна виконуватися тільки при справному та закритому затворі. Відстань від нижньої кромки бадді до поверхні укладання бетону не повинна перевищувати 1 м. Під час ущільнення бетонної суміші електровібраторами забороняється переміщувати вібратор за струмопровідний кабель. У перервах між роботою електровібратори необхідно вимикати.

Монтажні роботи

До монтажних робіт допускаються працівники, які пройшли навчання, інструктаж з охорони праці та мають право виконувати відповідні роботи. Усі особи, які перебувають у монтажній зоні, повинні використовувати захисні каски та інші засоби індивідуального захисту [21, 24].

На ділянці, де виконуються монтажні роботи, забороняється перебування сторонніх осіб і виконання робіт, не пов'язаних із монтажем. Робочі місця на висоті повинні бути обладнані засобами підмоцнування, огороженнями, сходами, помостами або навісними люльками. Під час роботи на висоті працівники повинні застосовувати запобіжні пояси або інші страхувальні засоби.

Стропування конструкцій необхідно виконувати за заздалегідь розробленими схемами. Під час переміщення елементи мають утримуватися від розгойдування за допомогою гнучких відтяжок. Перебування людей під стрілою

крана, під піднятим вантажем або на конструкціях, що переміщуються, забороняється. Під час перерв у роботі не допускається залишати вантаж у підвішеному стані.

Електробезпека

Електропостачання будівельного майданчика повинно здійснюватися через закриті силові шафи та розподільні пристрої. Усі електроустановки, електроінструмент і зварювальне обладнання мають бути справними, надійно закріпленими та заземленими відповідно до вимог електробезпеки [3].

Пускові пристрої необхідно розміщувати так, щоб виключити доступ до них сторонніх осіб. Кожен електроспоживач повинен мати окремий пристрій керування з відповідним написом. Підключення кількох споживачів до одного пускового пристрою не допускається.

Для зварювальних робіт слід застосовувати ізольовані гнучкі кабелі. З'єднання кабелів необхідно виконувати опресуванням, зварюванням або паянням. Металеві частини електрозварювального обладнання, які не перебувають під напругою, а також конструкції, що зварюються, повинні бути заземлені.

Електрозварювальні та газополум'яні роботи

Місця виконання електрозварювальних і газополум'яних робіт необхідно очищати від горючих матеріалів. Легкозаймисті матеріали слід прибирати з робочої зони, а вибухонебезпечні речовини та обладнання — розміщувати на безпечній відстані. Виконання зварювальних робіт під час дощу або снігопаду без навісу над робочим місцем і обладнанням не допускається [22, 23].

Газові балони повинні зберігатися та транспортуватися з дотриманням вимог безпеки. Їх необхідно захищати від ударів, нагрівання та дії прямих сонячних променів. Працювати з газовими балонами можуть лише працівники, які пройшли відповідне навчання.

Під час різання елементів конструкцій необхідно передбачати заходи, що запобігають їх неконтрольованому падінню або обваленню. Зварювання, різання чи нагрівання відкритим полум'ям трубопроводів і ємностей, які можуть містити

рідини або газу під тиском, допускається лише після спеціальної перевірки та відповідного дозволу.

Оздоблювальні роботи

Під час виконання штукатурних, малярних і склярських робіт необхідно забезпечити справність засобів підмошування. Настили повинні бути суцільними, без зазорів і пошкоджень. При застосуванні розчинонасосних установок необхідно забезпечити надійний зв'язок між оператором і машиністом установки.

У місцях використання лакофарбових матеріалів, розчинників, нітрофарб та інших речовин, які можуть утворювати вибухонебезпечні пари, забороняється застосування відкритого вогню або виконання робіт, що супроводжуються іскроутворенням. Електропроводка в таких зонах повинна бути знеструмлена або виконана у вибухозахищеному виконанні [22].

Перед початком склярських робіт необхідно перевірити справність віконних рам і надійність місць установлення скла. Перенесення скла слід виконувати із застосуванням спеціальних пристроїв або тари, що знижує ризик травмування працівників.

5.3 Обґрунтування схеми руху на будівельному майданчику

Раціональна організація руху транспортних засобів на будівельному майданчику є важливою умовою безпечного та безперервного виконання будівельно-монтажних робіт. Схема руху повинна забезпечувати зручне підвезення будівельних матеріалів, конструкцій, бетонної суміші та обладнання до робочих зон, а також безпечне переміщення працівників територією майданчика відповідно до вимог охорони праці у будівництві [21].

На будівельному майданчику запроєктовано тимчасові автомобільні дороги шириною 6 м. Рух транспорту передбачається за односмуговою кільцевою схемою, що дозволяє зменшити кількість зустрічних потоків, скоротити маневрування автотранспорту та підвищити безпеку перевезень.

Радіус заокруглення тимчасових доріг приймається 12 м, що забезпечує можливість проїзду будівельної техніки та вантажного транспорту.

Тимчасові дороги влаштовуються зі збірних залізобетонних інвентарних плит багаторазового використання. Таке покриття забезпечує необхідну несучу здатність проїздів, стійкість до навантажень від будівельної техніки та можливість демонтажу після завершення будівництва.

На ділянках доріг, які проходять у межах небезпечної зони роботи вантажопідіймального крана, передбачається встановлення попереджувальних знаків і обмежувальних написів. Водії транспортних засобів повинні проходити інструктаж щодо правил руху по будівельному майданчику, особливо в зонах роботи кранів, місцях розвантаження матеріалів і поблизу складів [21; 24].

З метою дотримання вимог пожежної безпеки передбачено не менше двох в'їздів на територію будівельного майданчика. Додатковий під'їзд забезпечує можливість оперативного заїзду пожежної техніки, евакуації транспорту та організації безпечного руху у разі виникнення аварійної ситуації. Пожежна безпека на майданчику забезпечується відповідно до вимог чинних нормативних документів [22; 23].

Будівельним генеральним планом передбачено розміщення основних небезпечних зон: зони дії вантажопідіймального крана, повітряних ліній електропередач, шляхів руху транспорту, місць складування матеріалів, ділянок зберігання горючих і небезпечних речовин. Санітарно-побутові приміщення розташовуються за межами небезпечних зон, що відповідає вимогам безпечної організації будівельного майданчика [21].

До загальномайданчикових заходів з охорони праці належать: огороження території будівельного майданчика з улаштуванням в'їздів, воріт, попереджувальних і обмежувальних знаків; організація тимчасових автомобільних доріг і пішохідних проходів із дотриманням необхідної ширини, ухилів і радіусів повороту; виділення небезпечних зон роботи вантажопідіймальних механізмів; розміщення побутових приміщень поза

межами небезпечних зон; організація складів для зберігання будівельних матеріалів, конструкцій, горючих і шкідливих речовин [21; 24].

У темний час доби будівельний майданчик, робочі місця, проходи, проїзди та складські зони повинні бути забезпечені достатнім освітленням. Освітлення території будівництва проєктується з урахуванням вимог до освітлення будівельних майданчиків [25]. Електрообладнання, тимчасові електромережі та пускові пристрої повинні відповідати вимогам електробезпеки [26].

Комплекс протипожежних заходів передбачає встановлення пожежних гідрантів, розміщення протипожежного інвентарю, організацію пожежних постів, визначення місць для куріння і забезпечення вільного під'їзду пожежної техніки до об'єкта. Такі рішення приймаються відповідно до вимог пожежної безпеки об'єктів будівництва та правил пожежної безпеки в Україні [22; 23].

Організація охорони праці та пожежної безпеки повинна забезпечувати безпечні умови праці на всіх етапах виконання робіт. До монтажних робіт допускаються особи віком від 18 років, які пройшли відповідне навчання, вступний інструктаж, інструктаж на робочому місці та мають допуск до виконання робіт підвищеної небезпеки [21; 24].

Проектні рішення з охорони праці враховуються у календарному графіку виконання робіт, будівельному генеральному плані, технологічних картах та організаційно-технологічних схемах. Послідовність виконання робіт повинна бути прийнята такою, щоб один будівельний процес не створював небезпеки для робіт, які виконуються одночасно або розпочинаються після нього [21].

Санітарно-побутові приміщення розміщуються поза небезпечними зонами. За наявності джерел пилу, шкідливих парів або газів такі приміщення слід розташовувати з урахуванням напрямку переважаючих вітрів та на безпечній відстані від виробничих зон. Автомобільні дороги та пішохідні проходи також проєктуються за межами небезпечних зон або обладнуються відповідними засобами огороження та попередження [21].

Таким чином, прийнята схема руху на будівельному майданчику забезпечує безпечне переміщення транспорту, раціональне підвезення матеріалів

до робочих зон, можливість доступу пожежної техніки та дотримання вимог охорони праці, електробезпеки й пожежної безпеки під час виконання будівельно-монтажних робіт [21-26].

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Kiselev N. Theoretical and Experimental Substantiation for Applicability of a Damping Layer in a Foundation Slab Placed on Soil Bed / N. Kiselev, et al. // MATEC Web of Conferences. 2016. Vol. 73. Article 01017. DOI:10.1051/matecconf/20167301017
2. Монолітні плоскі залізобетонні фундаментні плити з ефективними вставками / І. В. Мельник, В. М. Сорохтей, Т. В. Приставський, Р. І. Грушка // Вісник національного університету “Львівська політехніка”. Серія: Теорія і практика будівництва. — Львів : Видавництво Львівської політехніки, 2017. — № 877. — С. 144–150.
3. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / за ред. Л. М. Шутенка. Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
4. Александрович В. А., Самородов О. В., Табачников С. В., Гаврилюк О. В. Вплив граничних умов на розподільчу здатність та деформативність моделі ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого шару скінченної ширини. Наука та будівництво. 2023. № 36(2). С. 12–19. URL: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-2-2023-2>
5. Prakoso W. A., Kulhawy F. H. Contribution to Piled Raft Foundation Design // Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 2001. Vol. 127, No. 1. P. 17–24. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:1(17).
6. Sales M. M., Small J. C., Poulos H. G. Compensated piled rafts in clayey soils: behaviour, measurements, and predictions // Canadian Geotechnical Journal. 2010. Vol. 47, No. 3. P. 327–345. DOI: 10.1139/T09-106.
7. Александрович В. А. Основи та фундаменти : конспект лекцій для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / В. А. Александрович, Ю. І. Кобзар, О. В. Гаврилюк ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023. 158 с.

8. Ter-Martirosyan Z. G. Feasibility of pile-shell foundations with prestressed soil beds / Z. G. Ter-Martirosyan, Ya. A. Pronozin, M. A. Stepanov // Soil Mechanics and Foundation Engineering. — 2012. — Vol. 49. — P. 119–123. DOI: 10.1007/s11204-012-9178-4.
9. Katzenbach R. Piled raft foundation projects in Germany / R. Katzenbach, U. Arslan, C. Moormann // Design Applications of Raft Foundations. — London : Thomas Telford, 2000. — P. 323–391.
10. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Чинний від 2017-12-16. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с.
11. ДБН Б.2.2-12:2019 Планування та забудова територій. Чинний від 2019-04-26. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2019. 76 с.
12. ДБН В.2.2-9:2018. Громадські будинки та споруди. Основні положення. Київ : Мінрегіон України, 2019.
13. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. Київ : Мінрегіон України, 2018.
14. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Чинний від 2017-06-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2017. 38 с.
15. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. Чинний від 2021-12-30. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2022. 26 с.
16. Методичні рекомендації до проведення практичних занять та організації самостійної роботи з навчальної дисципліни «Моделювання системи «будівля – основа» (для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія) / уклад. : В. А. Александрович, О. В. Гаврилюк. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2025. – 138 с.
17. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Чинний від 2006-07-03. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2006. 69 с.

18. ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво в сейсмічних районах України. Чинний від 2014-05-16. Вид. офіц. Київ : УкрНДНЦ, 2014. 116 с.
19. Організація та управління будівництвом: підручник / О.А. Тугай та ін. О64 Київ: Видавництво Ліра-К, 2024. – 400 с.
20. Технологія будівельного виробництва. Підручник /В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та ін.; За редакцією В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. – К.: Вища школа, 2002.
21. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). Чинний від 2009-01-27. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. 120 с.
22. НАПБ А.01.001-2014. Правила пожежної безпеки в Україні. Київ, 2014.
23. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Чинний від 2017-06-01. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2017. 38 с.
24. Жигулін О. А. Охорона праці у будівництві : навчальний посібник. Одеса, 2023.
25. ДСТУ Б А.3.2-15:2011. Система стандартів безпеки праці. Норми освітлення будівельних майданчиків. Чинний від 2011-02-02. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2012.
26. ДСТУ 7237:2011. Система стандартів безпеки праці. Електробезпека. Загальні вимоги та номенклатура видів захисту. Чинний від 2012-12-01. Вид. офіц. Київ : Держспоживстандарт України, 2011.