

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ

І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) конструювання та дизайну

УДК 72.012:339.17(477.73)

ПОГОДЖЕНО

Декан факультету

конструювання та дизайну

(назва факультету (ННІ))

(підпис)

Зіновій РУЖИЛО

(ПІБ)

— ” травня 2025 р.

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри будівництва

(назва кафедри)

(підпис)

Ігор ЯКОВЕНКО

(ПІБ)

— ” травня 2025 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

Проектування центру продажу промислових товарів у м. Миколаїв

Спеціальність

192 – будівництво та цивільна інженерія

(код і назва)

Освітня програма 192 – будівництво та цивільна інженерія

(назва)

Орієнтація освітньої програми

освітньо-наукова програма

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

Д.Т.Н., С.Н.С.

(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Мар'єнков Микола Григорович

(ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

К.Т.Н., СТ. викладач

(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Усенко Микола Володимирович

(ПІБ)

Виконав

(підпис)

Колодій Дмитро Миколайович

(ПІБ студента)

КИЇВ – 2025 рік

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) _____ **конструювання та дизайну** _____

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва
доктор технічних наук, професор

_____ **Ігор ЯКОВЕНКО**

—____” грудня 2023 року

**З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ
РОБОТИ СТУДЕНТУ**

_____ **Колодію Дмитру Миколайовичу** _____
(ПРІЗВИЩЕ, ІМ'Я, ПО БАТЬКОВІ)

Спеціальність _____ **192 – будівництво та цивільна інженерія** _____
(код і назва)

Освітня програма **«Будівництво та цивільна інженерія»** _____
(назва)

Орієнтація освітньої програми
_____ **освітньо-професійна програма** _____
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи _____

_____ **Проектування центру продажу промислових товарів у м. Миколаїв** _____ -
затверджена наказом ректора НУБіП України від –22” .12. 2023 р. № 2358 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру _____ **19 травня 2025 року** _____
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи:

Запроектувати триповерхову будівлю центру продажу промислових товарів у м. Миколаєві із урахуванням кліматичних умов та інженерно-геологічних умов майданчика.

У науково-дослідній частині проєкту розробити покроковий алгоритм проєктування стовпчастих залізобетонних фундаментів під монолітну залізобетонну колону. Показати від яких параметрів залежить побудова інженерно-геологічного розрізу.

Виконати аналітичні розрахунки прийнятого фундаменту на продавлення, згіз та згин. Виконати комп'ютерне моделювання залізобетонної плити перекриття. Розробити будівельний генеральний план з розміщенням машин та механізмів. Розробити технологічну карту на улаштування монолітної плити перекриття. Навести календарний графік виконання основних робіт, показати графіки руху машин та механізмів.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Розробити архітектурно-будівельну частину будівлі басейну (розробити головний та бокові фасади, плани, поперечний та поздовжній розрізи, навести специфікацію приміщень із відповідними архітектурними вузлами).

2. Виконати розрахунок та конструювання головних несучих конструкцій (монолітної залізобетонної плити перекриття, колони, внутрішніх металевих сходів та фундаменту).

3. Розробити технологічну карту на зведення надземної частини будівлі. Навести параметри та засоби щодо організації будгеплану, технології виконання робіт щодо умови забезпечення будівництва; тривалості будівництва, складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт, комплектів будівельних машин та механізмів, проєктування будівельного генерального плану.

Перелік графічного матеріалу (за потреби)

1. Архітектурний розділ: головний та боковий фасади, поздовжній та поперечний розрізи, плани відповідних поверхів

2. Розрахунково-конструктивний розділ: розрахунок та конструювання головних несучих конструкцій: монолітної залізобетонної плити перекриття, колони та внутрішніх металевих сходів

3. Технологічна карта, будгеплан та календарний графік виконання робіт

Дата видачі завдання «_____» грудня 2023 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

кандидат технічних наук, ст. викладач

кафедри будівництва НУБіП України _____ /Микола УСЕНКО/

Завдання прийняв до виконання

студент БЦІ 2307Мд

денної форми навчання _____ /Дмитро КОЛОДІЙ/

ЗМІСТ

ВСТУП	8
1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД.....	
1.1. Коротка характеристика будівлі, майданчика та його геологічної будови.....	
1.2. Рекомендації щодо побудови інженерно-геологічного розрізу...	
2. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ.....	
2.1. Загальна характеристика стовпчастих фундаментів.....	
2.2. Визначення основних розмірів стовпчастих фундаментів.....	
2.3. Зведений алгоритм розрахунку стовпчастого залізобетонного фундаменту під колону.....	
2.4. Перспективи використання 3d-друку в будівництві: сучасні кейси та виклики.....	
3. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	
3.1 Генеральний план ділянки	
3.2 Функціональний процес	
3.3 Характеристика об'ємно-планувального вирішення будівлі	
3.4 Теплотехнічний розрахунок захищаючих конструкцій	
3.5 Конструктивне рішення будівлі	
3.5.1 Фундаменти	
3.5.2 Стіни	
3.5.3 Перекриття і покриття	
3.5.4 Колони	
3.5.5 Сходи	
3.5.6 Балки	
3.5.7 Покрівля	
3.5.8 Підлоги	
3.5.9 Перемички	
3.5.10 Зовнішнє оздоблення	

3.5.11	Внутрішнє оздоблення	
3.5.12	Санітарно-технічне та інженерне обладнання будівлі	
4	РОЗРАХУНКОВО КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	
4.1	Розрахунок монолітної залізобетонної плити перекриття	
4.1.1	Характеристики бетону і арматури	
4.1.2	Збір навантажень	
4.1.3	Дані для проектування	
4.2	Розрахунок колони середнього ряду	
4.2.1	Вихідні дані	
4.2.2	Збір навантаження	
4.2.3	Перевірка міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі колони	
4.2.4	Перевірка міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі колони	
4.3	Розрахунок внутрішніх металевих сходів	
4.3.1	Вихідні дані	
4.3.2	Розрахунок та конструювання сходової площадки	
4.3.3	Розрахунок та конструювання залізобетонного східця	
4.3.4	Розрахунок та конструювання металевого косоура	
5.	РОЗДІЛ ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ	
5.1	Вихідні дані	
5.2	Визначення глибини закладання фундаменту	
5.2.1	Визначення глибини закладання фундаменту, виходячи з призначення та конструктивних вимог	
5.2.2	Врахування інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов	
5.2.3	Визначення розмірів підшви фундаменту	
5.3	Розрахунок осідання основи фундаменту	
5.4	Розрахунок затухання осідання в часі	
5.5	Розрахунок фундаменту на міцність	
5.5.1	Перевірка на дію поперечної сили	

5.5.2	Розрахунок фундаменту на продавлювання
5.5.3	Визначення перерізів арматури плитної частини фундаменту
5.5.4	Розрахунок фундаменту на дію поперечної сили
5.5.5	Армування підколонника
6	РОЗДІЛ ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА
6.1	Земляні роботи
6.2	Улаштування фундаментів
6.3	Технологічна карта на зведення надземної частини будівлі
6.3.1	Сфера застосування
6.3.2	Вибір монтажного крана
6.3.3	Організація і технологія будівельного процесу
6.3.3.1	Загальні вимоги
6.3.3.2	Кладка стін з керамічної цегли
6.3.3.3	Опалубні роботи
6.3.3.4	Арматурні роботи
6.3.3.5	Роботи по бетонуванню
6.3.3.6	Контроль якості виробництва робіт
6.3.3.7	Техніка безпеки при виконанні кам'яних робіт
6.4	Улаштування рулонної покрівлі
7	ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА
7.1	Умови організації і здійснення будівництва
7.2	Технологічна послідовність і методи виконання робіт
7.3	Об'єми будівельно-монтажних робіт і їх трудомісткість
7.4	Нормативна тривалість будівництва об'єкта
7.5	Будівельний генеральний план
7.5.1	Розрахунок численності працюючих
7.5.2	Розрахунок площ тимчасових будівель
7.5.3	Розрахунок складських приміщень і майданчиків
7.5.4	Організація і розрахунок тимчасового водопостачання

7.5.5 Розрахунок потреби будмайданчика в електроенергії	
7.5.6 Розрахунок штучного охоронного освітлення будмайданчика	
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	

ВСТУП

У процесі руху товару від виробника до споживача кінцевою ланкою є роздрібна торгівля. При роздрібній торгівлі матеріальні ресурси стають власністю споживача. Роздрібна торгівля включає продаж товарів населенню для особистого споживання, організаціям, підприємствам, установам для колективного споживання чи господарських потреб.

Товари продаються в основному через підприємства роздрібної торгівлі. Продаж споживчих товарів здійснюється також зі складів підприємств – виробників, посередницьких організацій, фірмових магазинів, заготівельних пунктів тощо. Роздрібна торгівля – вид підприємницької діяльності у сфері торгівлі, пов'язаний з реалізацією товарів безпосередньо споживачеві для особистого, побутового, сімейного, домашнього використання.

Функції роздрібної торгівлі:

- досліджує кон'юнктуру, що склалася товарному ринку;
- визначає попит та пропозицію на конкретні види товарів;
- здійснює пошук товарів, необхідні роздрібної торгівлі;
- проводить відбір товарів, їх сортування під час складання необхідного асортименту;
- здійснює оплату товарів, прийнятих від постачальника;
- проводить операції з приймання, зберігання, маркування товарів, встановлює ними ціни;
- надає постачальникам, споживачам, транспортно-експедиційні, консультаційні, рекламні, інформаційні та інші послуги.

Цілям активного стимулювання збуту товарів служить реклама.

Рекламна компанія повинна формуватися в різних напрямках, починаючи з найпростіших її задумів – оформлення віконних та внутрішньомагазинних вітрин - до організації рекламних виставок товарів з використання друкованої, транспортної, радіотелевізійної, відеороликів та іншими її видами

1 АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Проектування основ і фундаментів, незважаючи на простоту рішень, що використовуються для розрахунків, є однією із самих складних задач в усьому комплексі проектування будівель і споруд. Це пояснюється тим, що при проектуванні несучих конструкцій будівель і споруд, проектувальник вирішує питання про матеріал та його якість, в той час, як при проектуванні основ він працює з наявною геологічною будовою та фізико-механічними характеристиками ґрунтів у межах майданчика забудови. До того ж, ґрунти порівняно з матеріалами конструкцій є зовсім неоднорідними та значно поступаються їм в міцності. Ґрунти, маючи високу деформативність, визначають деформації основи і будівлі (споруди) в цілому. Тому, на практиці, в більше, ніж 75% випадків, аварійні ситуації виникають внаслідок неправильної оцінки основ.

При виборі раціонального типу фундаментів, їх оптимальних розмірів, необхідно одночасно враховувати конструкцію надземної частини будівлі (споруди), її просторову жорсткість, рівень та характер дії навантажень на фундаменти, якість та несучу здатність ґрунтової основи, можливі деформації. При цьому необхідно також враховувати можливість зручної та дешевої підготовки основи та зведення фундаментів. Проектувальник не може уникати розгляду всіх питань влаштування основ і фундаментів, оскільки відсутність комплексної оцінки роботи системи „основа-фундамент-надземна частина будівлі” може зробити розроблений проект основ і фундаментів непридатним для реалізації.

1.1. Коротка характеристика будівлі, майданчика та його геологічної будови

У заголовку цього розділу, відповідно до завдання, уточнюють найменування будівлі. Використовуючи дані, що наведені в завданні, та допов-

нююючи їх на основі власної уяви про конструкції цієї будівлі, коротко характеризують її за розмірами в плані, кількістю поверхів, їх висотою, наявністю підвальної частини, конструктивною схемою будівлі, матеріалу, що використаний для несучих конструкцій. Також наводять дані про те, що це будівництво в новому чи забудованому кварталі міста та яка форма рельєфу характерна для майданчика. Якщо будівля прибудовується, то необхідно вказати на особливості сусідньої будівлі, включаючи і характеристики її фундаментів. План будівлі приводять у вигляді схеми (в осях) із позначенням осей будівлі та характерних розмірів (рис. 1). На план додатково самостійно наносять положення 2-3 свердловин, які виходять за межі плану не більше, як на 3...5 м та проводять через них геологічний переріз I-I (показують потовщеною лінією), що в подальшому буде розглянуто в цьому ж розділі. Свердловини повинні мати планову та висотну прив'язку.

При використанні матеріалу звітів з інженерно-геологічних вишукувань, дані та положення свердловин, перерізи приймають реальними. В цьому випадку потрібно додатково ознайомитись з вимогами норм до складання таких звітів].

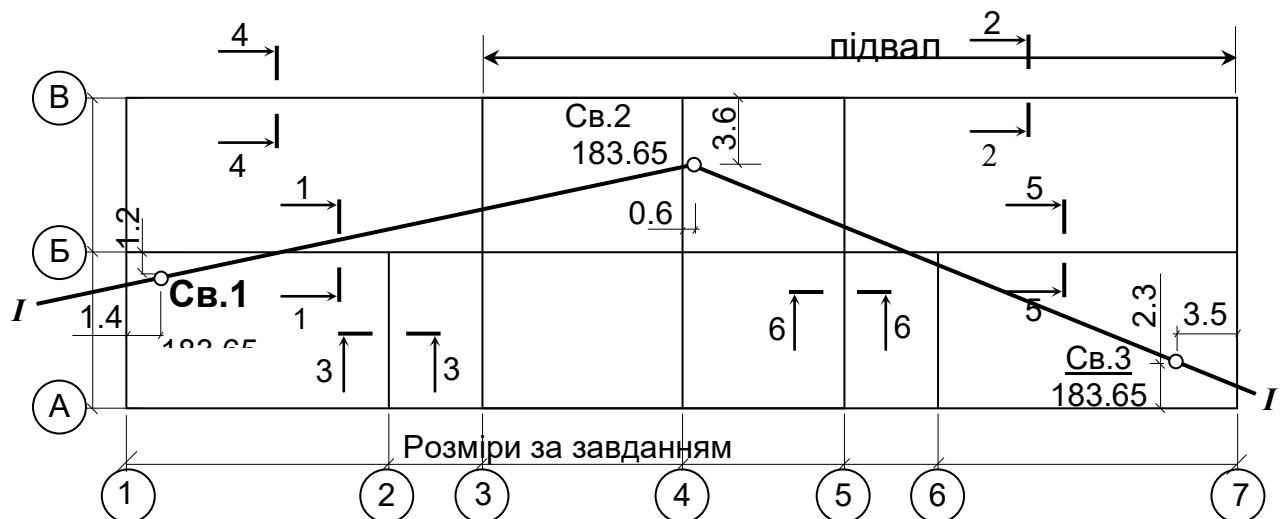


Рис. 1.1. План-схема будинку в осях з положенням геологічного перерізу I-I та розрахункових перерізів фундаментів 1-1...6-6

На цьому ж плані необхідно показати межі підвальної частини, що визначені завданням. Тут же показують характерні розрахункові перерізи фундаментів. Також наводять дані про нормативні і розрахункові навантаження на фундаменти.

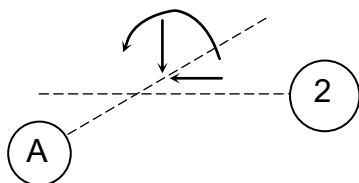


Рис. 2. Прикладення навантаження на рівні верхнього обрізу фундаменту, що діють в одній площині

Схема прикладення навантаження в загальному випадку показана на рис. 1.2. Така схема може бути узагальненою для всіх фундаментів чи приводитись окремо для кожного перерізу. Відповідно дають загальну чи окрему таблицю діючих навантажень.

При цьому додатково до нормативних величин, що наведені в завданні, приводять розрахункові, керуючись такими положеннями [2]:

Розрахункові навантаження для II-го граничного стану (для розрахунків за деформаціями) приймаються рівними нормативним величинам: $N_{II} = N_n$; $M_{II} = M_n$; $Q_{II} = Q_n$ (коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f = 1$).

Для визначення розрахункових навантажень для I-го граничного стану (для розрахунків по несучій здатності) дозволяється використовувати середній коефіцієнт надійності по навантаженню, рівний $\gamma_{f,mt} = 1.2$, тобто: $N_I = 1.2 N_n$; $M_I = 1.2 M_n$; $Q_I = 1.2 Q_n$.

Зауваження: при проектуванні фундаментів за реальними розрахунками, як наприклад, в дипломному проектуванні, використовують реальні значення всіх навантажень, що визначені за вимогами норм [1].

В цілому таблиці можуть мати такий вигляд:

для житлового будинку:				для промислового будинку:				
Переріз фунда-ментів	Навантаження, кН/м			Фунда-мент по осі	Навантаження			
	N_n	N''	N'		діючі	норма-тивні	за групами грани-чного стану	
							II	I
1-1, 5-5				А	N, кН			
2-2, 4-4					M, кН·м			
3-3, 6-6					Q, кН			
				Б	N, кН			
					...			

Примітки:

Для житлового будинку навантаження приведені на 1 м пог. стрічкового фундаменту на верхньому обрізі фундаментів. Вони для спрощення приймаються однаковими для підвальної і безпідвальної частини.

Для промислового будинку навантаження приведені на верхньому обрізі фундаменту, що відповідає позначці -0.15 м.

1.2. Рекомендації щодо побудови інженерно-геологічного розрізу

Для спрощення розрахунків у проекті звичайно приймають, що інженерно-геологічні умови майданчика характеризуються витриманим горизонтальним заляганням шарів ґрунту. Це підтверджує геологічний переріз, що наводиться у пояснювальній записці. Його будують, витримуючи горизонтальний і вертикальний масштаб. У реальних умовах приймають горизонтальний масштаб 1:100 або 1:200, в той час, як вертикальний 1:50 або 1:100. При оформленні пояснювальної записки виходять з того, щоб переріз був виконаний на одному аркуші формату А4 [2].

Побудову геологічного перерізу починають з виконання бази та масштабною вертикальної лінійки. База складається із трьох рядків (висоту кожного приймають 7...10 мм), в яких наводять відповідно: номер свердловини; абсолютну позначку гирла свердловини, м; відстань між свердловинами, м. Номери свердловин самостійно проставляють на плані будинку, а абсолютна позначка кожної свердловини дорівнює прийнятій раніше позначці поверхні (вона змінна чи постійна для всіх свердловин – згідно до завдання). Відстань між свердловинами визначають також з плану будинку, з урахуванням прив'язки свердловин. Написи в рядках бази виносять за межі розрізу і вони по довжині складають 25...30 мм.

Вертикальна масштабна лінійка будується з урахуванням таких вимог:

а) враховується глибина свердловини $H_{\text{св}}$: для цього із ґрунтових умов завдання підсумовують всі потужності шарів ґрунту, м;

б) додають поля для побудови перерізу по вертикалі зверху та знизу на 1...2 м, тобто мають вертикальну лінійку в межах: $H_{\text{max}} = H_{\text{абс.гир.}} + (1...2)$ м; $H_{\text{min}} = H_{\text{абс.заб.}} - (1...2)$ м. Тут виконується умова $H_{\text{св.}} = H_{\text{абс.гир.}} - H_{\text{абс.заб.}}$. Приймаючи H_{max} та H_{min} кратними 1.0 м мають повну висоту масштабної лінійки та уточнюють необхідний вертикальний масштаб. Горизонтальний масштаб уточнюють, виходячи з того, що геологічний переріз довжиною, що відповідає сумі відстаней між свердловинами, повинен мати поля на кресленні шириною в 1...2 см від кожної з крайніх свердловин (починаючи від вертикальної масштабної лінійки). Відповідно до цього наносять осі свердловин та позначки і числові величини на базі перерізу.

Свердловини показують у межах їх гирла та забою (екстраполяція по глибині не виконується). Їх позначають подвійними лініями, що проводять на відстані 1.5...2 мм, симетрично до осі свердловини [2].

Для кожної свердловини наносять в масштабі лінії розмежування шарів ґрунту та проставляють відповідні числові величини: справа – абсолютні та зліва – відносні (як глибину залягання від поверхні) позначки. Одержані точки для всіх свердловин, що визначають окремі шари ґрунту, з'єднують прямими лініями. При цьому їх продовжують за межі свердловин.

На геологічний переріз наносять позначки, що відповідають глибині залягання ґрунтових вод та показують їх рівень (позначають ∇WL).

Відповідно до вимог стандарту [1] кожен шар ґрунту приймають за інженерно-геологічний елемент (ІГЕ), а шар, в якому проходить рівень ґрунтових вод, розділяють на два ІГЕ: вище рівня ґрунтових вод (в зоні аерації), та нижче їх рівня (в зоні водонасичення). Часто в цьому випадку, щоб підкреслити однотипність літологічного складу для всього шару, їх позначають ідентично, з використанням індексів (літер) додаткового позначення (наприклад, ІГЕ-3 і ІГЕ-3а або ІГЕ-3а та ІГЕ-3б). Для кожного виду ґрунту приймають

відповідні позначення і наносять їх на поле геологічного перерізу, попередньо проставивши в кружках номер їх ПЕ. Прийняті умовні позначення виносять окремо. Додатково проставляють по свердловинам стан кожного ґрунту ПЕ (після проведення необхідних розрахунків). При цьому керуються вимогами стандарту [1].

2 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Загальна характеристика стовпчастих фундаментів

Стовпчасті фундаменти влаштовують під колони, стовпи, а інколи – під стіни (з використанням фундаментних балок). Найчастіше стовпчасті фундаменти виконують із залізобетону, значно рідше з бетону, бутобетону або бу-ту. Під збірні залізобетонні колони, що передають порівняно невеликі наван-таження на фундаменти, влаштовують збірні залізобетонні фундаменти. Вони мають обмежені розміри підшоши [2].

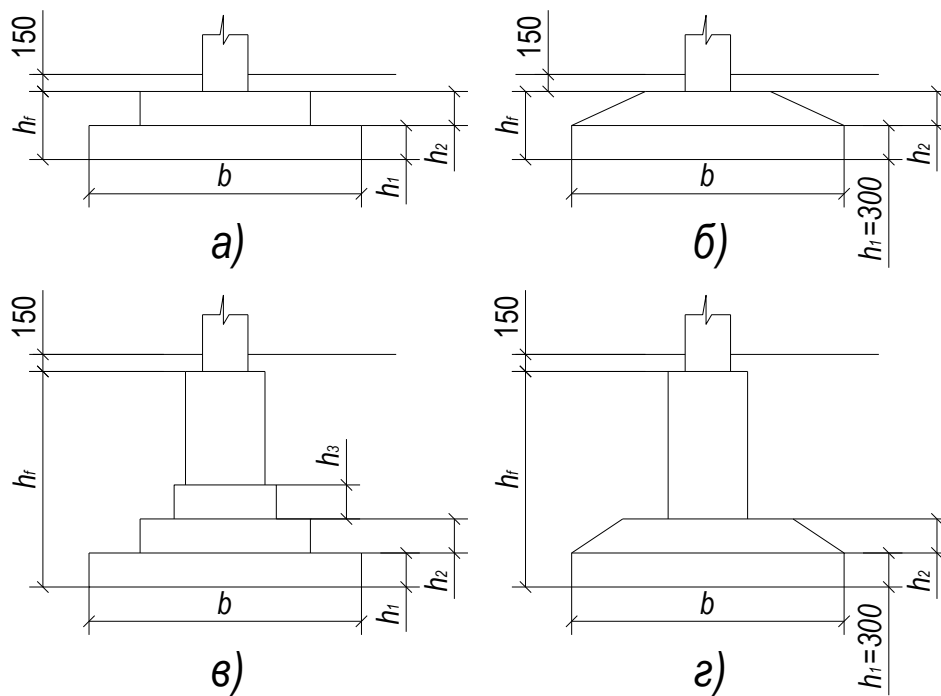


Рис. 2.1. Стовпчасті монолітні залізобетонні фундаменти: з низьким (а, б) та високим (в, г) підколонником; з ступінчастою (а, в) та пірамідальною (б, г) плитною частиною

Такі фундаменти класифікують як «стаканного» типу. Їх виготовляють одноблочними за ГОСТ 24426-80* [2]. В будівництві ці фундаменти не мають широкого поширення. Збірні залізобетонні фундаменти з декількох блоків

дають можливість зменшити вагу блоків та збільшити розміри плитної частини (що означає, і можливість сприйняти більші навантаження).

Як правило, в цих фундаментах окремо використовують блок підколонника. Такі фундаменти використовували для колон промислових будівель. Окремі блоки в цій конструкції з'єднуються за допомогою закладних деталей та випусків арматури, що наближає її до збірно-монолітних фундаментів.

Ці фундаменти використовують для колон спеціальних будівель. Сьогодні в їх використанні необхідність майже повністю відпала. Значно більшого поширення набули фундаменти з монолітного залізобетону. Вони виконуються зі ступінчастою та пірамідальною плитною частиною (рис. 2.1).

Висота підколонника визначається необхідністю закладання підосви фундаменту на заданій глибині. Форма підосви може бути квадратною або прямокутною. Такі фундаменти виготовляються під збірні чи монолітні залізобетонні та металеві колони. Стовпчасті фундаменти можуть влаштовуватись під цегляні стовпи, бути частиною спеціальних споруд [2].

Висота низького підколонника визначається за умови продавлювання фундаменту колоною. При призначенні мінімальної висоти фундаменту під збірні залізобетонні колони з улаштуванням стакану, приймають, що висота стакану складає не менше більшого перерізу колони, до якого додається 50 мм на вирівнювання цементним розчином дна стакану.

Товщина плитної частини фундаменту під стаканом $h_{\text{п}}$ повинна перевищувати 200 мм. Тоді висота фундаменту: $h_f = l_{\text{к}} + 0.05 + h_{\text{п}}$, а глибина закладання підосви від підлоги з врахуванням конструкції фундаменту:

$$d_{\text{min}} = h_f + 0.15 \text{ м.}$$

Практично завжди враховуємо прив'язку фундаменту до підлоги – 150 мм. Вона визначається зручністю виконання зворотної засипки пазах ґрунтом (після влаштування фундаментів) до рівня їх верхнього обрізу; 150 мм залишається на конструкцію підлоги.

Мінімальна висота фундаменту під металеві колони визначається: довжиною анкерних болтів, які заводяться в фундамент $((10...25)d_a$ залежно від способу анкерування при можливому діаметрі анкерів $d_a = 12...90$ мм); запасом в $50...100$ мм від підшви фундаменту [2].

Позначка верху підколонника залежить від розмірів, прийнятого способу опирання башмака і методу монтажу сталевих колон (тобто, верхній обріз фундаментів може бути значно нижче підлоги, ніж для збірних залізобетонних колон, або виступати над нею. Відповідно визначається і глибина закладання підшви фундаменту. При проектуванні дна котловану необхідно враховувати, що під підшовою монолітних стовпчастих фундаментів влаштовується підготовка товщиною 100 мм із бетону класу $C 7.5$ або $C 8/10$.

Ця підготовка повинна виходити за межі підшви по 100 мм з кожної сторони. Для виготовлення монолітних стовпчастих фундаментів використовують бетон класу $C 12/15...C16/20$, а в деяких випадках і $C20/25...C25/30$.

За класифікацією норм [1] стовпчасти фундаменти повинні розглядатись як мілкого закладання.

2.2. Визначення основних розмірів стовпчастих фундаментів

Розміри сторони підшви стовпчастих фундаментів квадратної форми в плані визначають за формулою:

$$b = \sqrt{\frac{N^{\text{II}} k_e}{R - \gamma_{\text{mt}} d}}. \quad (2.1)$$

При прямокутній формі підшви зі співвідношенням сторін $\eta = l/b$:

$$b = \sqrt{\frac{1}{\eta} \cdot \frac{N^{\text{II}} k_e}{R - \gamma_{\text{mt}} d}}, \quad (2.2)$$

де в обох формулах k_e – коефіцієнт, що враховує дію моменту. Його величина при позакентровому завантаженні фундаменту може прийматись $k_e = 1.1...1.2$ або визначатись за формулою [2]:

$$k_e = 1 + \frac{5}{b} \left(e - \frac{b}{30} \right). \quad (2.3)$$

Попередньо величину b визначають при $k_e = 1$. Ексцентриситет e визначають без урахування конструкції фундаменту, тобто на рівні його верхнього обрізу:

$$e = \frac{M^{\text{II}}}{N^{\text{II}}}. \quad (2.4)$$

При величині $e \leq b/30$ приймають $k_e = 1$.

Значення R розраховують за формулою Е.1 додатку Е норм [2]. Для першого розрахунку можна використовувати величину R_0 .

Визначення b проводять методом поступового наближення, як це зроблено при розрахунку стрічкових фундаментів.

Розглянутий аналітичний розрахунок щодо визначення основних розмірів та конструювання стовпчастого фундаменту на прикладі проектування центру продажу промислових товарів, наведений у п'ятому розділі кваліфікаційної магістерської роботи.

2.3. Зведений алгоритм розрахунку стовпчастого залізобетонного фундаменту під колону

Розрахунок стовпчастих залізобетонних фундаментів виконується у наступній послідовності:

1. *Виконують розрахунок на продавлювання.* Він вказує на достатність прийнятої висоти фундаменту, як це показано у навчальному посібнику [2], п. 4.2, рис. 27, як для стрічкового монолітного залізобетонного фундаменту. Проте, тут використовують різні розрахункові схеми, залежно від того проектується фундамент «стаканного» типу (під збірні залізобетонні колони) чи конструкція фундаменту прийнята монолітною, що з'єднана з монолітною залізобетонною колоною або металевою колоною. При наявності монолітного фундаменту призма продавлювання колоною приймається від верхнього обрі-

зу фундаменту або обрізу верхнього ступеня при високому підколоннику. Для стаканного фундаменту призма продавлювання будується від низу стакану, хоча продавлююче зусилля визначається з урахуванням часткової передачі навантаження через стінки колони в межах самого стакану. Товщина захисного шару бетону приймається як і для стрічкових фундаментів.

2. *Визначають переріз арматури в нижній частині фундаментної плити* за методикою, що розглянута для фундаментних залізобетонних плит стрічкового фундаменту [2], див. п. 4.2, рис. 28.

Окрім того ведуть розрахунок плитної частини фундаменту на поперечну силу та на зворотний момент. Для підколонника ведуть розрахунок поперечних перерізів та виконують перевірку на місцеве зім'яття.

Також виконується розрахунок фундаментів на утворення та розкриття тріщин в плитній частині та в підколоннику. В разі необхідності, за цими розрахунками уточнюють конструкцію фундаменту. При виконанні реальних розрахунків можна використовувати додатково довідкову літературу [1] та посібники [2, 3, 4, 19].

2.4. Перспективи використання 3d-друку в будівництві: сучасні кейси та виклики

Технологія 3D-друку у будівництві приваблює увагу експертів уже декілька років. Важливо відмітити, що наразі будівельна галузь [5] ще не досягла повної автоматизації. Використання 3D-принтерів у цій сфері відкрило можливості не лише для створення дрібних елементів, таких як будівельні блоки чи декоративні деталі, але й для зведення більш масштабних та захисних конструкцій [6].

Цей підхід дозволяє будувати складніші об'єкти з меншими витратами часу, матеріалів та праці. Незважаючи на вже існуючі успішні проекти малих архітектурних форм і індивідуальних житлових будинків, здійснені за допомогою цієї технології, як в Україні, так і за кордоном, її дослідження та ро-

звиток все ще необхідні. Це допоможе розширити область застосування технології, поліпшивши якість будівельних робіт.

Використання 3D-друку (адитивні технології) є інноваційним методом будівництва, за якого матеріали накладаються пошарово відповідно до цифрової моделі. Це дозволяє значно скоротити терміни будівництва, знизити витрати на матеріали та робочу силу, а також мінімізувати відходи. В умовах зростаючого попиту на доступне та екологічне житло 3D-друк стає перспективним напрямом будівельної індустрії [6].

Найважливішою перевагою використання 3D-друку в будівництві є гнучкість та можливість створювати складні архітектурні форми й дизайн. Завдяки цій технології, будівлі можуть набувати неповторних форм із застосуванням структур, які раніше було складно або навіть неможливо реалізувати. Окрім цього, використовуючи нову технологію, з'являється можливість для архітекторів створювати нестандартну нерухомість, яка відповідатиме індивідуальним потребам замовників та втілюватиме найсміливіші творчі ідеї у реальність.

В Україні вже розпочали перший проєкт будівництва за допомогою технології 3D-принтера [6]. У Львові стартувало будівництво навчального закладу — корпус для першокласників школи № 23. Те, що вже побудовано, було надруковано всього за 48 годин і ця фаза будівництва буде завершена протягом двох тижнів [7, 8].

Використовуючи такі технології як 3D-друк, досягається висока якість та точність при виготовленні будівельних елементів. Це забезпечує стійкість та надійність будівель, підвищується рівень енергоефективності та оптимального використання ресурсів. Створюються більш ефективні системи утеплення, вентиляції та освітлення, що сприяє збереженню енергії та зниженню екологічного впливу будівлі на навколишнє середовище.

Найбільш суттєвою перешкодою на шляху до повноцінного впровадження 3D-друку у будівництві є відсутність нормативної бази його вико-

ристання. Створення опалубки для бетону є відносно трудомістким заходом, і чим складніший відливок, тим більше часу потрібно для виготовлення форми. Сучасні методи лиття для форм вільної форми та складних індивідуальних форм включають використання меленого полістиролу або литих поліуретанових/силіконових форм.

Форми з полістиролу, які використовуються для одноразових відливок, зазвичай фрезерують за допомогою фрезера з ЧПК або робота. Після вилучення з литого бетону поліуретанова форма відправляється на звалище. Литі поліуретанові та силіконові форми, які переважно використовуються для серійного виробництва, є дорогими, а також вимагають виготовлення вторинної форми для лиття силіконових або поліуретанових форм, утворюючи більше відходів, які потрапляють на звалище.



Рис. 2.2. Будівництво навчального закладу у Львові [7]

Використовуючи такі технології як 3D-друк, досягається висока якість та точність при виготовленні будівельних елементів. Це забезпечує стійкість та надійність будівель, підвищується рівень енергоефективності та оптимального використання ресурсів. Створюються більш ефективні системи утеплення, вентиляції та освітлення, що сприяє збереженню енергії та зниженню екологічного впливу будівлі на навколишнє середовище [8].

Один з перспективних напрямків використання передових технологій у будівництві — створення житлових просторів у важкодоступних або аварійних зонах. 3D-друк дозволяє застосувати транспортабельні конструктивні системи, які можуть бути використані для розміщення людей у кризових ситуаціях, наприклад, після природних катастроф або в умовах військових конфліктів [6–10].

Звичайно, для сфери будівництва це нові можливості у створенні сталого та екологічно чистого житлового простору. Однак, разом з усіма перевагами 3D-друку в будівництві, існують і виклики, які потрібно враховувати. Наприклад, потрібно розробляти стандарти та правила, які регулюватимуть використання такого процесу в будівництві, щоб забезпечити безпеку, якість та довговічність будівель. Також потрібно вирішувати питання сертифікації будівель і конструкцій, зведених за допомогою 3D-друку.

Ця інноваційна технологія дозволяє забудовникам створювати унікальні та ефективні будівлі, зменшувати вартість та вплив на довкілля, а також прискорювати будівельні процеси. Запровадження 3D-друку в будівництво вимагає співпраці між дослідниками, інженерами, архітекторами та забудовниками, що відкриває безліч можливостей та перспектив для сталого розвитку галузі.

Таким чином, 3D-друк у будівництві демонструє значне скорочення термінів будівництва, зниження витрат і зменшення екологічного впливу. Попри виклики, перспектива розвитку цієї технології залишається високою [6].

3 АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Генеральний план ділянки

Районом будівництва є місто Миколаїв.

Місце будівництва відноситься до I району по характеристичному значенню ваги снігового покриву, III району по характеристичному значенню вітрового тиску, ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» і до I температурної зони України [12].

Розрахункова температура зовнішнього повітря -22°C (ДБН В.2.6-31:2021 «Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель» [15]).

Триповерхова будівля торговельного центру розташовується в житловому мікрорайоні. Експлікація будівель і споруд, розташованих на генплані приведена в таблиці «Експлікація генплану» на листі 1 графічної частини дипломного проекту.

При вирішенні генерального плану дотримані протипожежні і санітарні розриви до інших споруд. Витриманий інтервал мінімальних розривів.

Перед входами в торговельний центр, уздовж проїжджої частини вулиць організовуються відкриті гостьові автостоянки для короткочасного паркування гостьового і службового автотранспорту.

Тверде покриття автостоянок, пішохідних тротуарів передбачається з асфальтобетону.

Дані для побудови рози вітрів, відповідно до ДСТУ-Н Б В. 1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія».

Таблиця 3.1 – Повторюваність вітру, %

Місяць	Північ	Північ – ний схід	Схід	Півден – ний схід	Пів – день	Півден – ний захід	Захід	Північ – ний захід
Січень	5	10	27	15	5	12	17	9
Липень	10	13	13	7	4	11	23	19

Вертикальне планування

1. Визначаємо чорні відмітки кутів будівлі методом інтерполяції

$$H_1^u = 34,03 \text{ м}; \quad H_2^u = 33,19 \text{ м};$$

$$H_3^u = 32,80 \text{ м}; \quad H_4^u = 33,68 \text{ м}.$$

Визначення середньо-планувальної відмітки $H_{\text{сер.пл.}}$

$$H_{\text{сер.пл.}} = \sum N_i^u / n,$$

де n – кількість кутів будівлі.

$$H_{\text{сер.пл.}} = (34,03 + 33,19 + 32,80 + 33,68)/4 = 33,46.$$

2. Визначення червоної відмітки рівня чистої підлоги.

$$H_{0.000} = H_{\text{сер.пл.}} + H_{\text{цок.сер.}},$$

де $H_{\text{цок.ср.}} = 0,9$ м приймаємо усереднену висоту цоколя для будівлі з несучими стінами.

$$H_{0.000} = 33,46 + 0,9 = 34,36.$$

3. Визначення проектної відмітки найбільш високого кута будівлі:

Найбільш високою точкою будівлі на генплані є 1 кут.

Приймаємо в 1 – му куті мінімальну висоту цоколя, рівну 0,6 м:

$$H_{1p}^{kp} = 34,36 - 0,6 = 33,76.$$

4. Визначення червоних відміток решти кутів будівлі:

Заздалегідь приймемо ухил вимощення уздовж будівлі $i = 0.002$:

$$H_2^{kp} = H_1^{kp} - l \cdot 0,002 = 33,76 - 48,24 \cdot 0,002 = 33,66;$$

$$H_3^{kp} = H_2^{kp} - l \cdot 0,002 = 33,66 - 15 \cdot 0,002 = 33,63;$$

$$H_4^{kp} = H_3^{kp} - l \cdot 0,002 = 33,63 - 48,24 \cdot 0,002 = 33,73;$$

$$H_1^{kp} = H_4^{kp} - l \cdot 0,002 = 33,73 - 15 \cdot 0,002 = 33,76.$$

5. Розрахунок відносних відміток:

$$h_1 = 33,76 - 34,36 = -0,6;$$

$$h_2 = 33,66 - 34,36 = -0,7;$$

$$h_3 = 33,63 - 34,36 = -0,73;$$

$$h_4 = 33,73 - 34,36 = -0,63.$$

3.2 Функціональний процес

Запроектований центр має призначення продажу промислових товарів [13].

Підвальні приміщення будівлі призначені для обслуговуючого персоналу торговельного центру. У підвалі розташовані гардеробні для персоналу, підсобні приміщення, електрощитові, водомірний вузол, санітарні приміщення.

На поверхах, залежно від бажання орендарів, виділяються окремі торговельні площі. Стаціонарно розташовані тільки підсобні приміщення та санітарні вузли [13].¶

3.3 Характеристика об'ємно-планувального вирішення будівлі

Проектом передбачається будівництво триповерхового торговельного центру з підвалом. Будівля має складну конфігурацію в плані [13].

Зовнішні габарити по першому поверху: довжина – 48,24 м, ширина – 21,90 м; зовнішні габарити верхніх поверхів з урахуванням нависаючих частин: довжина – 51 м, ширина – 23,20 м; розміри в осях – 21.00×47.00 м.

До складу торгового центру проектом передбачені всі необхідні для нормального функціонування об'єкту приміщення.

Висота приміщень в чистоті: підвал – 2,65, надземні поверхи – 3,65 м.

За умовну відмітку 0.000 прийнятий рівень чистої підлоги торгового залу першого поверху. Підвал розташований на відмітці – 2,900 м.

Питання евакуації

Шляхи евакуації:

1 – з приміщень, що ведуть від місця постійного перебування людей, розташованих на першому поверсі, безпосередньо назовні або до виходу через проходи, коридор, сходову клітку;

2 – з приміщень від місця постійного перебування людей, розташованих на 2 і 3 поверхах до виходу через проходи, коридори, сходові клітки, що мають виходи безпосередньо назовні або через вестибюль, відокремлений від суміжних приміщень перегородками з дверима.

Необхідний час евакуації від дверей найбільш видаленого приміщення до виходу назовні або в найближчу сходову клітку приймається 1 хв. – від приміщень, розташованих між двома сходовими клітками або двома зовнішніми виходами; 0,5 хв. – від приміщень з виходами в тупиковий коридор.

3.4 Теплотехнічний розрахунок захищаючих конструкцій

Вихідні дані:

1) Район будівництва – м. Миколаїв: І кліматична зона (згідно доповнення В ДБН В.2.6 – 31:2006, [12]);¶

2) Розрахункова температура внутрішнього повітря $t_{\text{в}} = 20^{\circ}\text{C}$,

3) розрахункові значення відносної вологості $\varphi_{\text{в}} = 55\%$ (згідно додатку Г для житлових будівель ДБН В.2.6 – 31:2006 [12], що відповідає нормальному вологісному режиму приміщень (згідно додатку Г для житлових будівель ДБН В.2.6 – 31:2006 [12] і умовам експлуатації – Б (згідно додатку К ДБН В.2.6 – 31:2006, [12]. ¶

4) Розрахункова температура зовнішнього повітря $t_{\text{н}} = -22^{\circ}\text{C}$ (згідно додатку Ж ДБН В.2.6 – 31:2006, [12].¶

5) Як вертикальна захищаюча конструкція прийнята цегляна стіна з розташуванням шару теплоізоляції зовні захищаючої конструкції із застосуванням системи навісних фасадів фірми «*KERAION*» з обштукатурюванням внутрішньої поверхні (рис. 1).

Шар теплоізоляції (шар утеплювача) приймаємо з жорстких мінераловатних плит на синтетичному в'язучому щільністю $\rho = 50 \text{ кг/м}^3$.

6) Коефіцієнти теплопередачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь $\alpha_{\text{в}} =$

$8,7 \text{ Вт/(м}^2 \cdot ^\circ\text{К)}$, $\alpha_n = 23 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{К)}$ (згідно додатку Е ДБН В.2.6 – 31:2006, [12])

7) Коефіцієнти теплопередачі матеріалів (згідно додатку Л ДБН В.2.6 – 31:2006, [12]):

– система навісних фасадів фірми «KERAION» – у розрахунку не враховується;

– гідробар'єр $\rho = 600 \text{ кг/м}^3$; $\lambda_1 = 0,17 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$;

– шар з жорстких мінераловатних плит на синтетичному в'язучому фірми «ROKWOOL» $\rho = 50 \text{ кг/м}^3$; $\lambda_2 = 0,034 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$;

– цегляна кладка з силікатної цеглини на цементно-піщаному розчині $\lambda_3 = 0,87 \text{ Вт/(м} \cdot ^\circ\text{К)}$;

– цементний-піщаний розчин $\lambda_4 = 0,81 \text{ Вт/(м} \cdot ^\circ\text{К)}$;

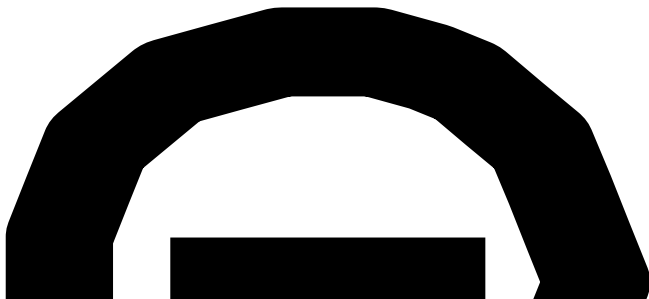
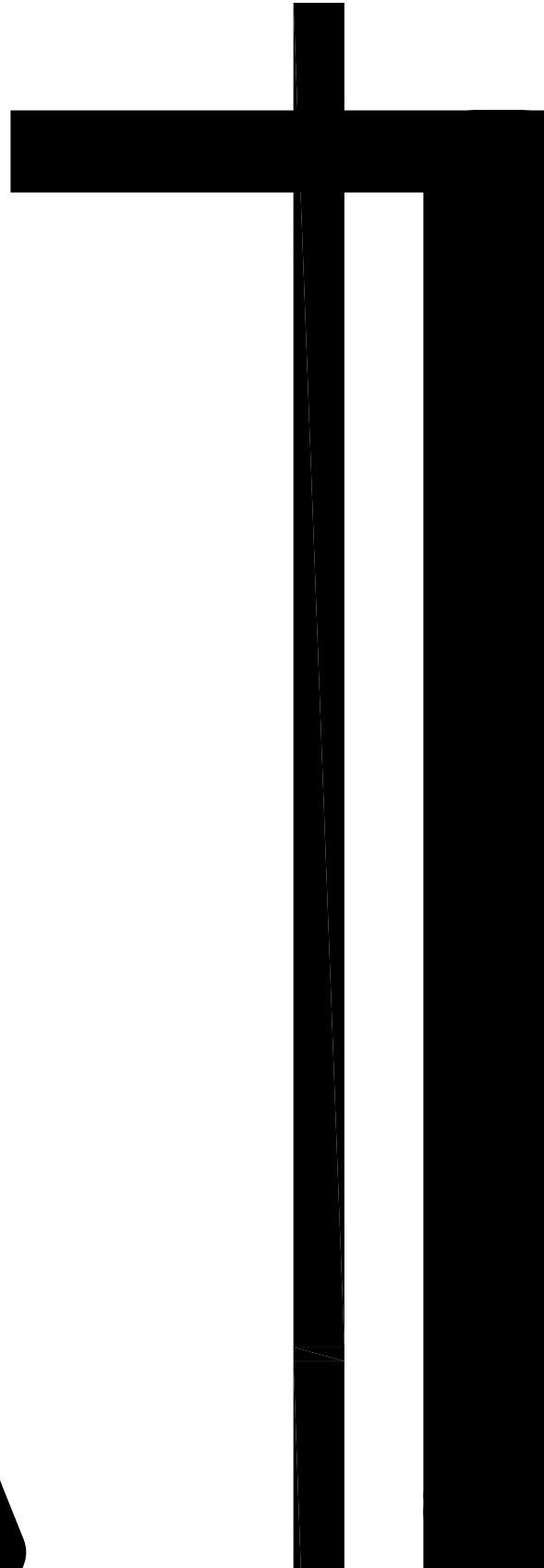


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема зовнішньої захищаючої конструкції

Порядок розрахунку

1) Мінімальний допустимий опір теплопередачі непрозорій захищаючої конструкції $R_{q \min} = 2,8 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{К/Вт}$ (по табл. 1 ДБН В.2.6 – 31:2006);

2) Товщина шару теплоізоляції:

$$\delta_2 = (R_{q \min} - 1/\alpha_{\text{в}} - \delta_1/\lambda_1 - \delta_3/\lambda_3 - \delta_4/\lambda_4 - 1/\alpha_{\text{н}}) \cdot \lambda_2 = (2,8 - 1/8,7 - 0,005/0,17 - 0,38/0,87 - 0,02/0,81 - 1/23) \cdot 0,034 = 0,073 \text{ м.}$$

З урахуванням уніфікації розмірів матеріалів приймаємо товщину утеплювача 80 мм. Тоді товщина стіни складе 510 мм.

3) Приведений опір теплопередачі захищаючої конструкції $R_{\Sigma \text{ пр}}$ складе:

$$R_{\Sigma \text{ пр}} = (1/\alpha_{\text{в}} + \delta_1/\lambda_1 + \delta_2/\lambda_2 + \delta_3/\lambda_3 + \delta_4/\lambda_4 + 1/\alpha_{\text{н}}) = (1/8,7 + 0,005/0,17 + 0,08/0,034 + 0,38/0,87 + 0,02/0,81 + 1/23) = 3,4 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{К/Вт};$$

4) Розрахунок конструкції на вірогідність утворення конденсату:

а) температура на внутрішній поверхні захищаючої конструкції складе:

$$t_{\text{в}} = t_{\text{с}} - (t_{\text{с}} - t_{\text{н}}/R_{\Sigma \text{ пр}} \cdot \alpha_{\text{в}}) = 20 - (20 + 22/3,4 \cdot 8,7) = 18,6 \text{ } ^\circ\text{С};$$

б) температура «точки роси»:

$$t_{\text{т.р.}} = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \cdot e_{\text{в}})^2 = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \cdot 1321)^2 = 10,92 \text{ } ^\circ\text{С},$$

$$\text{де } e_{\text{в}} = 0,01 \cdot v_{\text{в}} \cdot E_{\text{в}} = 0,01 \cdot 55 \cdot 2401,85 = 1321 \text{ Па}; \quad E_{\text{в}} = 477 + 133,3 \cdot (1 + 0,14 \cdot t_{\text{в}})^2 = 477 + 133,3 \cdot (1 + 0,14 \cdot 20)^2 = 2401,85 \text{ Па.}$$

$18,3 \text{ } ^\circ\text{С} \geq 10,92 \text{ } ^\circ\text{С}$ – умова виконується, конденсат не утворюється, товщина і матеріал шару утеплювача підібрані вірно.

3.5 Конструктивні рішення будівлі

3.5.1 Фундаменти

Фундаменти під зовнішні стіни запроектовані стрічкові з фундаментних плит (серія 1.112 – 5) і блоків стін підвалу (ДСТУ 13579 – 780. Під колони фундаменти запроектовані стовпчатого типу, монолітні. Розміри фундаментів

та глибина закладання розраховуються в розд. 5 «Основи і фундаменти».

3.5.2 Стіни

Зовнішні стіни запроектовані декількох типів [18]:

- з газосилікату $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$, завтовшки 200 мм з подальшим утепленням;

- з цеглини керамічної завтовшки – 380 мм з подальшим утепленням.

Стіни підвалу з бетонних блоків завтовшки 400 мм з утепленням мінеральною ватою «ISOVER» $t = 5 \text{ мм}$.

Внутрішні стіни з керамічної цеглини М 100 на розчині М 75 завтовшки $t = 380 \text{ мм}$. Перегородки гіпсокартонні, в санвузлах і побутових приміщеннях з керамічної цеглини М 100 на розчині М 75 завтовшки $t = 120 \text{ мм}$.

3.5.3 Перекриття і покриття

Перекрыття і покриття торгового центру монолітне залізобетонне завтовшки $t = 160 \text{ мм}$ з армуванням сітками.

3.5.4 Колони

Монолітні колони каркаса виконані з бетону кл. С20/25 [20] з подовжньою арматурою $\varnothing 16$ кл. А400С і поперечною $\varnothing 8$ кл. А400С [21]. Колони запроектовані з перетином $400 \times 400 \text{ мм}$. Відмітка верху колони складає 11,610м.

3.5.5 Сходи

Несучою конструкцією сходів є металева зварна балка складної конс-

трукції, яка виконується з направляючих балок під сходовий майданчик і ко-
соурів. Конструкція виконана з прокатного швелера.

Сходовий майданчик прийнятий монолітним, завтовшки $t = 80$ мм.

По косоурам вкладаються монолітні східці.

3.5.6 Балки

Монолітні балки виконані з бетону кл. С20/25 [20] з подовжньою арма-
турою $\varnothing 18$, кл. А400С [21] і поперечною $\varnothing 10$ кл. А400С. Переріз балок при-
йнятий згідно розрахунку 200×500 мм. Проліт балок 3,0 та 6,0 м.

3.5.7 Покрівля

Покрівля плоска з двох шарів промізола з посипанням гравієм завтовш-
ки $- t = 20$ мм. Основою під покрівлю є монолітна залізобетонна плита пок-
риття. Зверху неї вкладається шар пароізоляції [18].

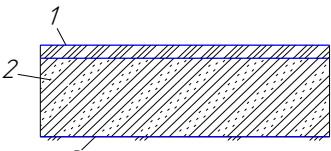
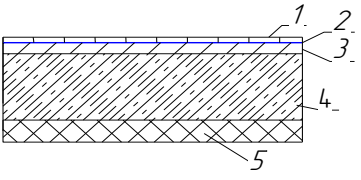
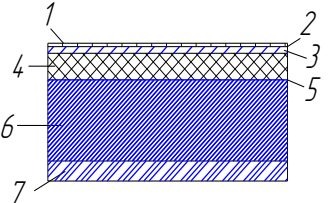
Ухил покрівлі створюється шаром керамзитобетону змінної товщини.

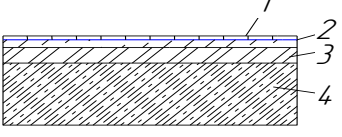
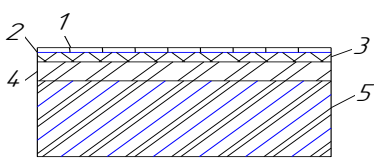
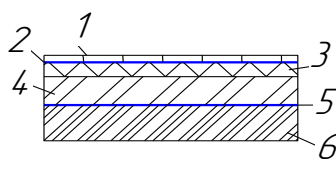
3.5.8 Підлоги

У будівлі запроектовані наступні типи підлоги: з лінолеуму, керамічні
і бетонні мозаїчного складу. Як утеплювач під підлоги 1 – го поверху прийн-
ятий щебінь доменного шлаку.

Таблиця 3.1 – Експлікація підлог

№ примі- щення по проекту	Тип підлоги по проекту	Схема підлоги	Елементи підлоги і їх товщина	Площа підлоги м ²
1	2	3	4	5

Підвал 1,10,11, 12	I		1. Перекриття бетонне із залізненням: бетон класу C20/25 – 25 мм 2. Бетонна основа класу B25 – 150мм армоване сіткою Ø10 A240C з вічком 100×100 3. Грунт основи з втрамбованим щебенем фракцією 40-60 мм	84
2,3,4,8	II		1. Керамічна плитка Прошарок із заповненням швів – цементно-піщане стягування M150 – 10мм 2. Гідроізоляція – 2 шари гідроізола на бітумній мастиці 3. Цементно-піщане стягування M150 – 20 4. Бетон класу C12/15 – 120 мм 5. Щебень, втрамбований в грунт – 40 мм	30
9,13,14,16, 18,19,20	III		1. Керамічна плитка Прошарок із заповненням швів – цементно – піщане стягування M150 – 10 мм 3. Цементно-піщане стягування M150 – 20 4. Утеплювач пінобетон – 80 мм 5. Гідроізоляція – 2 шари гідроізола 6. Основа – бетонна підготовка C12/15 – 300 мм 7. Грунт ущільнений щебенем	390,2

1	2		4	5
5,6,17,25, 26	IV		1. Керамічна плитка Прошарок із заповненням швів – цементно-піщане стягування M150 – 10мм 2. Цементно-піщане стягування M150 – 20мм 3. Керамзит – 40 мм 4. Плита перекриття – 160 мм	9,5
21,22,24, 27,28,29 30	V		1. Керамічна плитка Прошарок із заповненням швів – цементно-піщане стягування M150 – 10мм 2. Гідроізоляція – 2 шари гідроізола на бітумній мастиці 3. Цементно-піщане стягування M150 – 20мм 4. Керамзит – 40 мм 5. Плита перекриття – 160 мм	496,6
			1. Лінолеум комерційний 2. Прошарок клейкий каучуковий КН-2 3. Цементно – піщане стягування M150 – 20 мм 4. Керамзит – 40 мм 5. Гідроізоляція – 2 шари гідроізола 6. Плита перекриття	44,6

Таблиця 3.2 – Специфікація та розміри вікон і дверей

Марка, позиція	Розмір отвору в кладці, мм
ОК-1	1200×2400

ОК-2	900×1800
1	970×2100
2	900×2100
3	670×2100
4	1670×2100
5	970×2400

Таблиця 3.3 – Специфікація до схеми розташування елементів

Марка поз.	Позначення	Найменування	Кільк	Маса од. кг.	Примітка
1	2	3	4	5	6
<i>Віконні блоки</i>					
ОК-1	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.О612-13Н.Сн.І.І.О.М.П.	16		
ОК-2	ДСТУ Б В.2.6-15-99	О.О612-13Н.Сн.І.І.О.М.П.	10		
1	2	3	4	5	6
<i>Дверні блоки</i>					
1	ДСТУ Б В.2.6-15-99	Д.О621-9Кр.О.Б.І.П.Пр.П.	9		
2	ДСТУ Б В.2.6-15-99	Д.О621-9Кр.О.Б.І.П.Пр.П.	11		
3	ДСТУ Б В.2.6-15-99	Д.О621-6Кр.О.Б.І.П.Пр.П.	9		
4	ДСТУ Б В.2.6-15-99	Д.О621-16Кр.О.Б.І.П.Пр.П.	6		
5	ДСТУ Б В.2.6-15-99	Д.О621-13Кр.О.Б.І.П.Пр.П.	8		
<i>Вітражі</i>					
В-1	ДСТУ Б В.2.6-15-99	80-174	2		$R = 0.5$
В-2	ДСТУ Б В.2.6-15-99	80-18	12		$R = 0.5$
В-3	ДСТУ Б В.2.6-15-99	67-15	2		$R = 0.5$

3.5.9 Перемички

Перемички укладаються над віконними і дверними отворами зовнішніх і внутрішніх стін – збірні, залізобетонні

Таблиця 3.4 – Відомість пермичок

Марка, поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса од,кг
1	ДСТУ Б В.2.6-55:2008	2 ПБ 16-2 ДСТУ Б В.2.6-55:2008	6	67
2	ДСТУ Б В.2.6-55:2008	2 ПБ 13-2 ДСТУ Б В.2.6-55:2008	48	55
3	ДСТУ Б В.2.6-55:2008	2 ПБ 22-3 ДСТУ Б В.2.6-55:2008	30	92
4	ДСТУ Б В.2.6-55:2008	3 ПБ 16-37 ДСТУ Б В.2.6-55:2008	8	106
5	ДСТУ Б В.2.6-55:2008	3 ПБ 18-37 ДСТУ Б В.2.6-55:2008	10	119
6	ДСТУ Б В.2.6-55:2008	2 ПБ 19-3 ДСТУ Б В.2.6-55:2008	9	125

3.5.10 Зовнішнє оздоблення

Зовнішнє оздоблення будівлі полягає в застосуванні системи навісних фасадів фірми «KERAION». Шар теплоізоляції (шар утеплювача) приймаємо з жорстких мінераловатних плит на синтетичному в'язучому.

Цоколь облицьований плиткою з місцевих природних матеріалів.

3.5.11 Внутрішнє оздоблення

Внутрішні поверхні зовнішніх стін та перегородок з цегли підлягають оштукатуренню. Гіпсобетонні перегородки та залізобетонні конструкції готують під фарбування. Поверхні стін та стелі фарбують полівінілацетатними водоемульсійними сумішами. Санвузли облицьовані керамічною плиткою на всю висоту приміщення.

3.5.12 Санітарно-технічне та інженерне обладнання будівлі

Водопровід – господарсько-питний, розрахунковий напір у основи стояків 22 м вод. ст.

Каналізація – господарсько-фекальна у міську сіть.

Водостік – внутрішній з відкритим випуском.

Опалення – водяне, від зовнішніх мереж.

Електропостачання – друга категорія, напруга 220/380В.

Улаштування зв'язку – телефонні вводи, радіотрансляція.

Обладнання санвузлів – унітази, умивальники, душові кабінки.

4 РОЗРАХУНКОВО КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

4.1 Розрахунок монолітної залізобетонної плити перекриття

4.1.1 Характеристики бетону і арматури

Клас важкого бетону: C20/25 [20].

Початковий модуль пружності, т/м²: $E_b = 3000000$.

Розрахунковий опір осьовому стисненню, т/м²: $R_b = 1480.0$.

Розрахунковий опір осьовому розтягуванню, т/м²: $R_{bt} = 107.0$.

Нормативний опір осьовому стисненню, т/м²: $R_{bn} = 1890.0$.

Нормативний опір осьовому розтягуванню, т/м²: $R_{btm} = 163.0$.

Втрати попередньої напружень арматури ось усадки бетону, т/м²: 3931.0.

Клас арматури: A400C.

Модуль пружності, т/м² $E_s = 20000000.0$.

Розрахунковий опір розтягуванню подовжньої арматури, т/м²:

$R_s = 37500.0$.

Розрахунковий опір розтягуванню поперечної арматури, т/м²:

$R_{sw} = 30000.0$.

Розрахунковий опір стисненню, т/м²: $R_{sc} = 37500.0$.

Нормативний опір розтягуванню, т/м²: $R_{s,ser} = 40000.0$.

4.1.2 Збір навантажень

Таблиця 4.1 – Постійне навантаження на 1 м² площі покриття [12]

№ з/п	Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження $g^n = 1$, кг/м ²	Експлуатаційне розрахункове значення навантаження $g^e = g^n \cdot \gamma_n$ кг/м ² $\gamma_n = 0,95$	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_{fm}	Граничне розрахункове значення навантаження $g = g^n \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{fm}$, кг/м ²
-------	------------------	---	---	---	--

1	Керамічна плитка	0,008·2000	16	1,2	19,2
2	Цем.-піщана стяжка	0,015×1600	24	1,3	31,2
3	Гідроізоляція	0,05×15	1	1,2	1,2
4	Монолітна плита $t = 200$ мм	0,2×2500	500	1,1	550
5	Перегородки	500	500	1,2	600
6	Характеристичне значення корисного навантаження на перекриття	400	400	1,2	480
	РАЗОМ		$g^e = 1441$		$g_G = 1690$

4.1.3 Дані для проектування

Розрахунок виконаний програмним комплексом «МОМОАКН 4.5». У основу розрахунку покладений метод кінцевих елементів в переміщеннях. Як основні невідомі прийняті наступні переміщення вузлів [25]:

X – лінійне по осі X ;

Y – лінійне по осі Y ;

Z – лінійне по осі Z ;

U_X – кутове навколо осі X ;

U_Y – кутове навколо осі Y ;

U_Z – кутове навколо осі Z .

У ПК «МОМОАКН 4.2» реалізовані положення наступних розділів діючих нормативних документів:

→ ДБН В. 1.2 – 2:2006 «Навантаження і впливи» [12];

→ ДБН В.2.6-98-2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції» [20];

→ ДБН В.1.1-12:2006 «Будівництво в сейсмічних районах України».

Типи використовуваних кінцевих елементів вказані в документі 1.

У цьому документі, окрім номерів вузлів, що відносяться до відповідного елемента, указуються також номери типів жорсткостей.

У розрахункову схему включені наступні типи елементів:

Тип 10. Універсальний просторовий стрижньовий КЕ.

Тип 42. Універсальний трикутний КЕ оболонки.

Тип 44. Універсальний чотирикутний КЕ оболонки.

Координати вузлів і навантаження, приведені в розгорнених документах 4, 6, 7, описані в правій декартовій системі координат [25].

Розрахунок виконаний на наступні завантаження [25]:

завантаження 1 – статичне завантаження;

завантаження 2 – статичне завантаження;

завантаження 3 – статичне завантаження;

завантаження 4 – статичне завантаження.

Розрахункові поєднання зусиль для стрижнів вибираються по критерію екстремальної і, нормальної і здвигової напружень в периферійних зонах перетину.

Розрахункові поєднання напружень для пластинчастих елементів екстремальної напружень з урахуванням напрямку головних майданчиків.

При виборі розрахункових поєднань зусиль враховувалися наступні характеристики завантажень [12, 25]:

завантаження 1 – статичне завантаження. Дане завантаження враховується як постійне навантаження.

завантаження 2 – статичне завантаження. Дане завантаження враховується як тривале навантаження.

завантаження 3 – статичне завантаження. Дане завантаження враховується як короткочасне навантаження.

завантаження 4 – статичне завантаження. Дане завантаження враховується як короткочасне навантаження малої тривалості. Дане завантаження є знаковмінним.

Індексація і правила знаків зусиль в кінцевих елементах

Тип 10. Універсальний просторовий стрижньовий КЕ.

Кінцевий елемент сприймає наступні види зусиль:

N – осьове зусилля; позитивний знак відповідає розтягуванню.

M_K – момент, що крутить, щодо осі X_I – позитивний знак відповідає дії моменту проти годинникової стрілки, якщо дивитися з кінця осі X_I , на перетин, що належить кінцю стрижня.

M_Y – момент, що витинає, щодо осі Y_I – позитивний знак відповідає дії моменту проти годинникової стрілки, якщо дивитися з кінця осі Y_I , на перетин, що належить кінцю стрижня.

M_Z – момент, що вигинає, щодо осі Z_I – позитивний знак відповідає дії моменту проти годинникової стрілки, якщо дивитися з кінця осі Z_I , на перетин, що належить кінцю стрижня.

QY – перетинаюча сила уздовж осі Y_I – позитивний знак відповідає збігу напрямку сили з віссю Y_I для перетину, що належить кінцю стрижня.

QZ – перетинаюча сила уздовж осі Z_I – позитивний знак відповідає збігу напрямку сили з віссю Z_I для перетину, що належить кінцю стрижня.

Тип 42. Універсальний трикутний КЕ оболонки.

Кінцевий елемент сприймає наступні види зусиль, напружень і реакцій:

N_X – нормальна напруга уздовж осі X_I ; позитивний знак відповідає розтягуванню.

N_Y – нормальна напруга уздовж осі Y_I ; позитивний знак відповідає розтягуванню.

N_Z – нормальна напруга уздовж осі Z_I (для випадку плоскої деформації); позитивний знак відповідає розтягуванню.

T_{XY} – зрушуюча напруга, паралельна осі X_I і лежить в площині, паралельною $X_I O Z_I$; за позитивне прийнятий напрям, співпадаючий з напрямом осі X_I , якщо N_Y співпадає по напрямку з віссю Y_I .

M_X – момент, що діє на переїли, ортогональний осі X_I ; позитивний знак відповідає розтягуванню нижнього волокна (щодо осі Z_I).

M_Y – момент, що діє на перетин, ортогональний осі Y_I ; позитивний знак відповідає розтягуванню нижнього волокна (щодо осі Z_I).

M_{XY} – момент, що крутить; позитивний знак відповідає кривизні медіани, що виходить з вузла 1, направленою опуклістю вниз (щодо осі Z_I).

Q_X – перетинаюча сила в перетині, ортогональному осі X_I ; позитивний знак відповідає збігу напрямку сили з напрямом осі Z_I на тій частині елемента, в якій відсутній вузол 1.

Q_Y – перетинаюча сила в перетині, ортогональному осі Y_I ; позитивний знак відповідає збігу напрямку сили з напрямом осі Z_I на тій частині елемента, в якій відсутній вузол 1.

R_Z – реактивна відсіч ґрунту (при розрахунку оболонок на пружній підставі); позитивне зусилля діє по напрямку осі Z_I (ґрунт розтягнутий).

Тип 44. Універсальний чотирикутний КЕ оболонки.

Кінцевий елемент сприймає наступні види зусиль, напружень і реакцій:

N_X – нормальна напруга уздовж осі X_I ; позитивний знак відповідає розтягуванню.

N_Y – нормальна напруга уздовж осі Y_I ; позитивний знак відповідає розтягуванню.

N_Z – нормальна напруга уздовж осі Z_I (для випадку плоскої деформації); позитивний знак відповідає розтягуванню.

T_{XY} – зрушуюча напруга, паралельна осі X_I і лежить в площині, паралельною $X_I O Z_I$; за позитивне прийнятий напрям, співпадаючий з напрямом осі X_I , якщо N_Y співпадає по напрямку з віссю Y_I .

M_X – момент, що діє на перетин, ортогональний осі X_I ; позитивний знак відповідає розтягуванню нижнього волокна (щодо осі Z_I).

M_Y – момент, що діє на перетин, ортогональний осі Y_I ; позитивний знак відповідає розтягуванню нижнього волокна (щодо осі Z_I),

M_{XY} – момент, що крутить; позитивний знак відповідає кривизні діагоналі 1 – 4, направленою опуклістю вниз (щодо осі Z_I).

Q_X – перетинаюча сила в перетині, ортогональному осі X_I ; позитивний знак відповідає збігу напрямку сили з напрямом осі Z_I на тій частині елемента,

в якій відсутній вузол 1.

Q_Y – перетинаюча сила в перетині, ортогональному осі Y_I ; позитивний знак відповідає збігу напрямку сили з напрямом осі Z_I на тій частині елемента, в якій відсутній вузол 1.

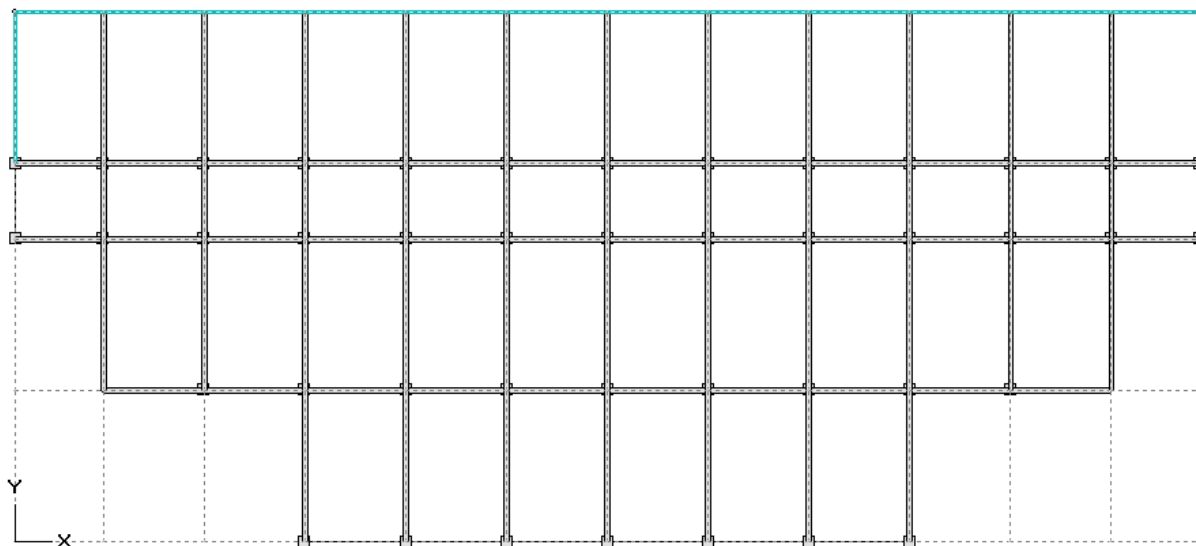


Рисунок 4.1 – Схема плити перекриття

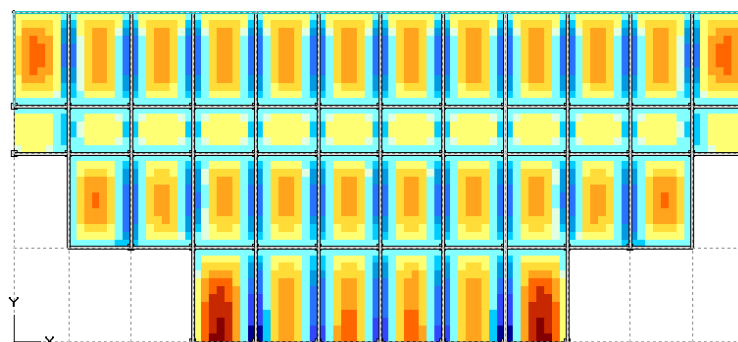
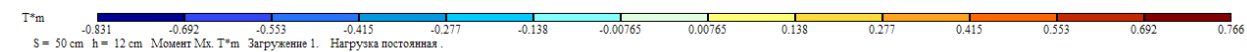


Рисунок 4.2 – Ізополя напружень по M_x

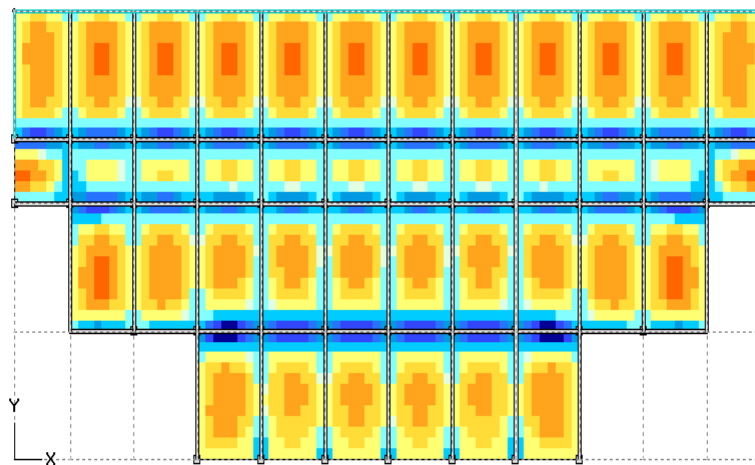
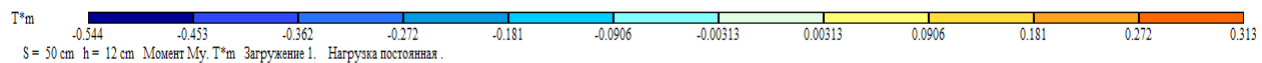


Рисунок 4.3 – Изополя напряжений по M_y

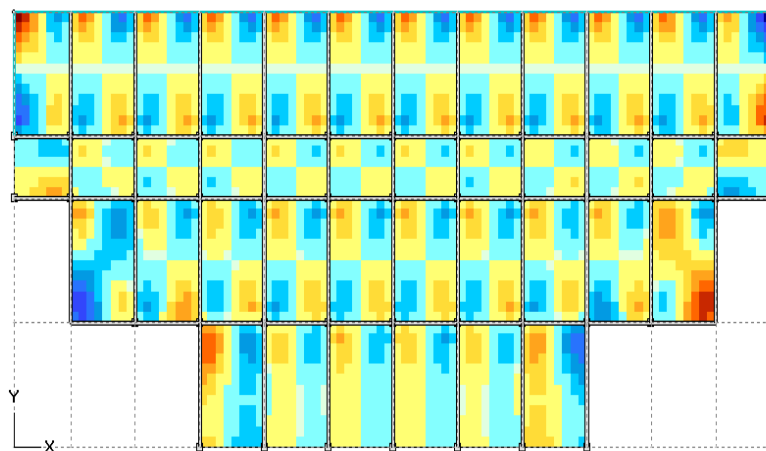
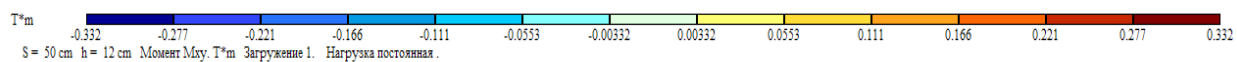


Рисунок 4.4 – Изополя напряжений по M_{xy}

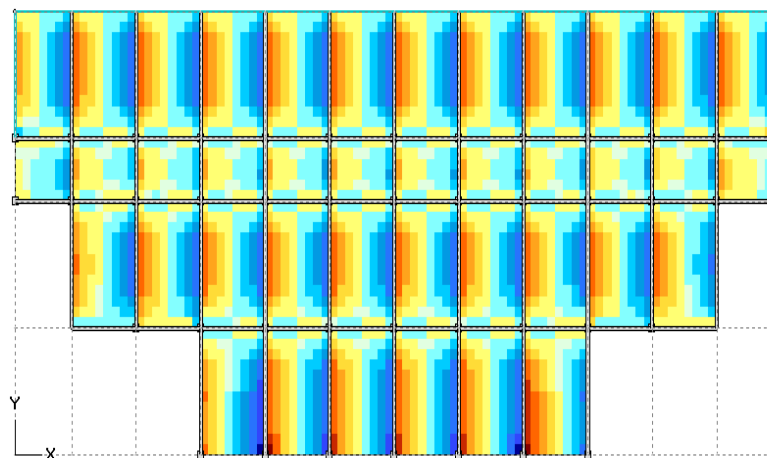
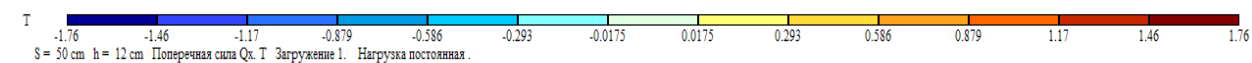


Рисунок 4.5 – Изополя напряжень по Q_x

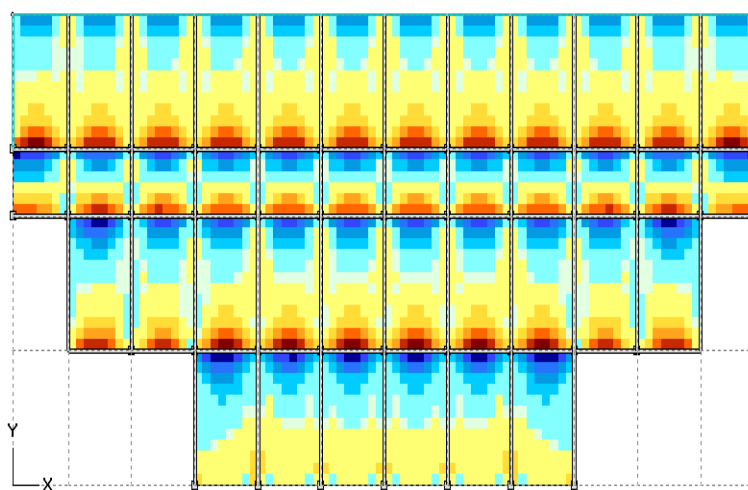
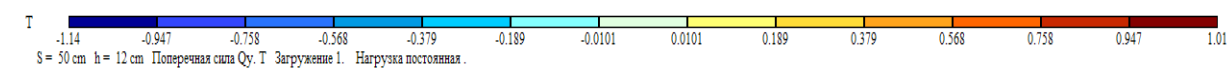


Рисунок 4.6 – Изополя напряжень по Q_y

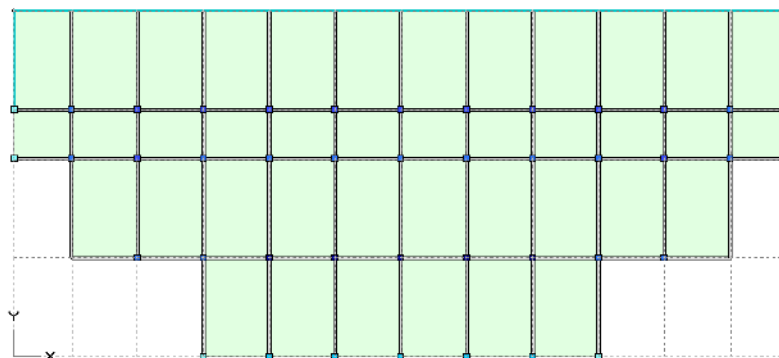


Рисунок 4.7 – Изополя реакции T по R_z

Результати армування монолітної залізобетонної плити [21]

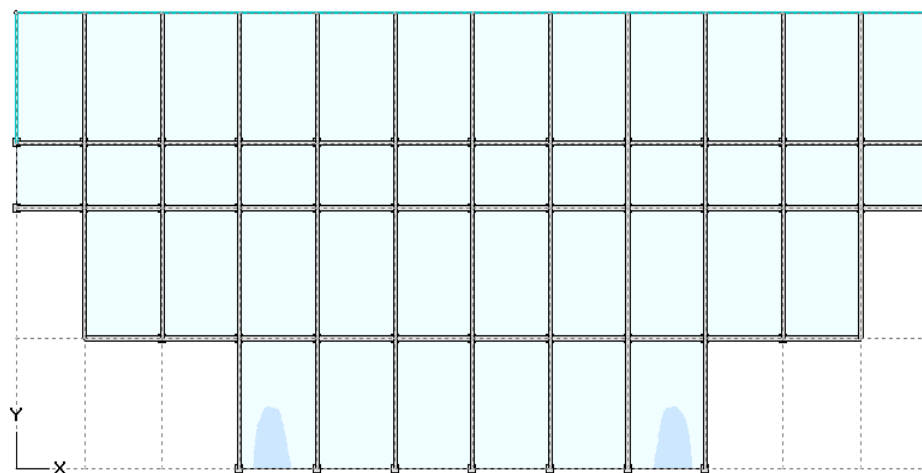
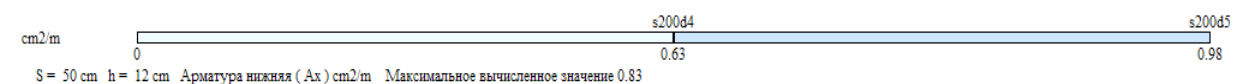


Рисунок 4.8 – Площа арматури на 1 м. п. по осі X у нижньої грані

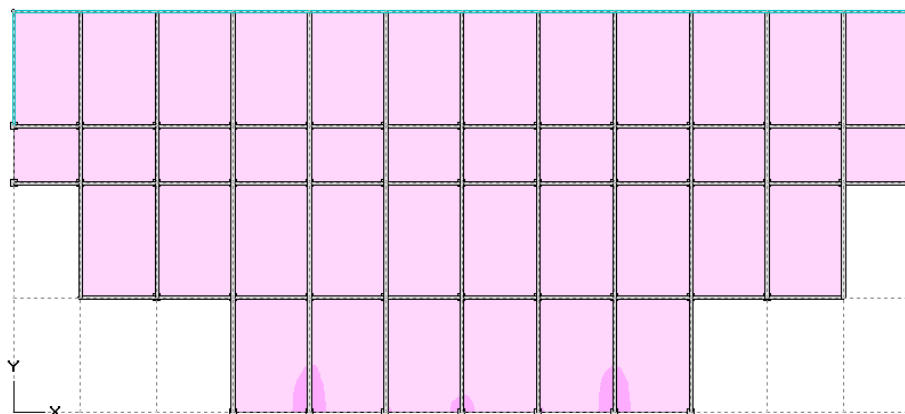
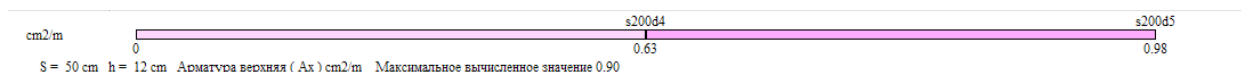


Рисунок 4.9 – Площа арматури на 1 м. п. по осі X у верхньої грані

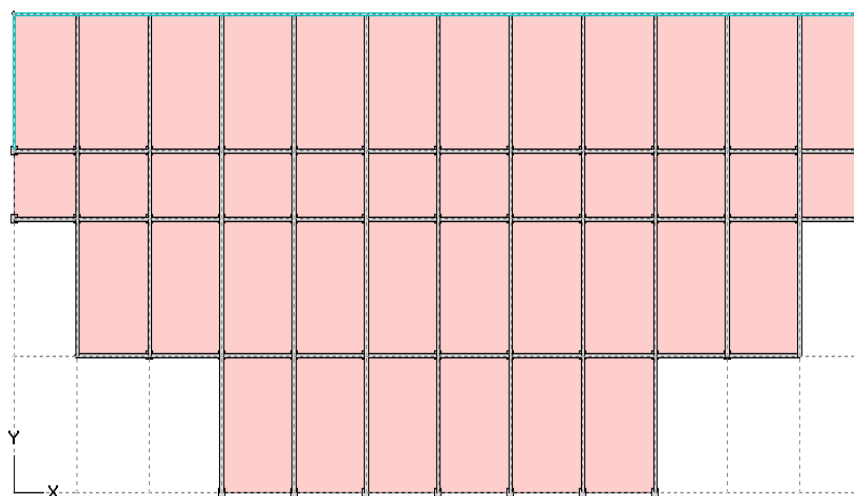


Рисунок 4.10 – Площа арматури на 1 м. п. по осі Y у верхньої грані

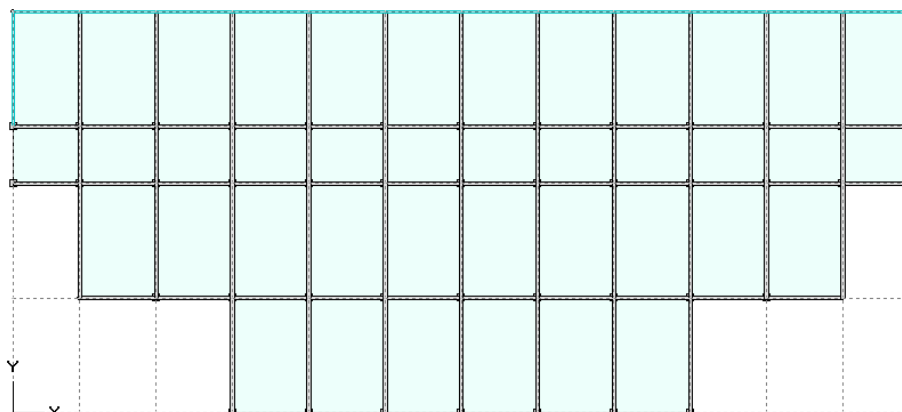


Рисунок 4.11 – Площа арматури на 1 м. п. по осі *Y* у нижньої грані

АРМИРОВАНИЕ (экстремумы)									
Нтр.	Xc	Yc	Угол	AX низ	AY низ	AX верх	AY верх	AX поп.	AY поп.
7	1316.7	33.3	0.00	0.83	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00
1	1166.7	33.3	0.00	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00
1258	3166.7	33.3	0.00	0.60	0.60	0.90	0.60	0.00	0.00

Прийнята арматура класу Вр-I (основна та арматурні вироби).

4.2 Розрахунок колони середнього ряду

4.2.1 Вихідні дані

Розрахунку підлягає колона середнього ряду підвального приміщення як така, що найбільш навантажена.

Сітка колон складає 6,0×4,0 м [18].

Висота поверху – 3,9 м.

Глибина підвалу складає 2,9 м.

Переріз колон прийнятий з конструктивних міркувань 400×400 мм.

На колони обпираються монолітні балки, що служать опорними елементами для плоского монолітного перекриття та покриття.

Бетон важкий класу С12/15, для якого при $\gamma_{c2} = 0,9$, розрахунковий опір бетону на стискання $f_{cd} = 0,9 \cdot 8,5 = 7,65$ МПа (ДБН В.2.6-98-2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції»), розрахунковий опір бетону на розтягання $R_{bt} = 0,9 \cdot 0,75 = 0,675$ МПа, початковий модуль пружності $E_{cm} = 23 \cdot 10^3$ МПа [20].

Поздовжня робоча арматура класу А400С, для якої розрахунковий опір для першої групи граничних станів $f_{yd} = 365$ МПа та модуль пружності $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа [21].

4.2.2 Збір навантаження

Вантажна площа на колону середнього ряду при сітці колон $6,0 \times 4,0$ м складає [12]:

$$A_{ep} = 6 \cdot 4 = 24 \text{ м}^2.$$

Збір навантаження на 1 м^2 покриття зводимо до табл. 4.2.

Таблиця 4.2 – Збір навантаження на 1 м^2 покриття

Вид навантаження	Характ. навантаження, кПа	Експлуатаційне розрахункове навант., кПа	Коеф. надійності щодо навант. γ_{fm}	Граничне розрахункове навант., кПа
Постійні				
Посипка гравієм	$0,02 \cdot 24 = 0,48$	0,456	1,3	0,593
2 шари промізолу	$0,02 \cdot 8 = 0,16$	0,152	1,3	0,198
Цем.-піщане стягування	$0,02 \cdot 18 = 0,36$	0,342	1,3	0,445
Утеплювач «DACHROCK»	$0,1 \cdot 1,9 = 0,19$	0,181	1,2	0,217
Шар керамзитобетону за уклоном	$0,5 \cdot 8 = 4,0$	3,8	1,3	4,94
Пароізоляція	$0,005 \cdot 8 = 0,04$	0,038	1,3	0,049
Монолітна залізобетонна плита	$0,12 \cdot 25 = 5,0$	4,75	1,1	5,225

Разом	10,23	9,72		11,67
-------	-------	------	--	-------

Постійне експлуатаційне навантаження від покриття:

$$N_{II}^{(1)} = g_{покp}^n \cdot A_{зp};$$

$$N_{II}^{(1)} = 9,72 \cdot 24 = 233,28 \text{ кН}.$$

Постійне граничне розрахункове навантаження від покриття:

$$N_I^{(1)} = g_{покp}^p \cdot A_{зp};$$

$$N_I^{(1)} = 11,67 \cdot 24 = 280,08 \text{ кН}.$$

Збір навантаження на 1 м² перекриття наведено при виконанні розрахунку монолітного перекриття.

Постійне експлуатаційне навантаження від перекриття:

$$N_{II}^{(2)} = g_{перекр}^n \cdot A_{зp} \cdot n;$$

$$N_{II}^{(2)} = 3,8 \cdot 24 \cdot 3 = 273,6 \text{ кН}.$$

Постійне експлуатаційне навантаження від перекриття:

$$N_I^{(2)} = g_{перекр}^p \cdot A_{зp} \cdot n;$$

$$N_I^{(2)} = 4,62 \cdot 24 \cdot 3 = 332,64 \text{ кН}.$$

Постійне експлуатаційне навантаження від власної ваги монолітних балок:

$$N_{II}^{(3)} = (0,5 - 0,12) \cdot 0,2 \cdot (6 + 4) \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 2 \cdot 4 = 144,4 \text{ кН}.$$

Постійне експлуатаційне навантаження від власної ваги монолітних балок:

$$N_I^{(3)} = 144,4 \cdot 1,1 = 158,84 \text{ кН}.$$

Постійне експлуатаційне навантаження від власної ваги колон:

$$N_{II}^{(4)} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot (3,9 \cdot 3 + 2,9 + 0,6) \cdot 25 \cdot 0,95 = 57,76 \text{ кН}.$$

Постійне експлуатаційне навантаження від власної ваги колон:

$$N_I^{(4)} = 57,76 \cdot 1,1 = 63,54 \text{ кН}.$$

Постійне експлуатаційне навантаження від власної ваги перегородок:

$$g^n_{\text{перегор}} = \gamma \cdot \delta = 8 \cdot 0,08 \cdot 0,95 = 0,61 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

$$N_{II}^{(5)} = g^n_{\text{перегор}} \cdot A_{\text{сп}} \cdot n, \quad N_{II}^{(5)} = 0,61 \cdot 24 \cdot 3 = 43,77 \text{ кН}.$$

Постійне експлуатаційне навантаження від власної ваги перегородок:

$$N_I^{(5)} = 43,77 \cdot 1,1 = 48,15 \text{ кН}.$$

Постійне експлуатаційне навантаження на колону середнього ряду:

$$N_{II} = 233,28 + 273,6 + 144,4 + 57,76 + 43,77 = 752,81 \text{ кН}.$$

Постійне експлуатаційне навантаження на колону середнього ряду:

$$N_I = 280,08 + 332,64 + 158,84 + 63,54 + 48,15 = 883,25 \text{ кН}.$$

Визначення змінних (тимчасових) навантажень

Рівномірно розподіленні навантаження на перекриття для розрахунків за деформаціями приймається з квазіпостійним значенням та враховується як довготривале навантаження, а для розрахунків за несучою здатністю – приймається з характеристичним значенням та відноситься до короточасних навантажень. За табл. 6.2 ДБН В.1.2 – 2:2006 «Навантаження та впливи» [12] для приміщень торгівельних установ приймаємо: для розрахунків за другою групою граничних станів квазіпостійне значення тимчасового довготривалого навантаження на міжповерхове перекриття – $q_{6,II} = 2,3$ кПа, а для розрахунків за першою групою граничних станів – характеристичне значення короточасного навантаження на перекриття – $q_{6,I} = 4,0$ кПа.

В даному випадку рівномірно розподілене навантаження на міжповерхове перекриття розраховуємо за формулою:

$$N^{(6)} = A \cdot (q_6 \cdot i) \cdot \gamma_f;$$

$$N_{II}^{(6)} = 24,0 \cdot 2,3 \cdot 3 \cdot 0,95 \cdot 1,0 = 157,32 \text{ кН}.$$

$$N_I^{(6)} = 24,0 \cdot 4,0 \cdot 3 \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 328,32 \text{ кН}.$$

для $q_6 = 4$ кПа $\rightarrow \gamma_f = 1,2$ (п.6.6. ДБН).

Розрахунок навантаження від снігового покриву на покриття (змінне снігове навантаження) визначається за формулою:

$$N^{(7)} = A \cdot S,$$

де S – рівномірно розподілене навантаження від снігового покриву на покриття.

Навантаження від снігового покриву на покриття (тимчасове снігове навантаження) визначається як рівномірно розподілене навантаження від снігового покриву на покриття.

Для перевірки граничних станів першої групи (розрахунків за міцністю) використовуються граничні розрахункові значення навантажень $S = S_m$.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття визначається за формулою:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C,$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності щодо граничного значення снігового навантаження, визначений в залежності від завданого середнього періоду повторюваності T за табл. 8.1 ДБН.

Для об'єктів масового будівництва припускається середній період повторюваності T приймати таким, що дорівнює встановленому терміну експлуатації конструкції T_{ef} . Для житлових та громадянських будівель $T = T_{ef} = 100$ років, тоді $\gamma_{fm} = 1,14$.

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі.

Для **м. Миколаїва** $S_0 = 1350 \text{ Па} = 1,35 \text{ кПа}$ [12];

C – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt},$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття, для даного виду покрівлі $\mu = 1$;

C_e – коефіцієнт, що враховує вплив режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі, при відсутності даних про режим експлуатації покрівлі $C_e = 1$;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, при $H < 0,5$ км $C_{alt} = 1$.

$$C = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$S_m = 1,14 \cdot 1350 \cdot 1 = 1539 \text{ Па} = 1,54 \text{ кПа}.$$

Для розрахунків за деформаціями (для перевірки граничних станів II групи) використовується експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження $S = S_e$, що визначається за формулою:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності щодо експлуатаційного значення снігового навантаження, що приймається у залежності від частки часу η , на протязі якої можуть порушуватися умови другого граничного стану.

Значення η для об'єктів масового будівництва припускається приймати $\eta = 0,02$, відповідно $\gamma_{fe} = 0,49$.

$$S_e = 0,49 \cdot 1350 \cdot 1 = 661,5 \text{ Па} = 0,66 \text{ кПа}.$$

Таким чином навантаження від снігового покриву на покриття складає:

$$N_I^{(7)} = 24,0 \cdot 1,54 = 36,96 \text{ кН}.$$

Для розрахунків за деформаціями (для перевірки граничних станів другої групи) використовується експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження $S = S_e$.

$$N_{II}^{(7)} = 24,0 \cdot 0,66 = 15,84 \text{ кН}.$$

Для визначення найбільш несприятливого поєднання навантажень складемо табл. 2.3, в якій розглянемо два сполучення [12, 25]:

1. Постійні навантаження з одним змінним навантаженням (максимальним з двох по величині), яке вводиться в розрахунок без знижуючого коефіцієнта;

2. Постійні навантаження з двома змінними навантаженнями, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень ψ_i :

- для довготривалих навантажень $\psi_I = 0,95$;

- для короткочасних навантажень $\psi_2 = 0,90$.

Табл. 4.3 – Значення змінних навантажень

Вид зусилля, кН	Значення від постійного навантаження	Значення від змінних навантажень			Сполучення навантажень	
		на перекриття		снігове (короткочасне)	I ($\psi_i = 1$)	II ($\psi_i < 1$)
		довготривале	короткочасне			
N_{II}	752,81	157,32		15,84	910,13	916,52
N_I	883,25		328,32	36,96	1211,57	1212,00

Для першого сполучення зусилля були отримані таким чином:

$$N_{II} = 752,81 + 157,32 = 910,13 \text{ кН};$$

$$N_I = 883,25 + 328,32 = 1211,57 \text{ кН}.$$

Для другого сполучення зусилля були отримані таким чином:

$$N_{II} = 752,81 + 157,32 \cdot 0,95 + 15,84 \cdot 0,9 = 916,52 \text{ кН}.$$

$$N_I = 883,25 + (328,32 + 36,96) \cdot 0,9 = 1212,00 \text{ кН}.$$

З двох поєднань вибираємо найбільше по величині:

- для розрахунків по першій групі граничних станів

$$N_I = 1212,00 \text{ кН},$$

- для розрахунків по другій групі граничних станів

$$N_{II} = 916,52 \text{ кН}.$$

Вертикальне рівнодіюче навантаження N прикладається по геометричній осі колони першого поверху в рівні планувальної відмітки землі. Колона є центрально стиснутою.

4.2.3 Перевірка міцності перерізів, нормальних до повздовжньої осі колони

Визначення площі перетину арматури колони I-го поверху

Переріз колони: $b \times h = 400 \times 400 \text{ мм}$ [19].

Розрахункова довжина: $l_0 = H = 4750 \text{ см}$.

Випадковий ексцентриситет:

$$1) e_{01} = 40/30 = 1,33 \text{ см};$$

$$2) e_{02} = 475/600 = 0,792 \text{ см}.$$

Арматура кл. А400С з $R_s = 365 \text{ МПа}$. Бетон кл. С12/15 [20].

Граничні значення: $\xi_{lim} = 0,68$; $\alpha_{lim} = 0,449$.

Розрахунок на стійкість з площини рами.

$$\text{Відношення } l_0 / b = 475/40 = 11,88 < 20.$$

$$M = 0; N = 1212,00 \text{ кН}, \text{ у тому числі } N_l = 916,52 \text{ кН}.$$

$$\text{Відношення } N_l / N = 916,52/1212,00 = 0,756.$$

Розрахунок ведеться за формулою:

$$A'_s + A_s = (N - \mu_b \varphi \gamma_{b1} R_b A_b) / (\mu_b \varphi R_{sc}), \text{ де } \varphi_b = 0,87$$

при площі перерізу проміжних стрижнів, розташованих у граней, паралельних даній площині, рівній або більш ніж $(A'_s + A_s)/3$,

$\varphi_s = 0,87$. Задаючи заздалегідь коефіцієнт армування $\mu = 0,025$, отримуємо:

$$\alpha = \mu R_{sc} / (\gamma_{b1} R_b) = 0,025 \cdot 365 / (0,85 \cdot 7,65) = 1,4.$$

Значення коефіцієнта дорівнює:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_s - \varphi_b)\alpha = 0,87 + 2(0,87 - 0,87)1,4 = 0,87.$$

Необхідний перетин арматури при значенні

$$\mu_b = 1 \text{ (для } h = 40 \text{ см} > 20 \text{ см)}:$$

$$A'_s + A_s = (1212,0 \cdot 10 - 0,87 \cdot 0,85 \cdot 7,65 \cdot 40 \cdot 40) / (0,87 \cdot 365) = 10,64 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо 4 $\varnothing$ 20 А400С з $A_s = 12,56 \text{ см}^2$.

Розрахунок на стійкість в площині рами

Відстань від точки додавання поздовжньої сили, що є рівнодіючою зусиль в розтягнутій (або менш стислій) арматурі

$$e = e_0 + h / 2 - a = 1,33 + 40/2 - 5 = 16,33 \text{ см}.$$

Відносна висота стислої зони бетону, припускаючи, що арматура симетрична:

$$\xi = N / (\gamma_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0) = 1212,0 \cdot 10 / (0,85 \cdot 7,65 \cdot 40 \cdot 36,5) = 0,631 < \xi_{\text{lim}} = 0,68,$$

тобто випадок малих ексцентриситетів, при якому весь перетин стислий.

Визначення площі перерізу арматури при повністю стислому перерізі колони, що характеризується величиною:

$$\xi = h / h_0 = 40 / 36,5 = 1,1.$$

$$A_s' = \frac{N \cdot a - 0,5 \gamma_{bl} R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{1,212 \cdot 0,16 - 0,5 \cdot 0,85 \cdot 7,65 \cdot 0,4 \cdot 0,365^2}{365(0,365 - 0,005)} \cdot 10^4$$

$$A_s' = 1,59 \text{ см}^2.$$

Оскільки $A_s' = 1,59 \text{ см}^2$, то армування призначаємо за розрахунком стійкості з площини рами. За сортаментом для 4 Ø20 A400C з $A_s = 12,56 \text{ см}^2$.

4.2.4 Перевірка міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі колони

Поперечна арматура повинна призначатися конструктивно [19].

За умовами технології контактної точкової зварки, при максимальному діаметрі поздовжньої арматури $d_1 = 20$ мм, найменший діаметр поперечних стрижнів $d_2 = 10$ мм, тобто Ø10 A240C.

Відстань між поперечними стрижнями зварювальних каркасів повинна бути не більше ніж $20 d$ (d – найменший діаметр стислих поздовжніх стрижнів) і не більше ніж 500 мм.

В даному випадку $s = 20 \cdot 2,0 = 40$ см.

Приймаємо $s = 400$ мм.

4.3 Розрахунок внутрішніх металевих сходів

4.3.1 Вихідні дані

Необхідно виконати розрахунок та законструювати внутрішні металеві сходи, які складаються з двох маршів та майданчиків (з розрахунку на один

поверх). Покриття майданчиків – залізобетонна плоска плита.

Марші складаються з металевих косоура, що виконуються з прокатних швелерів, металевих сходових з листової сталі та кутиків, а також накладних залізобетонних проступів.

Матеріал металевих конструкцій – сталь марки С245, розрахунковий опір сталі $R = 230 \text{ МПа}$. Накладні проступи прийняті монолітні з бетону класу С12/15. Розмір проступів $120 \times 300 \times 80 \text{ мм}$.

Сходовий майданчик – монолітна залізобетонна плита з бетону класу С12/15. Довжина майданчиків – 3020 мм, ширина – 1200 мм, 1375 мм, 2575 мм.

Для важкого бетону класу С12/15 при $\gamma_{c2} = 0,9$ розрахунковий опір бетону на стиск $f_{cd} = 0,9 \cdot 8,5 = 7,65 \text{ МПа}$, розрахунковий опір бетону на розтягання $f_{ctd} = 0,9 \cdot 0,75 = 0,675 \text{ МПа}$, початковий модуль пружності $E_{cm} = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

Поздовжня робоча арматура кл. А400С, для якої розрахунковий опір для І групи граничних станів $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$, та модуль пружності $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.

Огородження та поручні запроектовані з легких металевих профілей.

Експлуатаційне навантаження на 1 м^2 поверхні від огорожі приймається $0,2 \text{ кПа}$.

Призначення будівлі – торгівельний центр. Характеристичне значення рівномірно розподіленого навантаження на 1 м^2 сходів згідно з табл. 6.2 ДБН В.1.2 – 2:2006 $p = 4 \text{ кПа}$, квазіпостійне значення рівномірно розподіленого навантаження $p_{kv} = 1,7 \text{ кПа}$.

4.3.2 Розрахунок та конструювання сходової площадки

Попередньо призначаємо товщину плити сходового майданчика $h_s = 80 \text{ мм}$. Приймаємо, що плита спирається на швелери №18 шириною

$b_c = 70$ мм. Розрахунковий прольот плити складатиме:

Визначення навантажень на 1 м^2 плити зводимо в табл. 4.4.

Таблиця 4.4 – Навантаження на 1 м^2 плити [12, 19]

Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження, кПа	Експлуатаційне розрахункове значення навантаження, кПа	Коеф. надійності щодо граничного навант. γ_{fm}	Граничне розрахункове значення навантаження, кПа
Постійні				
Власна вага плити	$0,08 \cdot 25 = 2,0$	1,90	1,1	2,09
Разом	2,0	1,90		2,09
Тимчасові				
довготривале	2,3	2,19	1,2	2,62
короткочасне	1,7	1,61	1,2	1,94
Разом	4,0	3,8		4,56
Повне				
постійне та довготривале	4,3	4,09		4,71
короткочасне	1,7	1,61		1,94
Всього	6,0	5,7		6,65

Розрахункові навантаження на 1 м довжини плити.

Граничне розрахункове значення навантаження:

$$q_n = g \cdot B = 6,65 \cdot 2,575 = 17,12 \text{ кН/м.}$$

Експлуатаційне розрахункове значення навантаження:

$$q_n'' = g_n \cdot B = 5,7 \cdot 2,575 = 14,68 \text{ кН/м.}$$

Визначаємо характер роботи плити по відношенню вільного та закріпленого боків плити.

$$\frac{\ell_2}{\ell_1} = \frac{3020}{2575} = 1,17 < 2,$$

полка плити розраховується як пластина, обперта на три боки.

Розрахунковий згинальний момент від граничного розрахункового зна-

чення навантаження:

$$M = \frac{\beta}{10^3} \cdot q_n \cdot l_0^2,$$

де $\beta = 18$ для відношення $\frac{\ell_2}{\ell_1} = 1,17$.

$$M = \frac{18}{10^3} \cdot 17,12 \cdot 2,95^2 = 2,68 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Відстань від центру ваги перерізу арматури до нижньої площини плити прийнята $a = 25 \text{ мм}$. В цьому випадку робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a = 80 - 25 = 55 \text{ мм}.$$

Виконуємо розрахунок площі поперечного перерізу робочої арматури на ширину $b = 1 \text{ м}$ плити.

$$\dot{A}_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{2,68 \cdot 10^{-3}}{7,65 \cdot 1 \cdot 0,055^2} = 0,295 < A_R = 0,432.$$

По довідковим таблицям за коефіцієнтом $\dot{A}_0 = 0,295$ визначаємо висоту стиснутої зони бетону $\xi = 0,36$. Тоді

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,36 \cdot 100 \cdot 5,5 \frac{7,65}{365} = 4,15 \text{ см}^2.$$

Приймаємо крок робочих стрижнів $S = 100 \text{ мм}$, тоді кількість стрижнів на 1 м ширини плити:

$$n = \frac{b}{S} + 1 = \frac{1000}{100} + 1 = 11 \text{ шт.}$$

За сортаментом та згідно з конструктивними вимогами приймаємо 11 Ø 10 А400С з $A_s = 8,635 \text{ см}^2$.

4.3.3 Розрахунок та конструювання залізобетонного східця

Попередньо призначаємо товщину східця $h_s = 80 \text{ мм}$. Приймаємо, що східець спирається на кутики $63 \times 63 \times 5$ довжиною $b_c = 145 \text{ мм}$.

Розрахунковий прольот сходи складатиме:

$$l_0 = l - l_c = 1200 - 2 \frac{145}{2} = 1055 \text{ мм.}$$

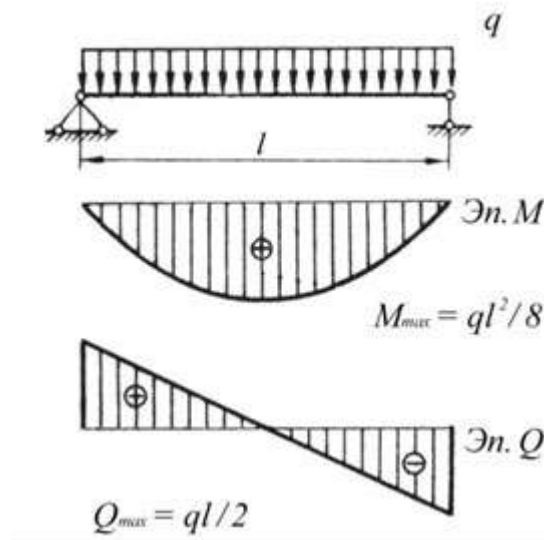


Рисунок 4.12 – Розрахункова схема сходи

Визначення навантажень на 1 м^2 плити зводимо в табл. 4.5.

Таблиця 4.5 – Навантаження на 1 м^2 сходи

Вид навантаження	Характеристичне значення навантаження, кПа	Експлуатаційне розрахункове значення навантаження, кПа	Коеф. надійності щодо граничного навантаження γ_{fn}	Граничне розрахункове значення навантаження, кПа
Постійні				
Власна вага плити	$0,08 \cdot 25 = 2,0$	1,90	1,1	2,09
Навантаження від металевої огорожі	0,20	0,19	1,05	0,20
Разом	2,20	2,09		2,29
Тимчасові				
довготривале	2,3	2,19	1,2	2,62
короткочасне	1,7	1,61	1,2	1,94
Разом	4,0	3,8		4,56
Повне				

постійне та довготривале	4,5	4,28		4,91
короткочасне	1,7	1,61		1,94
Всього	6,20	5,89		6,85

Розрахункова схема східця – балка на двох опорах.

Розрахункові навантаження на 1 м довжини східця.

Граничне розрахункове значення навантаження:

$$q_c = g \cdot B = 6,85 \cdot 0,3 = 2,06 \text{ кН/м.}$$

Експлуатаційне розрахункове значення навантаження:

$$q_n^n = g^n \cdot B = 5,89 \cdot 0,3 = 1,77 \text{ кН/м.}$$

Розрахунковий згинальний момент від граничного розрахункового значення навантаження:

$$M = \frac{q_c \cdot l_0^2}{8} = \frac{2,06 \cdot 1,055^2}{8} = 0,29 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Відстань від центру ваги перерізу арматури до нижньої площини східця прийнята $a = 25 \text{ мм.}$ В цьому випадку робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a = 80 - 25 = 55 \text{ мм.}$$

Виконуємо розрахунок площі поперечного перерізу робочої арматури на ширину $b = 300 \text{ мм}$ східця.

$$\dot{A}_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,29 \cdot 10^{-3}}{7,65 \cdot 0,3 \cdot 0,055^2} = 0,042 < A_R = 0,432.$$

По довідковим таблицям за коефіцієнтом $\dot{A}_0 = 0,042$ визначаємо висоту стиснутої зони бетону $\xi = 0,05$. Тоді

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,05 \cdot 30 \cdot 5,5 \frac{7,65}{365} = 0,173 \text{ см}^2.$$

За сортаментом та згідно з конструктивними вимогами приймаємо 2 Ø 12 A400C з $A_s = 2,26 \text{ см}^2$.

4.3.4 Розрахунок та конструювання металевого косоура

Навантаження на металевий косоур складається з власної ваги залізобетонної плити сходової площадки, залізобетонних східців, ваги огороження і поручнів, металевих кутиків, самого косоура та корисного навантаження на сходи [22].

Експлуатаційне значення навантаження:

$$q_k^n = 1,03 \left(\frac{(5,7 + 3,8) \cdot 3,02}{4} + \frac{(5,89 + 3,8) \cdot 1,2}{2} \right) = 13,38 \text{ кН / м.}$$

Граничне розрахункове значення навантаження:

$$q_k = 1,03 \left(\frac{(6,65 + 4,56) \cdot 3,02}{4} + \frac{(6,85 + 4,56) \cdot 1,2}{2} \right) = 15,78 \text{ кН / м.}$$

Розрахункова схема косоура – балка на двох опорах. В середині прольоту косоур має нахил.

Тому складну розрахункову схему приводимо до спрощеної.

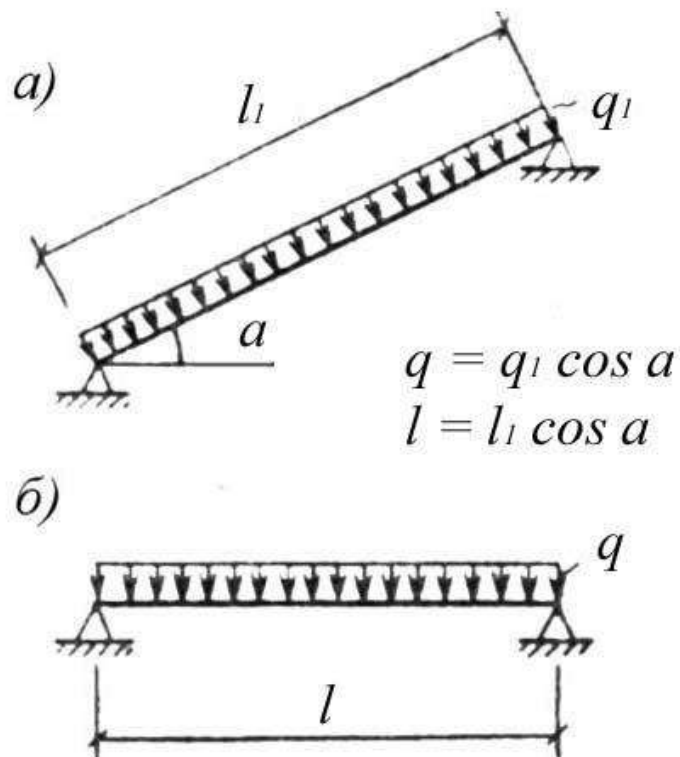


Рисунок 4.13 – Розрахункова схема косоура

Визначаємо кут нахилу косоура:

$$\sin \alpha = \frac{1950}{3600} = 0,5417.$$

$$\text{Тоді } \alpha = 32^{\circ} 48', \cos \alpha = 0,8406.$$

Визначаємо навантаження на окремих ділянках косоура:

- експлуатаційні:

$$q_1^n = q_k^n = 13,38 \text{ кН/м} ; \quad q_2^n = q_k^n / \cos \alpha = 13,38 / 0,8406 = 15,92 \text{ кН/м}$$

- граничні:

$$q_1 = q_k = 15,78 \text{ кН/м} ; \quad q_2 = q_k / \cos \alpha = 15,78 / 0,8406 = 18,77 \text{ кН/м}$$

Максимальний згинальний момент визначаємо за формулою:

$$M = \frac{q_1 \cdot l_0^2}{8} + \frac{(q_2 - q_1) \cdot a \cdot b \cdot c}{l_0} \left(1 - \frac{c}{2l_0} \right),$$

$$\text{де } l_0 = a + b = 1200 + 3025 + 1375 = 5600 \text{ мм.}$$

$$M = \frac{15,78 \cdot 5,6^2}{8} + \frac{(18,77 - 15,78) \cdot (1,2 + 3,025/2) \cdot (1,375 + 3,025/2) \cdot 3,025}{5,6} \left(1 - \frac{3,025}{2 \cdot 5,6} \right).$$

$$M = 71,09 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Визначаємо необхідний момент опору перерізу:

$$W^i = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c \cdot c},$$

де $c = 1,12$ – коефіцієнт, що враховує роботу сталі в пружньо-пластичній стадії; $\gamma_n = 1,0$ – коефіцієнт умов роботи,

$$W^H = \frac{71,09 \cdot 11^{-3}}{230 \cdot 1 \cdot 1,12} \cdot 10^6 = 117 \text{ см}^3.$$

За сортаментом приймаємо швелер № 18 з $W_x = 121 \text{ см}^3$, $I_x = 1090 \text{ см}^4$,
власна вага $g = 0,163 \text{ кН/м}$.

Перевіряємо жорсткість косоура за формулою [22]:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k^n \cdot l^3}{E \cdot I_x} \leq \frac{f_u}{l},$$

де $f_u = \frac{l}{200}$ – граничний прогин металевої балки при $l = 5,6 \text{ м}$;

$E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ – модуль пружності сталі.

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{15,78 \cdot 10^{-3} \cdot 5,6^3}{2,06 \cdot 10^5 \cdot 1090 \cdot 10^{-8}} = \frac{1}{262} < \frac{f_u}{l} = \frac{1}{200}$$

Отже, жорсткість косоура забезпечена.

5 РОЗДІЛ ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

5.1 Вихідні дані

Фундамент проектується для будівлі торговельного центру [1].

Конструктивна схема будівлі – з неповним каркасом.

Фундамент, що проектується, – стаканного типу.

Район будівництва – місто Миколаїв.

Грунтові умови будівельного майданчика складаються з фізико-механічних характеристик зразків та геологічним розрізом.

Геологічний розріз наведений в графічній частині проекту.

Таблиця 5.1 Фізичні характеристики ґрунтів

Номер		глибина відбору ґрунту, м	Фізичні характеристики ґрунтів				
скважина	Зразок ґрунту		щільність, г/см ³		вологість, %		
			ґрунту ρ	часток ґрунту ρ_s	природна ω	на границі	
						плинності ω_L	розкочування, ω_p
1	1	2,5	1,99	2,70	20,1	33,6	18,5
1	2	5,5	1,97	2,66	24,8	—	—
2	3	10,0	2,08	2,67	19,6	—	—
2	4	14,2	2,01	2,77	25,9	43,0	20,0

Таблиця 5.2 Розрахункові характеристики ґрунтів

№ п/п	Найменування ґрунту	I_p	I_L	ρd г/см ³	n	e	S_r	C_n кПа	v_n град	E_0 МПа	R_0 кПа
1	Суглинок напівтвердий	15,1	0,11	1,66	0,4	0,63	0,86	32,2	24,2	33,5	260,57
2	Пісок пиловатий, середньої щільн., вологий	0	–	1,6	0,4	0,69	0,96	3,2	28,4	15,2	150
3	Пісок пиловатий, середньої щільності, насичений водою	0	–	1,74	0,3	0,5	1	7	35	33,5	100
4	Глина тугоплатична	2,3	0,3	1,6	0,4	0,7	0,7	53,5	17,5	19,5	355

Збір навантаження на фундамент наведений при виконанні розрахунку колони та складають:

→ для розрахунків за другою групою граничних станів $N_{II} = 916,52 \text{ кН}$,

→ для розрахунків за першою групою граничних станів $N_I = 1212,00 \text{ кН}$.

Вертикальне рівнодіюче навантаження N прикладається по геометричній осі колони підвального приміщення. Фундамент є центрально стиснутим.

5.2 Визначення глибини закладання фундаменту

5.2.1 Визначення глибини закладання фундаменту, виходячи з призначення та конструктивних вимог

Проектуємо стовбчастий фундамент [2, 3].

Оскільки колони запроектовані монолітні, то висота фундаменту h_f за конструктивними вимогами і повинна бути не менш ніж $h_f = 0,9 \text{ м}$.

Максимальна висота цоколя будівлі (рис.3.1)

$$h_u = H_{0.000} - H_{кр, min} = 34,36 - 33,63 = 0,73 \text{ м}.$$

Відмітка підлоги підвалу – 2,9, обріз фундаменту на 0,15 м нижче.

Відмітка підшви (відносна):

$$F_L = - (2,9 + 0,15 + 1,2) = - 4,25.$$

$$d = 4,25 - 0,73 = 3,52 > 0,5 \text{ м}.$$

Оскільки навантаження на фундамент значні, приймаємо висоту фундаменту $h_f = 1,2 \text{ м}$.

Визначаємо нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту для Луганської області за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t} = 0,23 \cdot \sqrt{16,8} = 0,94 \text{ м}.$$

Розрахункова глибина промерзання визначається за формулою:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = 0,5 \cdot 0,94 = 0,47 \approx 0,5 \text{ м},$$

де $k_h = 0,5$ – коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі.

При $I_L = 0,11 < 0,25$ и $d_w > d_f + 2$.

$$d = 0,5 d_f = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25 \text{ м.}$$

5.2.2 Врахування інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов

Згідно з планом будівельного майданчика середньопланувальна відмітка, з урахуванням зрізання верхнього шару чорнозема [3]::

$$H_{сер} = 33,46.$$

Абсолютна відмітка підлоги 1-го поверху: $H_{0.000} = 33,6346 + 0,9 = 34,36$,

де 0,9 – середня висота цоколя.

Розмір максимальної підсипки ґрунту при плануванні складатиме:

$$33,63 - 32,80 = 0,83 \text{ м, } h_u = 34,36 - 33,63 = 0,7 \text{ м.}$$

а розмір максимального зрізання:

$$34,03 - 33,76 = 0,27 \text{ м, } h_u = 34,36 - 33,76 = 0,60 \text{ м.}$$

Зобразимо геологічні колонки ґрунту (рис.3.2) для побудування яких товщини шарів будемо приймати згідно з даними свердловина№1 (знаходиться на відмітці 34,03) та свердловина№2 (знаходиться на відмітці 32,80).

Несучим шаром ґрунту може служити шар суглинку напівтвердого. Фундамент необхідно заглиблювати до несучого шару ґрунту не менше ніж на 10 см. Тому глибина закладання фундаменту повинна бути не менше:

$$d \geq 0,83 + 0,85 + 0,1 = 1,78 \text{ м.}$$

Відповідно від рівня чистої підлоги першого поверху:

$$d' \geq 1,78 + 0,73 = 2,51 \text{ м.}$$

Абсолютна відмітка підшви фундаменту: $F_L = 34,36 - 4,25 = 30,11$.

Глибина закладання фундаменту:

$$d_{min} = D_L - F_L = 33,63 - 30,11 = 3,52 \text{ м (рис. 3.2, а),}$$

$$d_{max} = 33,76 - 30,11 = 3,65 \text{ м (рис. 3.2, б).}$$

Мінімальна відстань від відмітки планування до рівня ґрунтових вод

$$D_L - W_L = 33,76 - 28,73 = 5,03\text{м.}$$

Це дозволяє виконувати роботи з влаштування фундаментів без водопониження.

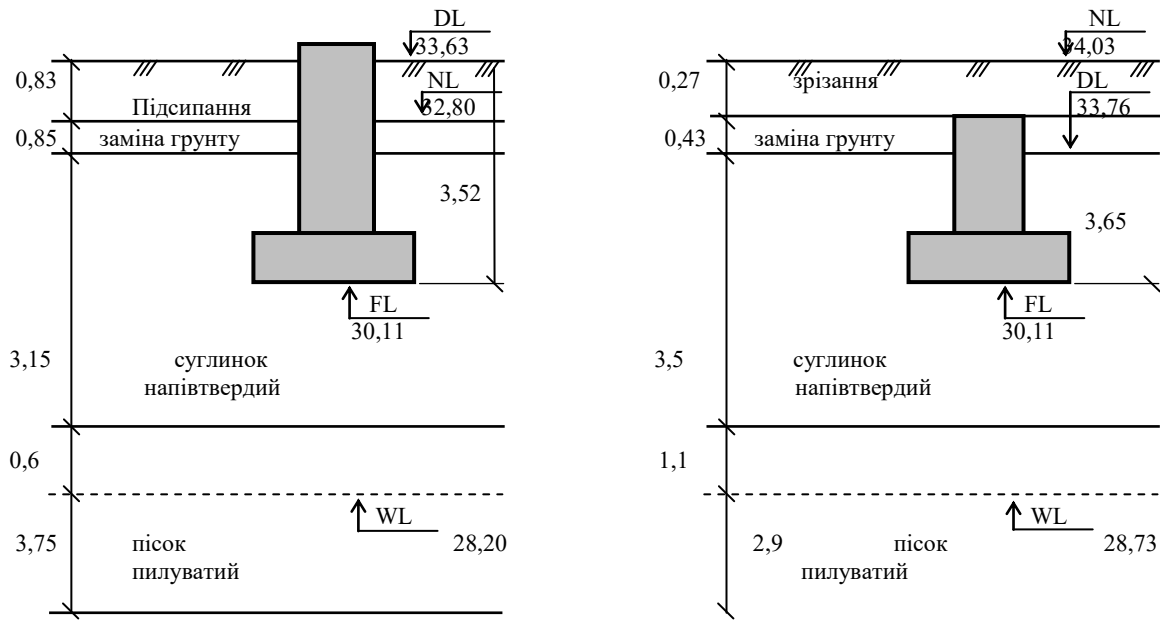


Рисунок 5.1 – Планування підсіпанням та зрізанням:
 N_L – відмітка природного рельєфа; D_L – планувальна відмітка;
 W_L – рівнева відмітка ґрунтових вод [1, 4].

Мінімальна відстань від подошви фундаменту до рівня ґрунтових вод складатиме:

$$F_L - W_L = 30,11 - 28,73 = 1,38\text{м} > 0,5\text{м} ,$$

отже, водопониження виконувати не треба.

Мінімальне заглиблення до несучого шару ґрунту складатиме:

$3,52 - 0,83 - 0,85 = 1,84\text{м}$ (рис. 3.2,а), максимальне $3,65 - 0,43 = 3,22\text{м}$ (рис. 5.1, б).

5.2.3 Визначення розмірів подошви фундаменту

Розглянемо випадок з плануванням зрізанням рис. 5.1, б), оскільки в цьому випадку товща несучого шару мінімальна: $3,5 - 3,22 = 0,28\text{ м}$.

Розрахунковий опір ґрунту основи визначається за формулою:

$$R = ((\gamma_{C1} \cdot \gamma_{C2}) / k)(M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_I \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II}),$$

де – середня вага ґрунту $\gamma_{II} = \rho \cdot g = 19,9 \text{ кН/м}^3$;

γ_{C1} , γ_{C2} – коефіцієнти умов роботи відповідно ґрунтової основи та будівлі у взаємодії з основою, $\gamma_{C1} = 1,25$; $\gamma_{C2} = 1,0$;

k – коефіцієнт ($k = 1,1$, якщо розрахункові характеристики отримані за побічними даними);

M_γ , M_q , M_c – безрозмірні коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя,

k_z – коефіцієнт, що приймається рівним 1,0 при $b < 10\text{м}$;

d_b – глибина подвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, $2,9 - 0,6 = 2,30\text{м} > 2\text{м}$, отже $d_b = 2,0\text{м}$;

b – менший бік подошви фундаменту;

d_I – приведена глибина закладання зовнішніх та внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу.

Розглянемо випадок з плануванням підсипанням (рис. 3.2)

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2}{h_1 + h_2}$$

$$\gamma' = (18 \cdot 0,43 + 19,9 \cdot 3,22) / 3,65 = 19,68 \text{ кН/м}^3.$$

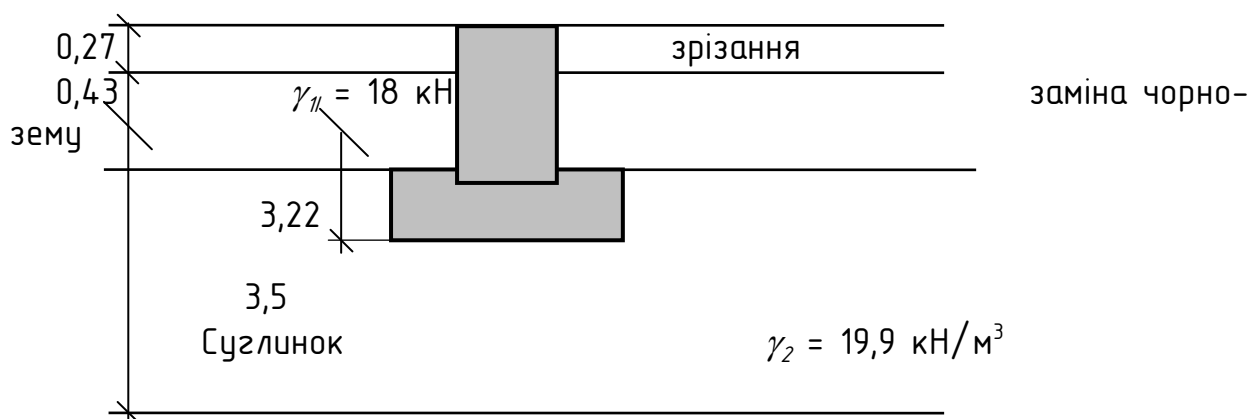


Рисунок 5.2 – Планування та підсипання ґрунту

$$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \frac{\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 1,2 + 0,15 \cdot \frac{22}{19,68} = 1,37\text{м}$$

$$h_s = 1,35 - 0,15 = 1,2\text{м}.$$

Визначаємо ширину підшви фундаменту за формулою:

$$b_I = (N_{II.max} / (R_o - \gamma_{mt} \cdot h_f))^{1/2} = (916,52 / (260,57 - 20 \cdot 1,2))^{1/2} = 1,97 \text{ м.}$$

При цьому $Z_I = 1,97/2 = 0,98 \text{ м} > 0,28 \text{ м}$ (см рис.3.3). Окрім суглинка враховуємо під підшвою фундаменту шар піска пилюватого $h = 0,7 \text{ м}$.

$$\gamma'_{II} = \frac{19,9 \cdot 0,28 + 19,7 \cdot 0,7}{0,98} = 19,76 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_{II} = \frac{24,2 \cdot 0,28 + 28,4 \cdot 0,7}{0,98} = 27,2^\circ;$$

$$c_{II} = \frac{32,2 \cdot 0,28 + 3,2 \cdot 0,7}{0,98} = 11,49 \text{ кПа}.$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту

$$R_I = [(1,25 \cdot 1)/1,1] \cdot (0,91 \cdot 1,97 \cdot 19,76 + 4,64 \cdot 1,37 \cdot 19,68 + (4,64 - 1) \cdot 2,0 \cdot 19,68 + 7,14 \cdot 11,49) = 438,45 \text{ кПа}.$$

Визначаємо $A_{2\phi} = 916,52 / (438,45 - 20 \cdot 1,2) = 2,21 \text{ м}^2$. Оскільки відношення $(1 - A_{2\phi}/A_{I\phi}) = (1 - 2,21/3,88) = 0,46 > 0,1$, то ширину підшви фундаменту необхідно уточнювати. Приймаємо $b_2 = \sqrt{A} = \sqrt{2,21} = 1,49 \approx 1,5 \text{ м}$.

Під підшвою фундаменту окрім суглинка враховуємо шар піска пилюватого $z_2 - 0,28 = 0,75 - 0,28 = 0,47 \text{ м}$.

$$\gamma'_{II} = \frac{19,9 \cdot 0,28 + 19,7 \cdot 0,47}{0,75} = 19,77 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_{II} = \frac{24,2 \cdot 0,28 + 28,4 \cdot 0,47}{0,75} = 26,83^\circ;$$

$$c_{II} = \frac{32,2 \cdot 0,28 + 3,2 \cdot 0,47}{0,75} = 14,03 \text{ кПа};$$

$$M_\gamma = 0,9, M_q = 4,59, M_c = 7,1.$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту:

$$R_2 = [(1,25 \cdot 1)/1,1] \cdot (0,9 \cdot 1,5 \cdot 19,77 + 4,59 \cdot 1,37 \cdot 19,68 + (4,59 - 1) \cdot 2,0 \cdot 19,68 + 7,1 \cdot 14,03) = 444,73 \text{ кПа}.$$

Визначаємо $A_{3\phi} = 916,52 / (444,73 - 20 \cdot 1,2) = 2,18 \text{ м}^2$. Оскільки відношення $(1 - A_{3\phi}/A_{2\phi}) = (1 - 2,18/2,21) = 0,099 < 0,1$, то ширину підшви фундаменту

остаточно приймаємо $b_3 = \sqrt{A_3} = \sqrt{2,18} = 1,48\text{м}$, $b = 1,5\text{м}$, $l = 1,5\text{м}$.

Перевірка прийнятих розмірів підшви фундаменту.

Виконуємо перевірку середнього тиску під підшвою фундаменту:

$$P = (N_{II,max} / A) + \gamma_{mt} \cdot h_f = (916,52 / 2,25) + 20 \cdot 1,2 = 431,34 \text{ кПа.}$$

$$P = 431,34 \text{ кПа} < R = 444,73 \text{ кПа.}$$

Визначаємо запас міцності:

$$\frac{R - P}{R} \cdot 100\% = \frac{444,73 - 431,34}{444,73} \cdot 100\% = 3\% < 10\%.$$

Отже, остаточно приймаємо розміри підшви $1,5 \times 1,5\text{м}$.

5.3 Розрахунок осідання основи фундаменту

Врахування впливу сусідніх фундаментів на осідання фундаменту, що розраховується, необхідно при виконанні рівняння [1]:

$$K_c \cdot L_f \leq L_g.$$

Фактичне відстань між осями суміжних фундаментів дорівнює $L_f = 600$ см. Параметр $L_g = 125\text{см}$ – для квадратного фундаменту.

Для визначення коефіцієнта K_c визначаємо середньозважене значення модуля деформації товщі, що досліджується, під підшвою фундаменту:

$$\bar{E} = [E_1 \cdot h_1 + E_2 \cdot h_2 + E_3 \cdot h_3 + E_4 \cdot h_4] / (h_1 + h_2 + h_3 + h_4) = [33,5 \cdot 0,28 + 15,2 \cdot 4,0 + 33,5 \cdot 5,0 + 19,5 \cdot 1,7] / (0,28 + 4,0 + 5,0 + 1,7) = 24,66 \text{ МПа.}$$

обчислюємо коефіцієнт K_c за формулою:

$$K_c = (0,06 / b) \cdot (\bar{E} - 10) + 1 = (0,06 / 150) \cdot (24,66 - 10) + 1 = 1,0059.$$

Підставляючи до рівняння, що перевіряється, числове значення отриманих величин, отримуємо:

$$1,0059 \cdot 600 = 603,5 > 125.$$

Таким чином, врахування впливу сусідніх фундаментів при розрахунку осідання основи даного фундаменту не потрібен.

Розрахунок осідання фундаменту методом пошарового додавання

Визначення природного тиску

На рівні планувальної відмітки:

$$\sigma_{zg} = 0 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви першого шару (рис.3.2):

$$\sigma_{zg,1} = 18 \cdot 0,43 = 12,6 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви фундаменту:

$$\sigma_{zg,0} = 12,6 + 19,9 \cdot 3,22 = 76,68 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви другого шару:

$$\sigma_{zg,2} = 76,68 + 19,9 \cdot (3,5 - 3,22) = 82,25 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви ґрунтових вод:

$$\sigma_{zg,w} = 82,25 + 19,7 \cdot 1,1 = 103,92 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви третього шару :

$$\sigma_{zg,3} = 103,92 + [(26,6 - 10)/(1 + 0,69)] \cdot 2,9 = 132,41 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви четвертого шару:

$$\sigma_{zg,4} = 132,41 + [(26,7 - 10)/(1 + 0,5)] \cdot 5,0 = 188,08 \text{ кПа.}$$

На рівні підшви п'ятого шару:

$$\sigma_{zg,5} = 188,08 + [(27,7 - 10)/(1 + 0,7)] \cdot 1,7 = 205,78 \text{ кПа.}$$

Визначаємо додаткові вертикальні напруження від зовнішнього навантаження. Додаткове напруження на глибині z по центральній вертикальній осі фундаменту визначається за формулою:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0.$$

Додаткові напруження на рівні підшви фундаменту:

$$P_0 = P - \sigma_{zg,0} = 431,34 - 76,68 = 354,66 \text{ кПа,}$$

α – коефіцієнт, що враховує зменшення додаткових напружень по глибині. Він залежить від приведеної глибини $\xi = 2z / b$ та відношення боків підшви фундаменту $\eta = \ell / b$.

Для побудовання епюри додаткових напружень ґрунтова товща розбивається на елементарні шари

$$h_i = \xi_b / 2 = 0,4 \cdot 1,5 / 2 = 0,3 \text{ м.}$$

Для зручності розрахунок зводимо до табл. 5.3.

Сумарне осідання ґрунту менше показника, гранично припустимого осідання для даного типу будівлі.

$$S = 0,0234 \text{ м} = 2,34 \text{ см} < S_u = 10 \text{ см}.$$

5.4 Розрахунок затухання осідання фундаменту у часі

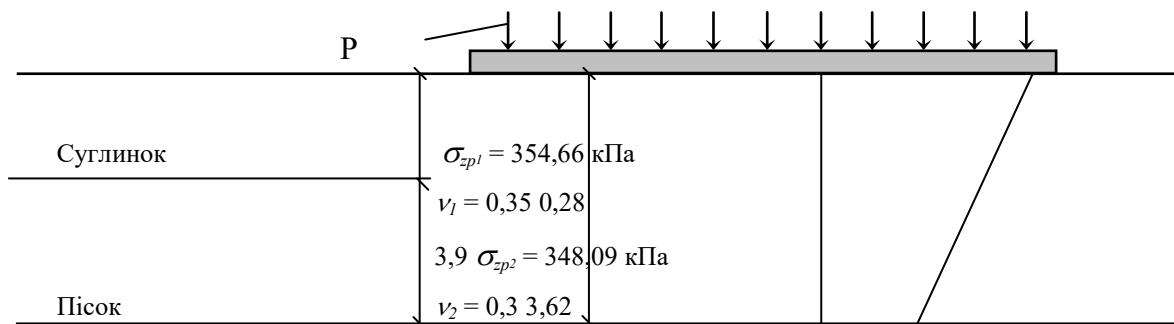


Рисунок 5.3 – Осідання фундаменту у часі

В даному випадку фільтрація вгору та вниз. Розрахункова товщина [1]:

$$h_s = h_l / 2 = 0,28 / 2 = 0,14 \text{ м}.$$

Коефіцієнт Пуассона $\nu = 0,35$.

Модуль деформації: $E_d = 33500 \text{ кПа}$.

Коефіцієнт фільтрації:

$$K_p = 7 \cdot 10^{-7} \text{ см/сек} = 7 \cdot 10^{-7} \cdot 3,17 \cdot 10^7 = 22,19 \text{ см/год} = 0,22 \text{ м/год}.$$

Обчислюємо коефіцієнт β :

$$\beta = 1 - 2\nu^2 / (1 - \nu) = 1 - 2 \cdot 0,35^2 / (1 - 0,35) = 0,623.$$

Обчислюємо коефіцієнт консолідації за формулою:

$$C_v = K_p \cdot E_d / (\gamma_w \cdot \beta) = 0,22 \cdot 33500 / (10 \cdot 0,623) = 1183 \cdot 10^4 \text{ см}^2/\text{год}.$$

Визначаємо параметр T :

$$T = 4h^2 / \pi^2 \cdot C_v = 4 \cdot 0,28^2 \cdot 10^4 / 3,14^2 \cdot 1183 \cdot 10^4 = 0,00003 \text{ роки} = 0,01 \text{ діб}.$$

5.5 Розрахунок фундаменту на міцність

5.5.1 Перевірка на дію поперечної сили

Фундамент розраховуємо як центрально стиснутий [3].

Виходячи з розмірів поперечного перерізу колони та умов з'єднання монолітної залізобетонної колони з фундаментом призначаємо розміри підколонника в плані $L_{uc} = b_{uc} = 0,90$ м.

Фундамент приймаємо з однією сходинкою.

Визначаємо робочу висоту фундаменту:

$$h_0 = h - \delta = 1,2 - (0,035 + 0,01) = 1,155 \text{ м.}$$

Приймаємо класс бетону С16/20.

Визначаємо розрахункові навантаження від ваги фундаменту та ґрунту на його обрізах:

$$G_{\phi}^p = G_{\phi} \cdot \gamma_f = [1,5 \cdot 1,5 \cdot 0,3 + 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,9] \cdot 1,1 \cdot 25 = 38,61 \text{ кН,}$$

$$G_{cp}^p = G_{cp} \cdot \gamma_f = [1,50 \cdot 1,50 - 0,9 \cdot 0,9] \cdot 0,9 \cdot 19,68 \cdot 1,15 = 29,33 \text{ кН.}$$

Тиск під подошвою фундаменту від дії розрахункових навантажень:

$$P_{cp}^p = (N_{l,max} + G_{\phi}^p + G_{cp}^p) / A = (1212,0 + 38,61 + 29,33) / 2,25 = 568,86 \text{ кПа.}$$

5.5.2 Розрахунок фундаменту на продавлювання

Визначаємо висоту підколонника: $h_{uc} = h_f - h_l = 1,2 - 0,3 = 0,9$ м.

Фундамент розраховуємо на продавлювання колонною днища стакану та на розколювання від дії тільки поздовжньої сили [4].

Перевіряємо фундамент на міцність на продавлювання з умови:

$$F \leq v_b \cdot R_{bt} \cdot u_m \cdot h_0 ,$$

$$F = N_l - P_{cp}^p \cdot A ,$$

$$\text{де } A = (\ell_k + 2h_0) (b_k + 2h_0) = (0,4 + 2 \cdot 1,155) \cdot (0,4 + 2 \cdot 1,155) = 7,34 \text{ м}^2.$$

$$F = 1212,0 - 568,86 \cdot 7,34 = - 2963,4 \text{ кН.}$$

Оскільки $F < 0$, то розмір піраміди продавлювання більше розмірів фундаменту. Таким чином, міцність фундаменту на продавлювання забезпечена.

5.5.3 Визначення перерізів арматури плитної частини фундаменту

Визначаємо згинальні моменти по грані підколонника та по грані коло-
ни за формулами:

$$M^I = 0,125 \cdot P_{сер}^p (\ell - \ell_k)^2 \cdot b;$$

$$M^{II} = 0,125 \cdot P_{сер}^p (\ell - \ell_l)^2 \cdot b.$$

Переріз 1 – 1 (по грані колони):

$$M^I = 0,125 \cdot 568,86 (1,5 - 0,4)^2 \cdot 1,5 = 129,06 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Переріз 2 – 2 (по грані підколонника):

$$M^{II} = 0,125 \cdot 568,86 (1,5 - 0,9)^2 \cdot 1,5 = 38,40 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В якості робочих стрижнів приймаємо арматуру класу А400С з розра-
хунковим опором $R_s = 400/1,1 = 363,6$ МПа.

Необхідна площа перерізу арматури визначається за формулами:

$$A_{sI} = M^I / R_s \cdot 0,9 \cdot h_0 = 129,06 \cdot 10 / (363,6 \cdot 0,9 \cdot 1,155) = 3,41 \text{ см}^2.$$

$$A_{s2} = M^{II} / R_s \cdot 0,9 \cdot h_{01} = 38,40 \cdot 10 / (363,6 \cdot 0,9 \cdot 0,255) = 4,60 \text{ см}^2.$$

$$h_{01} = 0,3 - (0,035 + 0,01) = 0,255 \text{ м}.$$

Із двох значень A_{sI} приймаємо те, що більше, яке дорівнює $4,60 \text{ см}^2$ та
для армування фундаментної плити за конструктивними міркуваннями прий-
маємо 8 Ø 10 А400С с $A_s = 6,28 \text{ см}^2$ з кроком середніх стрижнів 200 мм.

5.5.4 Розрахунок фундаменту на дію поперечної сили

Поперечна сила по грані колони та по грані башмака визначається за
формулами [20, 21]:

$$Q_I = P_{сер}^p (\ell - \ell_k) \cdot b / 2 = 567,75 (1,5 - 0,4) \cdot 1,5 / 2 = 468,39 \text{ кН};$$

$$Q_{II} = P_{сер}^p (\ell - \ell_l) \cdot b / 2 = 567,75 (1,5 - 0,9) \cdot 1,5 / 2 = 255,49 \text{ кН}.$$

Розрахунок на дію поперечної сили не виконують, якщо виконуються
наступні умови:

$$Q_I \leq v_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o ,$$

$$Q_{II} \leq v_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{o1} ,$$

де $v_{b3} = 0,6$ – коефіцієнт, що приймається для важкого бетону.

$$v_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 1,50 \cdot 1,155 = 935,55 \text{ кН};$$

$$v_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{o1} = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 1,50 \cdot 0,255 = 206,55 \text{ кН};$$

$$Q_I = 468,39 \text{ кН} < 935,55 \text{ кН};$$

$$Q_{II} = 255,49 \text{ кН} < 206,55 \text{ кН}.$$

Одна умова не виконується, тому необхідно збільшити висоту поперечного перерізу уступів фундаменту. Приймаємо висоту уступу 0,4м. Тоді

$$h_{o1} = 0,4 - (0,035 + 0,01) = 0,355 \text{ м}$$

$$v_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{o1} = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 1,50 \cdot 0,355 = 287,55 \text{ кН};$$

$$Q_{II} = 255,49 \text{ кН} < 287,55 \text{ кН}.$$

Умова виконується, розрахунок на дію поперечної сили не виконується.

Перевіряємо умову, що забезпечує міцність за нахиленими перерізами нижнього східця фундаменту із умови сприйняття поперечної сили бетоном:

$$Q = P_{сер}^p [0,5(\ell - \ell_k) - C] \cdot b \leq 1,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot (h_{o1})^2 / C ,$$

де праву частину рівняння приймають не менше ніж $0,6 R_{bt} \cdot b \cdot h_o$, але не більше $2,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_o$;

$C = 0,5(\ell - \ell_k - 2h_0)$ – довжина проекції нахиленого перерізу, що розглядається.

$$C = 0,5(1,50 - 0,4 - 2 \cdot 1,155) = -0,605 < 0.$$

Отже, в нижньому східці фундаменту нахилена тріщина не виникає.

5.5.5 Армування підколонника

Спочатку армуємо підколонник стрижнями, що підібрані за конструктивними вимогами. Площа перерізу поздовжньої арматури з кожного боку позациентрово стиснутого з/б підколоники повинна бути не менше ніж 0,05% площі поперечного перерізу підколоники [21]:

$$A_{s,min} = 0,0005 \cdot 90 \cdot 90 = 4,05 \text{ см}^2$$

із стрижнів діаметром не менше ніж 12 мм, встановлених не більше ніж 40см, тобто по 4Ø14 A400C з кожного боку ($A_s = A_s' = 6,16 \text{ см}^2$). За конструктивними міркуваннями з боків, паралельних напрямленю дії моментів, встановлюємо додатково по 2 Ø 12 A400C.

Приймаємо поперечне армування підколонника у вигляді сіток із 4-х стрижнів у кожному напрямку. За конструктивними вимогами приймаємо 4 Ø 8 A240C з $A_s = 2,01 \text{ см}^2$ [19, 21].

Таблиця 5.3 – До визначення осідання фундаменту методом пошарового додавання

Номер шару	Глибина від підошви фундам.	ξ	α_i	$O_{zp} = \alpha \cdot P_0$	O_{zg}	$0,2O_{zg}$	O_{zp}	h_i	E_i	S_i
2	0	0	1,00	354,66	76,68	15,34	—	—	33500	—
	0,28	0,373	0,963	341,42			348,09	0,28		0,00233
3	0,3	0,4	0,960	340,47	82,25	16,45	340,95	0,02	15200	0,00022
	0,6	0,8	0,800	283,73			312,10	0,3		0,00493
	0,9	1,2	0,606	214,92			249,33	0,3		0,00394
	1,2	1,6	0,449	159,24			187,08	0,3		0,00295
	1,38	1,84	0,381	135,20	103,92	20,78	147,22	0,18		0,00139
	1,5	2,0	0,336	119,17			127,19	0,12		0,00080
	1,8	2,4	0,257	91,15			105,16	0,3		0,00166
	2,1	2,8	0,201	71,29			81,22	0,3		0,00128
	2,4	3,2	0,160	56,75			64,02	0,3		0,00101
	2,7	3,6	0,131	46,46			51,61	0,3		0,00081
	3,0	4,0	0,108	38,30			42,38	0,3		0,00067
	3,3	4,4	0,091	32,27			35,29	0,3		0,00056
	3,6	4,8	0,077	27,31	125,73	25,15	29,79	0,3		0,00047
	3,9	5,2	0,067	23,76	128,67	25,73	25,54	0,3		0,00040
										$\Sigma = 0,0234$

6 РОЗДІЛ ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

6.1 Земляні роботи

Увесь комплекс земляних робіт включає чотири спеціалізовані потоки [29, 32]:

- зрізання рослинного шару ґрунту з вантаженням і складуванням для наступної рекультивації, вертикальне планування території виконується механізованим способом за допомогою бульдозера ДЗ-42;
- уривка траншеї під фундаменти за допомогою одноковшового екскаватора ЕО-4121 з навісним устаткуванням зворотня лопата і місткістю ковша $0,5 \text{ м}^3$ у відвал; глибина котловану контролюється геодезичними приладами;
- ручне доопрацювання ґрунту під фундаменти завтовшки 10 см виконується спеціалізованою ланкою різноробочих у кількості 2 – х чоловік;
- зворотна засипка ґрунту в пазухи виконується після монтажу фундаментів, улаштування вертикальної обмазувальної гідроізоляції бульдозером ДЗ-42 пошарово через 0,4 м з трамбуванням ґрунту пневмотрамбовками.

6.2 Улаштування фундаментів

До початку робіт перевіряється нівелюванням правильність відмітки основи. При цьому нижче відмітки фундаменту не повинно бути розділеного ґрунту [2].

Роботи виконуються в дві зміни в весняний період.

Також повинні бути дотримані:

- документація по інженерно – технологічним умовам;
- план фундаментів і комунікацій;

Монтаж блоків фундаменту включає наступні основні операції:

- подачу і розрівнювання розчину;
- установку блоків;

- заповнення розчином вертикальних швів;
- розшивання вертикальних і горизонтальних швів з обох боків стіни.

В першу чергу монтуються подовжні ряди і на усю висоту. Поперечні ряди викладаються з блоків з уступами, а які потім поступово вирівнюються.

Монтаж починають з установки кутових маякових блоків, після чого натягують на рівні верху блоку на відстані 2 – 3 мм від зовнішньої грані ряду шнур – причалювання. Горизонтальність верху блоку в подовжньому напрямі перевіряють правилом з рівнем. Блоки укладають з перев'язкою швів.

Поверхню фундаменту вирівнюють по внутрішній стороні стін, вертикальні і горизонтальні шви розшивають з двох сторін, після чого виконують вертикальну гідроізоляцію обмазкою за два рази гарячим бітумом.

Ізоляція має бути суцільною, без раковин і тріщин. Конструкції фундаментів підлягають здачі по акту до початку робіт по зведенню інших частин будівлі.

6.3 Технологічна карта на зведення надземної частини будівлі

6.3.1 Сфера застосування

Дана технологічна карта розроблена на зведення надземної частини будівлі з цегли [32].

Будівля має складну конфігурацію в плані. Зовнішні габарити по першому поверху: довжина – 48,24 м, ширина – 21,90 м; зовнішні габарити верхніх поверхів з урахуванням нависаючих частин: довжина – 51 м, ширина – 23,20 м; розміри в осях – 21.00×47,00 м.

Рельєф місцевості – спокійний. Глибина промерзання ґрунту в районі будівництва складає – 0.9 м Сфера застосування – 1 кліматичний район. Матеріал кладки – цегла, розчин цементно – піщаний марки М75.

В даної технологічної карті розроблюються монтажні роботи [32].

Роботи виконуються в 2 зміни в весняно-літній період.

До складу робіт, що розглядаються картою, входять:

- мурування зовнішніх цегляних стін з встановленням перемичок;
- мурування внутрішніх цегляних стін;
- укладання плит перекриття, покриття, балконних плит, сходових майданчиків і маршів;
- мурування перегородок.

Таблиця 6.1 – Техніко-економічні показники

№ з/п	Найменування	Одиниця виміру	Показник
1	Об'єм робіт	м ³	604,3
2	Трудомісткість на весь об'єм	чол.-дні	1908
3	Трудовитрати на одиницю об'єму робіт	чол.-дні	3,16
4	Виробіток на одиницю об'єму	шт.	0,67

6.3.2 Вибір монтажного крана

Вибір крана для монтажу збірних залізобетонних конструкцій проводять по технічних параметрах [30, 31].

До технічних параметрів крана відносяться:

- необхідна вантажопідйомність $Q_{необх}$;
- найбільша висота підйому крюка $H_{необх}$;
- найбільший виліт крюка $L_{необх}$;
- довжина стріли $l_{стр.}$

Вибір крана починають з уточнення маси збірних елементів, монтажних пристосувань і вантажозахватних пристроїв, габаритів і проектного положення конструкцій в будівлі.

Виліт стріли і необхідна висота підйому вантажу встановлюються виходячи з ширини і висоти будівлі по масі найбільш видаленої і важкої конструкції. Довжина стріли крана приймається по його параметрах, приведених в довідниках. Необхідна вантажопідйомність $Q_{необх}$ складається з маси елеме-

нту, який монтується, Q_e , маси монтажних пристосувань Q_{np} і маси вантажо-захватного пристрою $Q_{взн}$.

$$Q_{необх} = Q_e + Q_{np} + Q_{взн} = 3,75 + 1,1 + 0,0088 = 4,95 \text{ т.}$$

Висота підйому гака:

$$H_{необх} = h_o + h_z + h_e + h_{cm} + h_n = 15,0 + 1 + 1,2 + 1,0 + 1,5 = 19,7 \text{ м.}$$

h_o – перевищення монтажного горизонту над рівнем стоянки крана, м;

$h_z > 0,5$ м – запас по висоті для забезпечення безпеки монтажу;

h_e – висота або товщина елемента, м;

h_{cm} – висота строповки (від верху елемента до крюка крана), м;

$h_n > 1,5$ м – висота поліспасти.

Необхідний виліт стріли і висоту підйому крюка визначають графічно шляхом побудови в масштабі схеми [31].

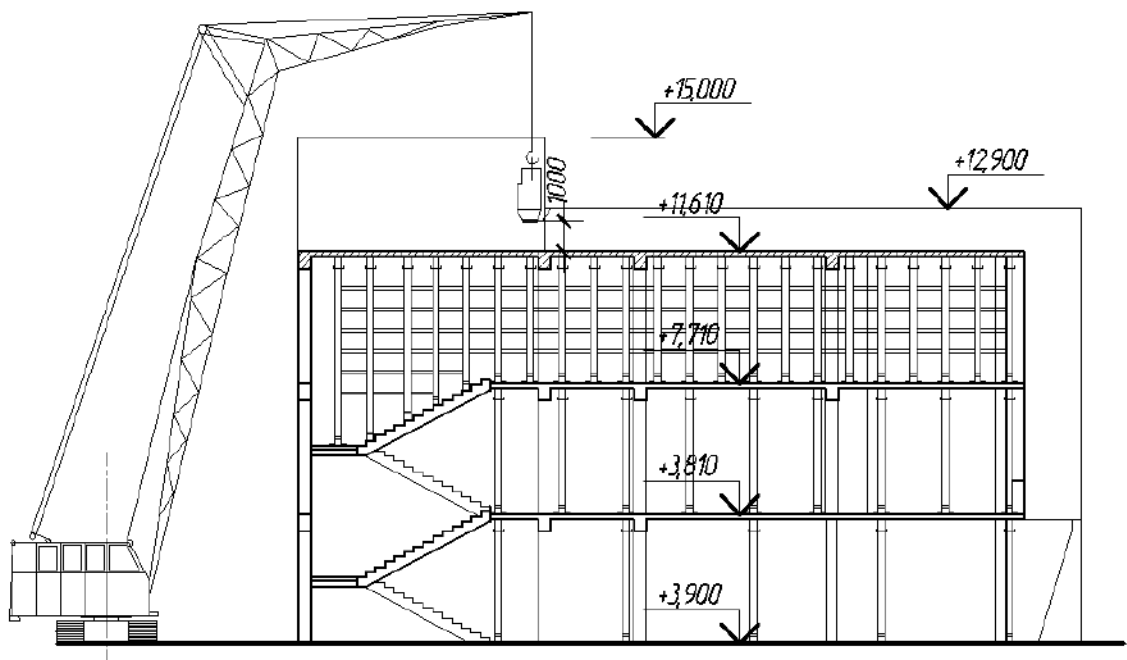


Рисунок 6.1 – Визначення виліта стріли крана

Таблиця 6.2 – Необхідні характеристики для монтажу

Конструкція яка монтується	Потрібні параметри			Прийняті параметри		
	$Q_{необх}$, т	$H_{необх}$, м	$l_{стр}$, м	Q , т	H , м	$l_{стр}$, м
Баддя з розчином	4,95	19,7	28,6	МКГ – 20		
Піддон з цеглою	0,756	19,5	28,41	9	20	32,5

На підставі отриманих даних приймаємо баштовий кран КБ-301.

6.3.3 Організація і технологія будівельного процесу

6.3.3.1 Загальні вимоги

Зведенню надземної частини будівлі виконувати згідно робочих кресленнях з дотриманням норм і правил, передбачених ДБН А.3.1-5-2016 «Організація будівельного виробництва» [30], ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» і цієї технологічної карти.

До початку робіт по зведенню надземної частини будівлі мають бути виконані наступні роботи:

- виконані і здані за актом роботи підземного циклу;
- позначені шляхи руху крану і їх робочі стоянки;
- доставлені і закладовані в зоні дії монтажного крану збірні залізобетонні конструкції;
- доставлені в зону монтажні пристосування, інвентар, інструмент;
- забезпечені умови безпечного ведення робіт і виробничої санітарії

Строповка конструкцій повинна забезпечити подачу конструкцій до місця установки в положенні, відповідному проектному.

Установку конструкцій необхідно вести «на кран»: встановлювати спочатку найбільш віддалені від крану конструкції, а потім послідовно усі інші.

Звільняти встановлені конструкції від тимчасових кріплень тільки після їх остаточного закріплення, виконаного відповідно до проекту.

Переміщення конструкцій в потрібному напрямі при їх вивірянні виробляти монтажними ломами і іншими пристосуваннями.

Розтроповка встановлених в проектне положення конструкцій дозволяється тільки після надійного їх закріплення.

При монтажі будівельних конструкцій використовують:

- вантажозахватні пристрої – стропи, для підйому збірних елементів;
- засоби для вивіряння і попереднього закріплення конструкцій;

- оснащення, що забезпечує безпечну роботу монтажників на висоті.

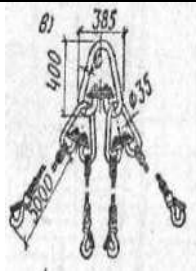
Вибір вантажозахватних пристосувань проводять для кожного конструктивного елементу будівлі, при цьому одне і теж пристосування потрібно використовувати для підйому декількох збірних елементів. Загальна кількість пристосувань на будівельному майданчику повинна бути найменшою.

Вантажозахватні пристосування за монтажні петлі мають на кінцях крюки, карабіни або пружинні замки. Може бути використаний і безпетльовий метод монтажу.

При цьому конструкції, які стропуються за отвори або виступаючі деталі конструкцій або з використанням фрикційних, клинових і інших захоплень.

Універсальні, двогілкові і чотирьохгілкові стропа виготовляють із сталевих канатів діаметром від 15.5 до 37 мм.

Таблиця 6.3 – Відомість елементів і їх монтажних пристосувань

№	Найменування елемента	Кіл.	Розміри, мм			Вага	Найменування	Ескіз	Вантаж.	Вагата	Розрахунок висот
			L	B	H						
1	Цегла та плити	1067,14	—	—	—	—	строп чотирьохгілковий		3	0,088	4,24
2	Перемичка	345	—	—	—	—	строп двохгілковий		2,5	0,056	2

6.3.3.2 Кладка стін з керамічної цегли

Для зниження загальної ваги будівлі і підвищення теплотехнічних властивостей стіни, широко використовують керамічну цеглину з поперечними щільовидними порожнечами. Не дивлячись на наявність порожнеч, керамічна цеглина важча за звичайну цеглину [31].

Кладку стін з керамічної цеглини ведуть по ланцюговій системі перев'язки швів із застосуванням розчину рухливістю 6...7.

Застосування більш пластичного розчину приводить до затікання його в порожнечі, що знижує теплотехнічні властивості кладки.

Укладання керамічної цегли починають із зовнішньої версти. При укладанні тичкового ряду зовнішньої версти цегла розкладає (надолужують) досуха впритул один до одного на ложкових граней, декілька звішуючи їх з внутрішньої сторони стіни. Після цього розчин одночасно розстилають і розрівнюють кельмою під зовнішню версту і на надолужені з внутрішньої сторони стіни цегла. Потім надолужена з розчином цегла бере по черзі двома руками за грані торців і підносять до місця укладання, поступово повертаючи його так, щоб ложкова грань з розчином розташувалася вертикально до сторони раніше укладеної цеглини. Цеглину, що укладається, притискують до раніше укладеному і осаджують на ліжку руками.

При кладці ложкового ряду зовнішньої версти цегла надолужує на внутрішній половині стіни, розкладаючи їх уздовж стіни, а щілинами вгору. Потім розстилають і розрівнюють грядку розчину під цю версту. Кельмою з ліжка захоплюють порцію розчину, необхідну для заповнення вертикального шва, і наносять її на тичкову грань раніше укладеної цеглини. Щоб розчин не стікав, його підтримують кельмою до тих пір, поки не почнуть притискувати тичкової гранню цеглини, що укладається, з одночасним їх поворотом так само, як при укладанні тичкового верстового ряду [31].

Ложкову внутрішню версту укладають після кладки цегли в забутку. При цьому цегла надолужує на середину стіни, а кладку ведуть впритиск з

витагуванням розчину кельмою по торцю раніше укладеної цеглини, як при кладці зовнішньої ложкової версти.

6.3.3.3 Опалубні роботи

Опалубку колон виконують з щитів $0,8 \times 3,0$ м з отворами під тяжі, що дозволяє встановлювати необхідний розмір колон в плані.

Опалубка колон обладнана підкошуваннями для установки, вивірення і розопалубки, а також навісними підмостями з огорожами.

При установці опалубки колон спочатку на бетонній підставі (перекрытті) розмічають місце її розташування (ризики геометричних осей, граней положення колон).

Арматурний каркас спочатку сполучають з каркасом нижче розташованої колони, додатково встановлюють пластмасові кільця або приварюють до каркаса горизонтальні стрижні на висоті 300 мм від низу і верху колон для забезпечення необхідного захисного шару бетону в процесі бетонування.

Спочатку встановлюють два сусідні щити по ризиках і маяках і розкріплюють підкошуваннями. Нижні опори підкошувань жорстко кріплять до перекрыття і за допомогою гвинтів підкошувань щити приводять у вертикальне положення. Потім встановлюють ті, що залишилися два сусідні щити, які також приводять у вертикальне положення.

Перед бетонуванням проводять остаточне вивірення встановленої опалубки і всіх її кріплень.

Опалубка перекрыттів вирішена в двох варіантах [32]:

1) опалубка, що включає палубу з листів ламінованої фанери, закріплених на подовжніх і поперечних несучих балках, змонтованих на рамах з висувними домкратами;

2) столова збірно-розбірна опалубка, що складається із столу у вигляді набору рам з опорними домкратами, сполученими між собою подовжніми зв'язками з катковими опорами.

Монтаж і демонтаж опалубки проводиться відповідно до технологічної карти. Демонтаж опалубки дозволяється проводити тільки після досягнення бетоном необхідної міцності.

6.3.3.4 Арматурні роботи

Армування залізобетонних конструкцій бажано здійснювати зварними арматурними каркасами і сітками заводського виготовлення.

На будівельному об'єкті при зведенні монолітних залізобетонних конструкцій виконують наступні операції:

- укрупнену збірку просторових арматурних каркасів;
- установку готових каркасів і сіток в опалубку;
- установку і в'язку арматури окремими стрижнями в опалубці.

Монтаж арматурних конструкцій слід проводити переважно з великорозмірних блоків і уніфікованих сіток заводського виготовлення із забезпеченням фіксації захисного шару.

Змонтована арматура повинна бути надійно закріплена і захищена від деформацій і зсувів в процесі робіт по бетонуванню конструкцій.

Хрестові перетини стрижнів арматури, укладених поштучно, необхідно скріплювати в'язальним дротом або за допомогою спеціальних дротяних сполучних скріпок.

Арматуру можна встановлювати в опалубку тільки після перевірки відповідності опалубки проектним розмірам з урахуванням допусків.

При монтажі арматури в опалубку і подальшому бетонуванні будь – якої конструкції необхідно дотримувати вказану в проекті задану товщину захисного шару бетону, тобто відстань між зовнішніми поверхнями арматури і бетону конструкції.

До просторових і плоских арматурних каркасів доцільно приварювати обрізання стрижнів з неіржавіючої сталі, що упираються в стінки і днище коробки опалубки, або подовжені стрижні.

При невеликій висоті колон, а також при легких каркасах арматурний каркас колон встановлюють шляхом його опускання за допомогою крана в готову опалубку. Встановлений арматурний каркас, через нижнє вікно короба опалубки колони приварюють або прив'язують до випусків арматури, забетонуваних у фундаменті, плиті або колоні нижнього поверху.

Важкі каркаси колон встановлюють раніше опалубки і сполучають з випусками арматури нижнього поверху на зварці.

Армування плит перекриття проводять шляхом укладання в просторові конструкції готових зварних сіток, стикування яких здійснюють в нахлест зваркою електродуги [32].

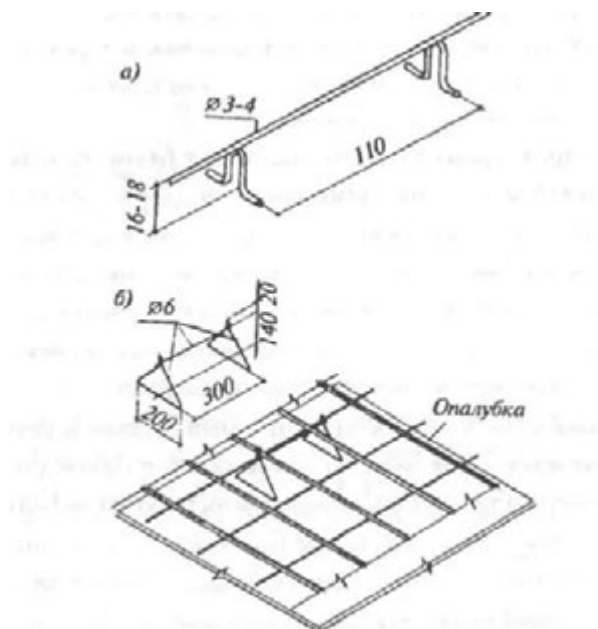


Рисунок 6.2 – «Жаба» і «козелок» для забезпечення захисного шару бетону у перекриттях: *а* – «жаба», для забезпечення захисного шару для нижньої арматурної сітки; *б* – «козелки», для забезпечення захисного шару для верхньої арматурної сітки.

Установку будь-якої арматури слід вести так, щоб не пошкодити раніше встановлену і вивірену опалубку, а також не деформувати арматурні каркаси. В процесі виробництва робіт допускаються в окремих випадках беззварувальне з'єднання стрижнів: стикові при з'єднанні в нахлест або обтисковими гільзами і гвинтовими муфтами із забезпеченням рівноправного стику і хрестоподібні, виконувані в'язким дротом.

6.3.3.5 Роботи по бетонуванню

Транспортування бетонної суміші від місця приготування до місця розвантаження або безпосередньо в блок бетонування здійснюють автомобільним транспортом. Подачу бетонної суміші в конструкції здійснюють поворотною баддею. Бетонну суміш укладають в бетоновану конструкцію горизонтальними шарами приблизно однакової товщини, без розривів по довжині і з послідовним напрямом укладання в один бік у всіх шарах [31].

При ущільненні бетонної суміші глибина занурення глибинного вібратора в бетонну суміш повинна забезпечувати поглиблення його в раніше укладений шар на 5... 10. Крок перестановки глибинних вібраторів не повинен перевищувати полуторного радіусу їх дії.

Укладання подальшого шару бетонної суміші необхідно виконувати до початку схоплювання бетону попереднього шару. Тривалість вібрації повинна забезпечити достатнє ущільнення, основними ознаками якого є:

- припинення осідання укладеної бетонної суміші;
- поява цементного молока на її поверхні;
- припинення виділення на поверхні бульбашок повітря.

В процесі виробництва бетонних робіт необхідно постійно контролювати стан опалубки і заставних деталей.

Для ущільнення бетонної суміші плит перекриття і покриття прийняті поверхневі вібратори.

Вони встановлюються на ущільнювальну поверхню і передають коливання через робочий майданчик.

Суміші ущільнюють поверхневими вібраторами безперервними смугами, причому кожна подальша смуга повинна перекриватися попередньою на 10...20 см. Товщина ущільнювального шару приймають при одиночній арматурі до 250 мм, а при подвійній – не більше 120 мм.

В неармованих конструкціях товщина шару може бути не більше 40 см.

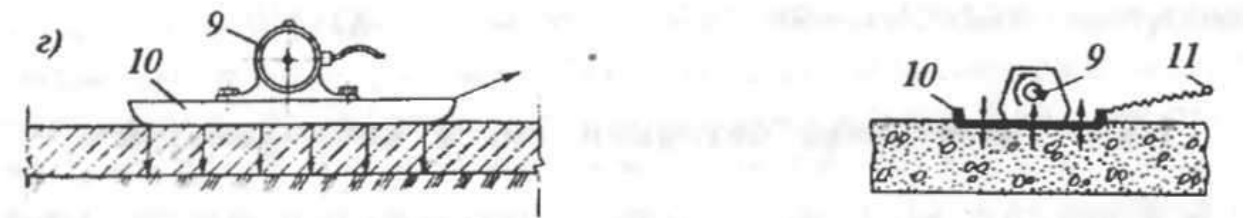


Рисунок 6.3 – Поверхневий вібратор: 9 – поверхневий вібратор;

10 – робочий майданчик вібратора (плита – піддон);

11 – гнучка тяга для перестановки поверхневого вібратора;

12 – зовнішній вібратор.

Для забезпечення монолітності бетонувати конструкцію бажано безперервно. Укладання наступного шару бетонної суміші допускається до початку схоплювання бетону попереднього шару [31].

Робочі шви є ослабленим місцем, тому їх повинні влаштовувати в перетинах, де стики старого і нового бетону не можуть негативно впливати на міцність конструкції. У безбалочних перекриттях робочі шви роблять в середині прольоту плити.

Робочі шви в плитах утворюють у вигляді вертикального зрізу.

У колони заввишки до 5 м із сторонами перетину до 0,8 м бетонну суміш укладають відразу на всю висоту. Суміш обережно завантажують зверху і ущільнюють внутрішніми вібраторами.

Нижня частина опалубки колон при бетонуванні їх зверху опалубки щоб уникнути утворення раковин в бетоні спочатку заповнюється на висоту 100...200 мм цементним розчином складу 1: 2 або 1: 3.

У плити перекриття бетонна суміш подається відразу на всю ширину з ущільненням поверхневими вібраторами при їх товщині до 0,25 м і внутрішніми – при більшій товщині.

Після укладання бетонної суміші в опалубку необхідно створити сприятливі температурно-вологісні умови для твердіння бетону. Горизонтальні поверхні забетонованої конструкції вкривають вологою мішковиною, брезентом, тирсою, рулонними матеріалами на термін, залежний від кліматичних умов і відповідно до рекомендацій технологічної карти на ці роботи.

Мінімальна міцність бетону при тій, що розпалубила незавантажених монолітних конструкцій повинна бути для вертикальних конструкцій з умови збереження їх форми – 0.2...0.3 МПа.

Мінімальна міцність бетону при розопалубці несучих конструкцій складає залежно від прольоту 70 – 80%.

Розопалубка конструкцій необхідно здійснювати в оптимальні терміни і при цьому забезпечувати відсутність пошкоджень бетону.

Демонтаж опалубки перекриття, який дозволяється проводити тільки після досягнення бетоном необхідної міцності, включає наступні процеси:

- опускання несучій конструкції опалубки на декілька сантиметрів за допомогою гвинтових домкратів рам або телескопічних стійок;
- відрив листів фанери від опалубленої поверхні;
- демонтаж подовжніх і поперечних балок;
- демонтаж хрестових в'язів між опорними рамами, рами і стійки.

Нормокомплект основних машин, механізмів, устаткування, ручного інструменту для монтажу елементів, монолітного бетонування конструкцій, виробництва цегляної кладки

Потреба в механізмах, інструментах і пристосуваннях визначають по типовому нормокомплекту відповідно до прийнятої технології і організації виробництва робіт, кількості зайнятих робочих по професіях.

Підставою для отримання даних матеріально – технічних ресурсів є підрахунки об'ємів робіт і норми витрати будівельних матеріалів відповідно до ДБН Д.2.2-8-99 «Конструкції з цеглини і блоків» і ДБН «Бетонні і залізобетонні конструкції» [20].

Розрахунок потреби в основних матеріалах, конструкціях і напівфабрикатах виконується в табличній формі [30].

Таблиця 6.4 – Нормокомплект механізмів, пристосувань і інструменту

№	Найменування	Кілк.	№	Найменування	Кілк.
1	2	3	4	5	6
1	Установка для прийому і перемішування розчину	1	19	Молоток-кирочка типа МК-4	5
2	Роздаточний бункер	1	20	Розпивання для опуклих швів	
3	Радіостанція «Будівництво»	1	21	РВ-1	4
	Шарнірно-панельні підмости		22	Розпивання для увігнутих	
	ППУ-4	4	23	швів РВ-2	4
4	Підмости ППС-3	2		Схил 0-600	4
	Домкрат	1	24	Складаний металевий метр	2
5	Строп двохгілковий	1	25	Молоток МКУ	2
6	Строп чотиригілковий	1	26	Кувалда прямокутна	2
7	Набір інструментів для ка-		27	Конопатка сталева К-50	2
8	м'яних робіт ПС-10	10	28	Лопата штикова	1
9	Порядовка	4	29	Лопата розчин ЛР-1	10
	Тимчасова огорожа сходових маршів		30	Сокира А-1	1
10		2	31	Лом монтажний ЛМ-20	2
11	Каска вініпластова	10	32	Пила-ножівка	2
	Пояс монтажний	10	33	Ножиці арматурні ручні	2
12	Вагончик-контейнер	1	34	Правило дюралюмінієве	5
13	Відро	8		Рівень будівельний УСІ-30	3
14	Ящик розчин місткістю		35	Рулетка РС-20	3
15	0,27м ³	7	36	Шнур в корпусі	5
16	Ящик розчин містк. 0,1 м ³	2	37	Косинець	2
17	Візок для розчину	1	38	Рейка схил	2
18	Кельма типа КБ-6	5	39	Дріт настановний	200 м

6.3.3.6 Контроль якості виробництва робіт

Якість виконання будівельних робіт контролюють інженерно – технічні працівники будівельно – монтажної організації, технічного нагляду замовника, авторського нагляду проектної організації, інспекції госархстройконтроля згідно вимог ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності

та конструктивної безпеки будівель» і технологічних карт.

При виконанні монтажних робіт перевіряють: відповідність збірних конструкцій проекту, правильність установки конструкції згідно робочих креслень (вертикальність, горизонтальність, товщина швів, прив'язка і т.д.): якість зварки і заповнення стиків і швів; виконання інших спеціальних вимог проекту.

Проміжній здачі і прийому прихованих робіт підлягають наступні конструкції і роботи: підстави фундаментів, фундаменти до їх засипки, опори і місця оперення конструкції, зварка і захист стиків від корозії, герметизація стиків, швів і т.д. При прийомі змонтованих конструкцій пред'являють наступні документи:

- паспорти на збірні конструкції, видані заводом – виготівником;
- сертифікати на матеріали, які використовувалися при монтажі;
- сертифікати на електроди, які використовувалися при зварці;
- робочі креслення з нанесенням на них всіх відхилень від проекту, які допущені в процесі монтажу і узгоджені з проектними організаціями;
- журнали монтажних, зварювальних, антикорозійних робіт, заповнення і герметизація стиків;
- акти проміжного прийому змонтованих конструкцій;
- акти при зварці і замонолічування стиків;
- дані про результати інструментальної перевірки конструкцій;
- перелік дипломів і свідоцтв електрозварників, які працювали на монтажі конструкцій.

При виконанні робіт кладок контролю підлягають правильність перевезення і заповнення розчином швів кладки, вертикальність, горизонтальність і прямолінійність поверхні і кутів, товщина кладки, розміри простінків і отворів. Перевіряюча особа керується боковими відхиленнями, що допускаються, і регламентуються ДБНом. Операційний контроль якості виконаних робіт призначають у відповідності вимогами ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва» [30] і представляють у вигляді таблиць.

Таблиця 6.5 – Відхилення, що допускаються при цегляній кладці стін

Найменування	Величина відхилень, мм	
	Стін	Стовпів
Відхилення:		
- за розмірами (товщині) конструкції в плані	15	10
- опорних поверхонь	-10	-10
- по ширині простінків	-15	—
- по ширині отворів	+ 5	—
- по зсуву вертикальних осей віконних отворів	20	—
- по зсуву осей конструкцій	10	10
Відхилення поверхонь і кутів укладання від вертикалі:		
- на один поверх	10	10
- на всю будівлю	30	30
	15	—
Відхилення рядів кладки від горизонталі на 10 м. довжини стіни		
	10	5
Нерівності на вертикальній поверхні кладки при накладенні рейки довгої два метри		
- оштукатуреної	5	5
- неоштукатуреної		

Таблиця 6.6 – Відхилення, що допускаються при кладці перегородок

Найменування	Величина відхилень, мм
Відхилення:	
- по товщині	+10
- поверхні і кутів кладки від вертикалі	
на поверх	10
на всю будівлю	30
- по зсуву осей конструкцій	10
- рядів кладки від горизонталі на 10 м довжини стіни	
	15
Нерівності на вертикальній поверхні	10
- оштукатуреної	
- не оштукатуреної	5

6.3.3.7 Техніка безпеки при виконанні кам'яних робіт

При переміщенні і подачі на робоче місце вантажопідйомними кранами цегли, керамічних каменів і дрібних блоків слід застосовувати піддони, контейнери і вантажозахватні пристрої [30].

При кладці стін будівель на висоту до 0,7 м від робочої поверхні і відстані від його рівня за стіною, що зводилася, до поверхні землі (перекриття) більше 1,3 м необхідно застосовувати засоби колективного захисту або запобіжні пояси.

Не допускається кладка зовнішніх стін завтовшки до 0,75 м в положенні стоячи на стіні. При товщині стіни більше 0,75 м дозволяється проводити кладку зі стіни, застосовуючи запобіжний пояс, закріплений за спеціальний страхувальний пристрій.

Не допускається кладка стін будівель подальшого поверху без установки несучих конструкцій міжповерхового переkritтя, а також майданчиків і маршів в сходових клітках.

При кладці стін заввишки більше 7 м необхідно застосовувати захисні козирки по периметру будівлі, що задовольняють наступним вимогам:

- ширина захисних козирків повинна бути не меншого 1,5 м, і вони повинні бути встановлені з ухилом до стіни так, щоб кут, утворений між нижньою частиною стіни будівлі і поверхнею козирка був 110° , а зазор між стіною будівлі і настилом козирка не перевищував 50 мм;

- захисні козирки повинні витримувати рівномірно розподілене снігове навантаження, встановлене для даного кліматичного району, і зосереджене навантаження не меншого 1600 Н (160 кгс) прикладене в середині прольоту;

- перший ряд захисних козирків повинен мати суцільний настил висоти не більше 6 м від землі і зберігатися до повного закінчення кладки стін, а другий ряд, виготовлений суцільним або з сіткових матеріалів з осередком не більше 50×50 мм, – встановлюватися на висоті 6 – 7 м над першим поряд, а потім по ходу кладки переставлятися через кожні 6 – 7 м.

- робочі, зайняті на установці, очищенні або знятті захисних козирків, повинні працювати із запобіжними поясами.

- ходити по козирках, використовувати їх як підмощувань, а також складати на них матеріали не допускається.

Без пристрою захисних козирків допускається вести кладку стін заввишки до 7 м з позначенням небезпечної зони по периметру будівлі.

Знімати тимчасові кріплення елементів карниза або облицювання стін допускається після досягнення розчином міцності, встановленої проектом.

Зведення кам'яних конструкцій методом заморожування вирішується за наявності в проекті вказівок про можливість, порядку і умовах застосування цього методу.

Для кам'яних конструкцій, виконаних способом заморожування, повинен бути визначений спосіб відтаювання конструкцій (штучний або природний) і вказані заходи щодо забезпечення стійкості і геометричній незмінності конструкцій на період відтавання і набору міцності розчину.

В період природного відтавання і твердіння розчину в кам'яних конструкціях, виконаних способом заморожування, слідє встановити постійне спостереження за ними.

Перебування в будівлі або споруді осіб, що не беруть участь в заходах щодо забезпечення стійкості вказаних конструкцій, не допускається.

Обробляти природні камені в межах території будівельного майданчика слідє в спеціально виділених місцях, де не допускається знаходження осіб, що не беруть участь в даній роботі.

Робочі місця, розташовані на відстані менше 3 м одне від одного, повинні бути розділені захисними екранами.

Таблиця 6.7 – Підрахунок об'ємів робіт цегляної кладки

Ділянка стін в осях	Довжина, м	Висота, м	Площа, м ²	Прорізи		Площа, м ²	Товщина, м	Об'єм, м ³
				штук	площа, м ²			
1	2	3	4	5	6	7	8	9

			1 поверх					
		Зовнішні стіни (цегла)						
1	12,49	3,65	45,59	3	6,84	38,75	0,51	19,76
Д	56,85	3,65	207,5	7	12,42	195,08	0,51	99,49
13	12,49	3,65	45,59	3	6,84	38,75	0,51	19,76
А	31,32	3,65	114,32	6	17,28	97,04	0,51	49,49
Всього						369,62		188,5
		Внутрішні стіни						
2,6,7,12	22,48	3,65	82,05	—	—	82,05	0,38	31,18
Г,3,11	29,04	3,65	106,00	4	10,81	95,19	0,25	23,80
Всього						177,24		54,98
		Перегородки						
5-6-Г-Д	20,03	3,65	73,11	4	6,26	66,85	0,12	8,02
Всього						66,85		8,02
		2 поверх						
		Зовнішні стіни (цегла)						
Д	75,97	3,65	277,29	5	9,36	267,93	0,51	136,64
Всього						267,93		136,64
		Зовнішні стіни (газосілікат)						
1,13	20,76	3,65	75,74	6	9,72	66,05	0,2	13,21
А	26,28	3,65	95,92	6	9,72	86,2	0,2	17,24
Всього						152,25		30,45
		Внутрішні стіни						
2,6,7,12	22,48	3,65	82,05	1	2,04	80,01	0,38	30,4
Г,3,11	29,04	3,65	106,00	4	10,81	95,19	0,25	23,80
Всього						175,2		54,2
		Перегородки						
4-6-Г-Д	35,4	3,65	129,72	6	10,33	119,39	0,12	14,33
Всього						119,39		14,33
		3 поверх						
		Зовнішні стіни (цегла)						
Д	75,97	3,65	277,29	5	9,36	267,93	0,51	136,64
Всього						267,93		136,64

Продовження табл. 6.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9
		Зовнішні стіни (газосікат)						
1,13	20,76	3,65	75,7 4	6	9,72	66,05	0,2	13,21
А	26,28	3,65	95,9 2	6	9,72	86,2	0,2	17,24
Всього						152,25		30,45
		Внутрішні стіни						
2,6,7,12	22,48	3,65	82,05	1	2,04	80,01	0,38	30,4
Г,3,11	29,04	3,65	106,00	4	10,81	95,19	0,25	23,80
Всього						175,2		54,2
		Перегородки						
4 – 6 – Г – Д	35,4	3,65	129,72	6	10,33	119,39	0,12	14,33
Всього						119,39		14,33
		Тех поверх						
		Зовнішні стіни (цегла)						
5,9,Д,Г	49,4	3,4	167,96	1	2,04	164,96	0,51	84,1
1,12,А,Д	136	1,4	190,4	–	–	190,4	0,25	47,6
Всього						355,36		131,7

6.4 Улаштування рулонної покрівлі

Улаштування покрівлі виконувати згідно робочих кресленнях з дотриманням норм і правил, передбачених ДБН В.2.6-14-97 «Покриття будівель і споруд», ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» і цієї технологічної карти [31].

До складу робіт входять:

- улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщ. 15 мм;

- улаштування пароізоляції в один шар;
- утеплення покриттів плитами мінераловатними на бітумній мастиці ;
- улаштування додаткового шару – склотканини;
- ґрунтування бітумом;
- улаштування покрівель із наплавляючих матеріалів у два шари ;
- улаштування покрівель із наплавляючих матеріалів у один шар;
- улаштування примикань рулонних і мастичних покрівель до стін і парапетів.

Пристрій пароізоляції з плівки. Поверхня під пароізоляцію має бути висušена і очищена. Пароізоляція виконується з плівки «*ROCKWOOL*» насухо. Нахлест полотнищ в стиках – 100 мм.

Укладання утеплювача. Утеплювач з мінераловатних плит «*DACHROCK*» укладаються досуха по усій площі пароізоляційного шару без розривів.

Пристрій цементного стягування. Стягування влаштовується смугами через одну шириною 1.5 – 2.0 м між маяковими рейками. Пропущені смуги покриваються розчином тільки після схоплювання розчину в раніше укладених смугах.

Пристрій рулонного килима. Поверхня основи під наклеюку килима має бути очищена. Наклеюку рулонного килима виробляти ланкою покрівельників пошарово із зашморгуванням кромek полотнищ на 100 мм. Наклеюка рулонного килима ведеться в наступній технологічній послідовності:

Останнім етапом пристрою покрівельного килима є закріплення його до примикань фартухами з оцинкованої сталі. Встановлюються покриття з оцинкованої сталі.

7 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

7.1 Умови організації і здійснення будівництва

Будівництво ведеться у весняно – осінній період.

Коротка характеристика ділянки будівництва. Рельєф місцевості спокійний Сфера застосування – 1 кліматичний район.

Земельна ділянка, відведена під будівництво пов'язаний з існуючими дорогами, що забезпечує доставку матеріалів автотранспортом до 30 км.

Під'їзні дороги і внутрішньобудівельні заздалегідь покращуються гранульованим шлаком в підготовчий період, надалі їх використовують під постійні дороги і майданчики.

У підготовчий період виробляється повна інженерна підготовка будівництва, обладналося побутове містечко і тимчасові приміщення адміністративного, господарсько-складського характеру. Доставка конструкцій виробляється автотранспортом.

Будівельний майданчик забезпечується електроенергією від існуючої заводської мережі, для водопостачання влаштовується тимчасове водовідведення з тупиковою розводкою від існуючого водопроводу.

При устаткуванні будівельного майданчика враховуються вимоги і норми проектування будівельних майданчиків, використовуваних при проектуванні будгепланів. Початок будівництва у 2025 році.

7.2 Технологічна послідовність і методи виконання робіт

При підготовці території будівельного майданчика в підготовчий період виконати вертикальне планування, підвести тимчасові дороги, водопостачання, електропостачання, обладнати складські майданчики, побутове містечко, захистити територію інвентарною огорожею.

Земляні роботи виконувати послідовно за допомогою одноковшового

екскаватора ЕО-4121 з навісним устаткуванням «зворотна лопата». Зворотну засипку виробляти після пристрою підвалу бульдозером ДЗ-42 з пошаровим ущільненням відсипаного ґрунту пневмотрамбовками ТР-1.

Зведення надземної частини будівлі виробляти після зворотної засипки. Роботи виробляти потоковим методом. Будівлю розбити на захватки. Як захватки прийняти один поверх.

Після закінчення зведення надземної частини будівлі виконуються покрівельні роботи. Подача матеріалів на покрівлю здійснюється щогловим підйомником ТП-9, встановленим на торці будівлі. Під час пристрою рулонної покрівлі забороняється виконання зовнішніх робіт.

Подача матеріалів і механізоване нанесення штукатурних шарів виконується за допомогою штукатурної станції «Салют».

Після виконання штукатурних робіт виконати роботи по пристрою мозаїчних і керамічних підлог. Подачу розчину на робочі місця виробляти бетононасосом СО-57.

По закінченню усіх видів мокрих обробних робіт виконується забарвлення поверхонь клейовими і масляними складами за допомогою нормокомплекта механізованого інструменту, що входить до складу малярної станції СО-115.

Після закінчення покрівельних робіт, виконується роботи з улаштування вентильованого фасаду. Роботи виконувати з лісів.

Після закінчення зовнішніх обробних робіт виконати пристрій отмостки і благоустрій території з озелененням.

7.3 Об'єми будівельно-монтажних робіт і їх трудомісткість

Об'єми загальнобудівельних робіт основного періоду підраховуються на підставі архітектурно-будівельних креслень проекту і специфікацій збірних конструкцій в одиницях виміру, прийнятих в ДБН [30].

Об'єми спеціальних будівельно-монтажних робіт визначаються в про-

центному відношенні до трудомісткості загальнобудівельних робіт: сантехнічні роботи – 3%, електромонтажні роботи – 4%, слабкострумові роботи – 1%, озеленення – 0,5%, благоустрій – 2%. Тривалість роботи по здачі об'єкту в експлуатацію приймається рівним 3 дні.

Підрахунок об'ємів робіт ведемо в табличній формі.

Таблиця 7.1– Зведена відомість підрахунку робіт

Найменування робіт	Один. виміру	Об'єм	Формула підрахунку
1	2	3	4
Нульовий цикл			
Розробка ґрунту у відвал екскаватором «зворотня лопата» з ковшем місткістю 0,5 м ³ , група ґрунтів 2	1000 м ³	0,7	Див. земляні роботи
Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами однокошовими дизельними на гусеничному ході з ковшем 0,5 м ³ , група ґрунтів 2	1000 м ³	0,5	Див. земляні роботи
Розробка ґрунту вручну в траншеях шириною понад 2 м і котлованах площею перерізу до 5 м ² з кріпленнями при глибині траншей і котлованів до 2 м, група ґрунтів 2	100 м ³	0,2	Див. земляні роботи
Укладання блоків і плит стрічкових фундаментів при глибині котлована до 4 м, маса конструкцій до 1,5 т	100 шт.	1,92	Див. табл. 6.7
Улаштування піщаної підготовки під фундаменти	100 м ³	0,078	Див. табл. 6.5
Улаштування бетонної підготовки під фундаменти	100 м ³	0,122	Див. табл. 6.5
Улаштування монолітних фундаментів	100 м ³	0,99	Див. табл. 6.5
Встановлення арматури в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури понад 6 до 8 мм:	т	9,2	Див. табл. 6.5
Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів площею понад 1 м ² до 2 м ² для улаштування фундаментів під колони, об'єм конструкцій до 3 м ³	100 м ³	0,99	Див. табл. 6.5
Улаштування монолітних колон підвалу	100 м ³	0,07	Див. табл. 6.5
Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування колон	100 м ³	0,07	Див. табл. 6.5
Встановлення арматури в колони з хомутами простої форми, діаметр арматури, мм понад 6 до 8мм	т	0,78	Див. табл. 6.5
Мурування стін внутрішніх при висоті до 4 м	1 м ³	32,07	Див. табл. 4.9
Мурування перегородок неармованих товщиною в 1:2 цегли при висоті поверху до 4м	100 м ²	1,21	Див. табл. 4.9
Ущільнення ґрунту щебенем	100 м ²	1,49	Див. аркуш №3 граф. частини

1	2	3	4
Улаштування бетонного підстиляючого шару під підлоги	1 м ³	22,41	Див. аркуш №3 граф. Частини
Улаштування монолітного перекриття	100 м ³	0,29	Див. табл. 6.5
Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування перекриттів	100 м ³	0,29	Див. табл. 6.5
Встановлення арматури в плити покриття і перекриття з одинарною арматурою, діаметр арматури, до 6мм:	т	1,16	Див. табл. 6.5
Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна обклеювальна в 1 шар	100 м ²	1,02	Див. табл. 6.5
Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна бітумна в 2 шари по вирівненій поверхні бетону	100 м ²	1,22	Див. табл. 6.5
Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000 м ³	0,23	Див. земляні роботи
Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група 2	100 м ³	2,3	—
Надземна частина			
Мурування зовнішніх стін з цегли при висоті поверху до 4 м	м ³	593,49	Див. відом. цегл. кладки
Мурування стін з газосілікату при висоті поверху менше 4м	м ³	60,9	Див. відом. цегл. кладки
Мурування стін з цегли при висоті поверху до 4 м	м ³	163,38	Див. відом. цегл. кладки
Мурування перегородок армованих з цегли товщиною в 1/2 цегли при висоті поверху до 4 м	100 м ²	3,05	Див. відом. цегл. кладки
Улаштування перемичок при найбільшій масі монтуючого елементу до 5т і масі перемичок від 0,3 до 0,7т	100 шт.	1,11	Див. табл. 6.7
Колони при найменшій стороні поперечного перетину понад 300 до 500 мм	100 м ³	0,918	Див. табл. 6.5
Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування колон	100 м ³	0,918	Див. табл. 6.5
Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів в колони з хомутами простої форми, діаметр арматури, понад 18 до 26мм	т	9,99	Див. табл. 6.5
Балки шириною понад 150 до 250 мм	100 м ³	0,852	Див. табл. 6.5
Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування балок перекриттів до 500 мм	100 м ³	0,852	Див. табл. 6.5
Встановлення арматури окремими стрижнями із зварюванням вузлів в балки, діаметр арматури понад 18 до 26 мм	т	9,18	Див. табл. 6.5
Плити перекриття балочні з одинарною арматурою при площі між балками, до 10м ²	100 м ³	4,23	Див. табл. 6.5
Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування перекриттів балочних, товщина до 12 0мм:	100 м ³	4,23	Див. табл. 6.5
Встановлення арматури в плити покриття і перекриття з одинарною арматурою, діаметр арматури, до 6мм:	т	17,46	Див. табл. 6.5

1		2	3	4
Сходові площадки		100 м ³	0,043	Див. табл. 6.5
Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування перекриттів балочних, товщина до 120 мм		100 м ³	0,043	Див. табл. 6.5
Встановлення арматури в сходові площадки		т	0,66	Див. табл. 6.5
Збирання і розбирання риштувань, підтримуючих опалубку під опалубку безбалочних перекриттів		100м	56,13	Див. табл. 6.5
Монтаж косоурів і опорних балок		т	3,75	Див. табл. 6.6
Укладання сходів по готовій основі з окремих сідців		100 м	2,15	Див. табл. 6.7
Улаштування пароізоляції «ROCKWOOL» в один шар		100 м ²	9,69	Див. аркуш № 9
Керамзітобетон по ухилу		1 м ³	271	
Утеплення покриттів міноплитами на мастиці в один шар		100 м ²	9,69	Див. аркуш № 9
Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм		100 м ²	9,69	Див. аркуш №9 граф. частини
Улаштування покрівель скатних із наплавлених матеріалів у два шари		100 м ²	9,69	Див. аркуш №9 граф. Частини
Улаштування примикань рулонних і мастичних покрівель до стін і парапетів висотою більше 600 мм з одним фартухом		100 м	1,62	Див. аркуш №9 граф. Частини
Улаштування вітражей з металопластику		100 м ²	3,723	Див. табл. 6.9
Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками	1	100 м ²	0,394	Див. табл. 6.9
	2		0,288	Див. табл. 6.9
	3		0,288	Див. табл. 6.9
Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м ²	п	100 м ²	0,0611	Див. табл. 6.9
	1		0,1457	Див. табл. 6.9
	2		0,0905	Див. табл. 6.9
	3		0,0905	Див. табл. 6.9
	т.п		0,0189	Див. табл. 6.9
Установлення дверних блоків у перегородках, площа прорізу до 3 м ²	п	100 м ²	0,1367	Див. табл. 6.9
	1		0,1516	Див. табл. 6.9
	2		0,1735	Див. табл. 6.9
	3		0,1735	Див. табл. 6.9
Штукатурення внутрішніх поверхонь стін високоякісне	п	100 м ²	3,99	Див. табл. 6.9
	1		8,58	Див. табл. 6.9
	2		10,09	Див. табл. 6.9
	3		10,09	Див. табл. 6.9
	т.п		3,55	Див. табл. 6.9
Улаштування гідроізоляції обклеювальної	п	100 м ²	1,49	Див. експлуат. підлог
	1		3,91	Див. експлуат. підлог
	2		5,11	Див. експлуат. підлог
	3		5,11	Див. експлуат. підлог
	т.п		1,31	Див. експлуат. підлог

1		2	3	4
Улаштування шару керамзитобетону товщиною 20 мм	п	100 м ²	1,49	Див. експлуат. підлог
	1		3,77	Див. експлуат. підлог
	2		4,69	Див. експлуат. підлог
	3		4,69	Див. експлуат. підлог
	т.п		1,31	Див. експлуат. підлог
Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм	п	100 м ²	1,49	Див. експлуат. підлог
	1		3,91	Див. експлуат. підлог
	2		5,11	Див. експлуат. підлог
	3		5,11	Див. експлуат. підлог
	т.п		1,31	Див. експлуат. підлог
Оздоблювальне шпаклювання стін ручним способом шпаклівкою "Ветоніт"	п	100 м ²	3,59	Див. табл. 6.10
	1		8,18	Див. табл. 6.10
	2		9,69	Див. табл. 6.10
	3		9,69	Див. табл. 6.10
	т.п		3,55	Див. табл. 6.10
Високоякісне фарбування стін по штукатурці полівінілацетатними водоемульсійними сумішами	п	100 м ²	3,59	Див. табл. 6.10
	1		8,18	Див. табл. 6.10
	2		9,69	Див. табл. 6.10
	3		9,69	Див. табл. 6.10
	т.п		3,55	Див. табл. 6.10
Улаштування підвісних стель на алюмінієвих рейках	п	100 м ²	1,49	Див. табл. 6.10
	1		3,91	Див. табл. 6.10
	2		5,11	Див. табл. 6.10
	3		5,11	Див. табл. 6.10
	т.п		1,31	Див. табл. 6.10
Гладке облицювання стін з установленням плиток туалетної гарнітури плитками керамічними глазурованими	п	100 м ²	0,4	Див. табл. 6.10
	1		0,4	Див. табл. 6.10
	2		0,4	Див. табл. 6.10
	3		0,4	Див. табл. 6.10
Улаштування покриття на бітумній мастиці з плиток керамічних багатоколірних	1	100 м ²	3,77	Див. експлуат. підлог
	2		4,97	Див. експлуат. підлог
	3		4,97	Див. експлуат. підлог
	т.п		1,31	Див. експлуат. підлог
Улаштування покриття з ліноліуму	1	100 м ²	0,14	Див. експлуат. підлог
	2		0,14	Див. експлуат. підлог
	3		0,14	Див. експлуат. підлог
Улаштування покриття мозаїчного із бою мармурових плит [типу «брекчія»]	п	100 м ²	1,49	Див. експлуат. підлог
Улаштування вимощення		100 м ²	1,36	—
Декоративна штукатурка фасадів за системою «Cerezit»		100 м ²	15,65	Див. табл. 4.9

Підрахунок трудомісткості робіт виконаний відповідно до нормативів трудомісткості будівельно-монтажних робіт відповідно до ДБН Д.2.2-15-99 в табличній формі.

Таблиця 7.2 – Відомість трудовитрат

Обґрунтування	Найменування робіт	Одиниц. вимір.	Кілк.	Витрати праці працюючих	
				на один. вимір. чол.- год	на весь об'єм чол.- дн
1	2	3	4	5	6
1-12-14	Розробка ґрунту у відвал екскаватором «зворотня лопата» з ковшем місткістю 0,5 м ³	1000 м ³	0,7	19,55	1,71
1-17-14	Розробка ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами однокошовими з ковшем місткістю 0,5 м ³ , група ґрунтів 2	1000 м ³	0,5	22,1	1,38
1-163-2	Розробка ґрунту вручну в траншеях і котлованах з кріпленнями при глибині траншей і котлованів до 2 м, група ґрунтів 2	100 м ³	0,2	396,1	9,90
7-1-2	Укладання блоків і плит стрічкових фундаментів при глибині котлована до 4 м	100 шт.	1,92	119,63	28,71
8-3-1	Улаштування піщаної підготовки під фундаменти	м ³	7,8	1,23	1,20
6-1-1	Улаштування бетон. підготовки під фундаменти	100 м ³	0,122	195,75	2,99
6-65-1	Улаштування монолітних фундаментів	100 м ³	0,99	69,6	8,61
6-62-2	Встановлення арматури у вигляді плоских сіток в масиви, окремі фундаменти і плитні основи, діаметр арматури понад 6 до 8 мм:	т	9,2	31,75	36,51
6-50-3	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки з щитів для улаштування фундаментів загального призначення	100 м ³	0,99	234,36	29,00
6-65-10	Улаштування монолітних колон підвалу	100 м ³	0,07	225	1,97
6-50-21	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування колон	100 м ³	0,07	1570,18	13,74
6-62-20	Встановлення арматури в колони з хомутами простої форми	т	0,78	37,43	3,65
8-6-7	Мурування стін внутрішніх при висоті до 4 м	1 м ³	32,07	6,92	27,74
8-7-3	Мурування перегородок неармованих товщиною в 1:2 цегли при висоті поверху до 4 м	100 м ²	1,21	225,94	34,17
11-1-2	Ущільнення ґрунту щебенем	100 м ²	1,49	10,76	2,00
11-2-9	Улаштування бетонного підстиляючого шару підпідлоги	1 м ³	22,41	5,78	16,19

1	2	3	4	5	6
6-65-15	Улаштування монолітного перекриття	100 м ³	0,29	199	7,21
6-50-45	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування перекриттів	100 м ³	0,29	770,11	27,92
6-62-31	Встановлення арматури в плити покриття і перекриття з одинарною арматурою	т	1,16	45,81	6,64
8-4-2	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна обклеювальна в 1 шар	100 м ²	1,02	22,59	2,88
8-45	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна бітумна в 2 шари	100 м ²	1,22	73,94	11,28
1-27-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000 м ³	0,23	13,7	0,39
1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 2	100 м ³	2,3	18,36	5,28
8-6-1	Мурування стін зовнішніх з цегли при висоті поверху менше 4м	1 м ³	593,4 9	7,17	531,92
8-22-1	Мурування стін з газосілікату без облицовки при висоті поверху	1 м ³	60,9	5,88	44,76
8-6-7	Мурування стін внутрішніх при висоті до 4 м	1 м ³	163,3 8	6,92	141,32
8-7-3	Мурування перегородок армованих з цегли товщиною в 1/2 цегли	100 м ²	3,05	225,94	86,14
7-11-1	Улаштування перемичок при масі перемичок від 0,3 до 0,7т	100 шт.	1,11	117,89	16,36
6-65-10	Колони при найменшій стороні поперечного перетину понад 300 до 500 мм	100 м ³	0,918	225	25,82
6-65-21	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування колон	100 м ³	0,918	1570,18	180,18
6-62-23	Встановлення арматури в колони з хомутами простої форми	т	9,99	21,51	26,86
6-65-12	Балки шириною понад 150 до 250 мм	100 м ³	0,852	174	18,53
6-50-33	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування балок перекриттів	100 м ³	0,852	627,53	66,83
6-62-17	Встановлення арматури в балки, діаметр арматури понад 18 до 26 мм	т	9,18	21,71	24,91
6-65-15	Плити перекриття балочні з одинарною арматурою при площі між балками, до 10м ²	100 м ³	4,23	199	105,22
6-50-45	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування перекриттів	100 м ³	4,23	770,11	407,20
6-62-31	Встановлення арматури в плити покриття і перекриття з одинарною арматурою	т	17,46	45,81	99,98

1	2	3	4	5	6
6-65-26	Сходові площадки	100 м ³	0,043	298	1,60
6-50-45	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування перекриттів	100 м ³	0,043	770,11	4,14
6-62-73	Встановлення арматури в сходові площадки, діаметр стрижнів, понад 8 до 12 мм	т	0,66	48,41	3,99
6-59-3	Збирання і розбирання риштувань, підтримуючих опалубку	100 м	56,13	38,51	270,20
9-24-1	Монтаж косоурів і опорних балок	т	3,75	90,4	42,38
7-59-1	Укладання сходів з окремих сідців гладких	100 м	2,15	156,6	42,09
12-20-1	Улаштування пароізоляції «ROCKWOOL» в один шар	100 м ²	9,69	24,49	29,66
12-19-2	Керамзітобетон по ухилу	1 м ³	150	4,28	80,25
12-18-3	Утеплення покриттів плитами мінераловатними на бітумній мастиці в один шар	100 м ²	9,69	29,39	35,60
12-22-1	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100 м ²	9,69	38,39	46,50
12-1-1	Улаштування покрівель із наплавлених матеріалів у два шари ($K = 2/3$; $23,07 \times 2/3 = 15,38$)	100 м ²	9,69	15,38	18,63
12-7-2	Улаштування примикань рулонних і мастичних покрівель до стін і парапетів висотою більше 600 мм з одним фартухом	100 м	1,62	66,36	13,44
10-20-4	Улаштування вітражів з металопластику	100 м ²	3,723	87,22	40,59
10-20-3	Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками площею до 3 м ² з металопластика [виробництва Германия] в кам'яних стінах	1	100 м ²	0,394	5,06
		2		0,288	3,70
		3		0,288	3,70
10-26-1	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м ²	п	100 м ²	0,0611	1,08
		1		0,1457	2,59
		2		0,0905	1,61
		3		0,0905	1,61
		т.п		0,0189	0,34
10-26-3	Установлення дверних блоків у перегородках, площа прорізу до 3 м ²	п	100 м ²	0,1367	3,10
		1		0,1516	3,44
		2		0,1735	3,94
		3		0,1735	3,94
15-268-2	Штукатурення внутрішніх поверхонь стін високоякісне	п	100 м ²	3,99	75,27
		1		8,58	161,86
		2		10,09	190,35
		3		10,09	190,35
		т.п		3,55	66,97

1	2		3	4	5	6
11-4-1	Улаштування гідроізоляції обклеювальної	п	100 м ²	1,49	65,73	12,24
		1		3,91		32,13
		2		5,11		41,99
		3		5,11		41,99
		т.п		1,31		10,76
11-11-5	Улаштування стяжок керамзитобетонних товщиною 20 мм	п	100 м ²	1,49	71,1	13,24
		1		3,77		33,51
		2		4,69		41,68
		3		4,69		41,68
		т.п		1,31		11,64
11-11-1	Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм	п	100 м ²	1,49	56,25	10,48
		1		3,91		27,49
		2		5,11		35,93
		3		5,11		35,93
		т.п		1,31		9,21
15-183-4	Оздоблювальне шпаклювання стін ручним способом шпаклівкою «Ветоніт»	п	100 м ²	3,59	65,0	29,17
		1		8,18		66,46
		2		9,69		78,73
		3		9,69		78,73
		т.п		3,55		28,84
15-180-7	Високоякісне фарбування стін по штукатурці полівінілацетатними водоемульсійними сумішами	п	100 м ²	3,59	103,12	46,28
		1		8,18		105,44
		2		9,69		124,90
		3		9,69		124,90
		т.п		3,55		45,76
10-14-2	Улаштування підвісних стель на алюмінієвих рейках	п	100 м ²	1,49	304,75	56,76
		1		3,91		148,95
		2		5,11		194,66
		3		5,11		194,66
		т.п		1,31		49,90
15-17-3	Гладке облицювання стін з установленням плиток туалетної гарнітури по цеглі плитками керамічними глазурованими	п	100 м ²	0,4	343,2	17,16
		1		0,4		17,16
		2		0,4		17,16
		3		0,4		17,16
11-28-2	Улаштування покриття на бітумній мастиці з плиток керамічних багатоколірних	1	100 м ²	3,77	183,28	86,37
		2		4,97		113,86
		3		4,97		113,86
		т.п		1,31		30,01
11-48-1	Улаштування покриттів з лінолеуму	1	100 м ²	0,14	71,6	1,25
		2		0,14		1,25

1	2	3	4	5	6
11-17-1	Улаштування покриття мозаїчного із бою мармурових плит (типу «брекчія») п	100 м ²	1,49	205,4	38,26
1-145-5	Планування площ ручним способом (улаштування корита), група ґрунтів 2	100 м ²	1,36	209,1	35,55
27-56-1	Улаштування основи під тротуари з цегляного або вапнякового щебеню товщиною 12 см	100 м ²	1,36	38,15	6,49
27-55-1	Улаштування одношарових асфальтобетонних покриттів доріжок і тротуарів із литої дрібнозернистої асфальтобетон суміші товщиною 3 см	100 м ²	1,36	22,61	3,84
15-267-1	Улаштування термофасадів за технологією «Interstone»	100 м ²	15,65	295,34	577,76
	Електромонтажні роботи	%	3		187,73
	Санітарно-технічні роботи	%	3		187,73
	Слабкострумові роботи	%	1		62,58
	Озеленення території	%	0,5		31,29
	Благоустрій території	%	1		62,58
	Інші роботи	%	10		625,75
	Всього				7415,17

7.4 Нормативна тривалість будівництва об'єкта

Нормативна тривалість будівництва об'єкту визначається відповідно до ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів» [36].

Нормативна тривалість будівництва – 10 місяців, у тому числі тривалість підготовчого періоду – 1,5 місяця.

Початок будівництва – березень 2025 року.

Скорочення термінів будівництва приймається у розмірі 10% від нормативного.

7.5 Будівельний генеральний план

Будівельний генеральний план розроблений з метою вирішення питань раціонального використання будівельного майданчика, розташування виробничих установок, розміщення складського господарства, адміністративно-

побутових приміщень, встановлення місця розташування і протяжності тимчасових доріг, мереж водопроводу, каналізації, енергопостачання і інших комунікацій, обслуговуючих будівництво [30].

Проектування будгенплану здійснюється в такій послідовності [32]:

- розміщення і прив'язка будівельних машин і механізмів з вказівкою небезпечної зони виробництва робіт;
- прокладення трас загальномайданчикових і приоб'єктних автомобільних і залізних доріг;
- розміщення адміністративно-побутових будівель;
- розміщення складів, майданчиків укрупнювальної зборки і будівель виробничого призначення;
- розміщення мереж тимчасового електропостачання, водопостачання, каналізації, теплопостачання.

Усі елементи тимчасового будівельного господарства на будгенплані відображені умовними позначеннями.

На будгенплан нанесені позначення типів і марок будівельних машин і механізмів, прийнятих для виробництва будівельно-монтажних робіт, їх зони обслуговування і небезпечні зони.

Зона обслуговування крану визначається максимальним необхідним вильотом крюка і максимальною робочою ділянкою шляху крану, небезпечна зона, рівна максимальному вильоту крюка крану плюс 7 м, при висоті падіння вантажу до 20 м.

Тимчасові внутрішньобудівельні автомобільні дороги запроектовані по трасах постійних доріг за кільцевою схемою.

Відстань від кромки узбіччя внутрішньобудівельних автомобільних доріг до складських майданчиків приймаються рівним 2 м.

Розміщення складів на будгенплані пов'язане з наявністю під'їзних доріг, під'їздів від основних трас доріг до місць приймання і розвантаження матеріалів. До складів передбачається вільний під'їзд засобів зовнішнього і внутрішнього транспорту і підведення ліній електроосвітлення.

Склади повинні розміщені від краю дороги на 2 м.

При складуванні виробів, конструкцій і деталей передбачені подовжні і поперечні проходи шириною 0,7 м і через кожні 25 – 30 м довжини складу.

Адміністративні і побутові будівлі розміщені на будгенплані компактно, згруповані в побутове містечко. При виборі розміщення побутового містечка враховані наступні чинники:

- максимальне наближення до об'єкту, що будується, ліній комунікацій, пункту живлення та ін.;
- наявність зручних майданчиків під містечко, під'їзних шляхів, переходів;
- мінімальна кількість переміщень містечка за весь період будівництва.

7.5.1 Розрахунок численності працюючих

Кількість працюючих, на будівельному майданчику розраховується за формулою: $N_{прац} = (N_{робоч} + N_{имр} + N_{сл} + N_{мон}) \times K$;

де $N_{робоч}$ – кількість робочих; приймається по максимальному значенню графіку руху робочої сили;

$N_{имр}$ – кількість інженерно – технічних робітників;

$N_{сл}$ – кількість службовців;

$N_{мон}$ – кількість молодшого обслуговуючого персоналу;

$K = 1,05 – 1,06$ – коефіцієнт враховуючий тимчасову відсутність працюючих.

Таблиця 7.3 – Співвідношення категорії працюючих, %

Вид будівництва	Робочі	ІТР	Службовці	МОП
Громадське	85	8	5	2

Кількість службовців, ІТР, МОП визначаємо за існуючими нормами у процентному співвідношенні до кількості працюючих.

Визначаємо попередню кількість працюючих на будівельному майданчику.

$$N_{\text{прац.}} - 100\%; N_{\text{робоч}} - 85\% ,$$

де $N_{\text{робоч}} = 48$ чол. – з графіку руху робочої сили;

$$N_{\text{прац.}} = (48 \cdot 100) / 85 = 57 \text{ чол.}$$

Визначаємо кількість ІТР згідно пропорції:

$$N_{\text{ітр}} - 8\%$$

$$N_{\text{прац.}} - 100\%$$

$$N_{\text{ітр}} = (57 \cdot 8) / 100 = 5 \text{ чол.}$$

Визначаємо кількість службовців:

$$N_{\text{сл}} = (57 \cdot 5) / 100 = 3 \text{ чол.}$$

Визначаємо кількість молодшого обслуговуючого персоналу:

$$N_{\text{мон}} = (57 \cdot 1) / 100 = 2 \text{ чол.}$$

Визначаємо кінцеву кількість працюючих:

$$N_{\text{прац.}} = (48 + 5 + 3 + 3) \cdot 1,05 = 61 \text{ чол.}$$

7.5.2 Розрахунок площ тимчасових будівель

Для створення приємливих умов роботи на будівельному майданчику передбачаємо тимчасові будівлі адміністративно-побутового і санітарно-технічного призначення [35].

Розрахунок площ тимчасових будівель виконуємо за формулою:

$$F = f \cdot N_l ,$$

де f – нормативна площа на 1 людину, що користується приміщенням;

N_l – кількість людей, що користується даним приміщенням.

Розрахунок виконуємо в табличній формі

Таблиця 7.4 – Площі тимчасових будівель

Найменування тимчасових будівель	Кільк. робітн.	% людей, що ко- ристуються да- ним приміщен.	Площа, м ²		Прийня- та пло- ща	Тип будівлі, Шифр ТП
			на 1	загал.		

			чол.			
1	2	3	4	5	6	7
Виконробська	8	50	4	16	16,7	Контейнерна 6,0×3,0×2,3м
Диспечерська	61	50	0,75	22,88	26	Пересувна 6,7×3,95×2,8м
Гардероб	48	100	0,9	43,2	33	Пересувна 11,1×3,2×3м
					14,4	Контейнерна 6,0×2,7×2,3м
Душова	48	100	0,82	39,36	22	Контейнерне 9,0×2,7×2,3м
					18	Контейнерне 6,0×3,0×2,5м
Кімната для прийняття їжі	61	70	0,25	10,68	19,8	Пересувна 7,3×2,7×2,3м
Приміщення для сушки одягу	48	100	0,2	9,6	12,5	Контейнерне 5,15×2,5×2,5м
Туалет	61	100	0,14	8,54	5x2	Контейнерне 1,2×1,7×2,3м

7.5.3 Розрахунок складських приміщень і майданчиків

На будівельному майданчику передбачені:

- відкриті майданчики для зберігання цеглини, збірних залізобетонних конструкцій і інших матеріалів і конструкцій, на які не впливають коливання температури і вологості;
- навіси для зберігання столярних виробів, рулонних матеріалів і т. д.;
- закриті склади опалювальні для зберігання лакофарбних матеріалів і не опалювальні для зберігання мінеральної вати, покрівельної сталі.

Розрахунок виконуємо за формулами в табличній формі:

$$1. P = (Q / T) \cdot n \cdot l \cdot K,$$

де P – кількість матеріалу, що підлягає зберіганню;

Q – загальна потреба у матеріалах даного виду.

T – строк переробки даного матеріалу;

n – норма запасу матеріалу у днях;

$l = 1,1$ – коефіцієнт нерівномірності завантаження матеріалу;

$K = 1,3$ – коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів.

$$2. F = P/V,$$

де F – корисна площа складу;

V – кількість матеріалу, що розміщується на 1 м^2 складу;

P – кількість матеріалу, що підлягає зберіганню.

$$3. S = F/B,$$

де S – загальна площа складу;

B – коефіцієнт використання площі складу (з урахуванням проходів та проїздів).

7.5.4 Організація і розрахунок тимчасового водопостачання

Забезпечення будівельного майданчика водою передбачається з тимчасового водопроводу, який підключається до існуючого водопроводу [30].

Для протипожежних цілей проектується на території майданчика постійний водопровід з пожежними гідрантами, які можуть використовуватися ви період будівництва.

Розведення тимчасового водопроводу по будівельному майданчику виконуємо з урахуванням всіх споживачів води. На будівельному майданчику вода витрачається на наступні потреби:

виробничі (для цих цілей встановлюємо водорозбірну колонну).

- 1) господарчо-питні;
- 2) роботу душового устанавлення;
- 3) витрати води на пожежотушіння не враховуємо тому, що пожежний гідрант встановлено на постійному водопроводі.

Розрахунок потреби будівельного майданчика у воді зводиться до визначення діаметру тимчасового водопроводу за формулою:

$$D = \sqrt{\frac{4Q_{\text{обш}}}{1000\pi v}};$$

де Q – розрахункові секундні витрати води у літрах

V – швидкість води в трубах.

У свою чергу $Q = q_v + q_{z-n} + q_{заг.}$;

де $q_v, q_{z-n}, q_{заг.}$ – секундні витрати води на відповідні роботи.

Тимчасовий водопровід прокладено на глибині 1,10 м.

Для розрахунку q_v об'єм виконання монолітного бетонування каркасу в об'ємі 640,101 м³ з потребою у воді 300 л на 1м³.

Роботи виконуються за 75 днів.

Добовий темп виконання робіт складає 8,53 м³.

Потреба у воді – $85,3 \cdot 300 = 2560,4$ л.

$q_v = (1,5 \cdot 2560,4) / (8 \cdot 3600) = 0,13$ л/с;

$$q_{z-n} = \frac{n}{p} \cdot \left(\frac{n_1 \cdot k_2}{8 + n_2 \cdot k_3} \right) / 3600$$

$q_{z-n} = (48/3600) \cdot ((15 \cdot 3/8) + 40 \cdot 0,5) = 0,34$ л/с

$q_{заг.} = 0,5 \cdot (q_v + q_{z-n}) = 0,5 \cdot (0,13 + 0,34) = 0,24$ л/с = $0,24 \cdot 10^{-3}$ м³/с;

$D = (4 \cdot 0,24 \cdot 10^{-3} / 3,14 \cdot 1,2)^{1/2} = 0,015$ м.

Приймаємо діаметр труб $d = 32$ мм для тимчасового виробничо-господарського водопроводу.

Оскільки поблизу об'єкту, що будується, на відстані, що задовольняє вимогам пожежної безпеки, на постійному водопроводі встановлені пожежні гідранти, то розрахунок води на пожежогашіння не вироблюваний.

7.5.5 Розрахунок потреби будмайданчика в електроенергії

Електроенергія на будівельному майданчику споживається на живлення машин, тобто виробничих потреб, для зовнішнього і внутрішнього освіт-

лення і на технологічні потреби.

Постачання електроенергії на будівельний майданчик здійснюємо від існуючої електромережі через тимчасову підстанцію.

Розводку електромережі по будівельному майданчику виконуємо з урахуванням наступних потреб будівництва:

- 1) для забезпечення роботи машин і механізмів;
- 2) для внутрішнього освітлення побутових і складських приміщень;
- 3) для освітлення фронту робіт, відкритих складів, проходів і проїздів;
- 4) для роботи зварювальних апаратів.

Витрати електроенергії на технологічні потреби не передбачаються:

1. Розведення силової електромережі виконуємо електрокабелем, котрий підводимо до споруди яка будується і закінчуємо розподільчим щитом.

2. Освітлювальну електромережу проводимо уздовж огорожі на стовпах, побутові приміщення, закритий склад і підключаємо до повітряної електромережі.

3. Розрахунок потреби майданчика в електромережі зводиться до визначення потужності трансформаторної підстанції.

$$P_{\text{заг}} = 1,1((\sum P_c / \cos \varphi) \cdot K_1 + \sum P_{\text{ов}} \cdot K_2 + \sum P_{\text{оз}} \cdot K_3 + \sum P_{\text{за}} \cdot K_4),$$

де $\sum P_c$ – сумарна потужність силових установ;

$\sum P_{\text{ов}}$ – сумарна потужність, що споживається на внутрішнє освітлення;

$\sum P_{\text{оз}}$ – сумарна потужність, що споживається на зовнішнє освітлення;

$\sum P_{\text{за}}$ – сумарна потужність, що споживається на роботу зварювальних апаратів;

K_1, K_2, K_3, K_4 – коефіцієнти попиту;

$\cos \varphi$ – коефіцієнт потужності.

Таблиця 7.5 – Виробничі потужності

Найменування	Кількість	Потужність, кВт	Загальна потужність, кВт
1	2	3	4

Кран	1	65,3	65,3
Всього			65,3

Для технологічних потреб приймаємо зварювальний трансформатор СТЕ-24 потужністю 54 кВт.

Таблиця 7.6 – Потужності для внутрішнього і зовнішнього освітлення

Найменування споживачів	Один. виміру	Кількість	Норма на од. кВт	Загальна потуж, кВт
1	2	3	4	5
Внутрішнє освітлення				
Внутрішнє освітлення				
Виконробська	100 м ²	0,2	1,5	0,3
Побутові приміщення	100 м ²	1,647	1	1,65
Закриті склади і повітка	100 м ²	1,985	0,3	0,6
Всього				2,55
Зовнішнє освітлення				
Освітлення доріг	1000 м ²	1,87	3	5,61
Освітлення відкритого складу	1000 м ²	0,12	0,6	0,07
Освітлення будмайданчика	1000 м ²	10,72	0,35	3,75
Всього				9,43

Потужності трансформаторної підстанції:

$$P_{\text{заг}} = 1,1((80,1 \cdot 0,6/0,7) + 54 \cdot 0,4 + 2,55 \cdot 0,8 + 9,43 \cdot 0,9) = 110,83 \text{ кВт}$$

Приймаємо силовий трансформатор КТПМ – 180 с потужністю 35 кВт

7.5.6 Розрахунок штучного охоронного освітлення будмайданчика

Кількість світильників для штучного освітлення підбирається залежно від освітлюваної площі і потужності ламп розжарювання.

Кількість світильників розраховується за формулою [30]:

$$П = \frac{E \cdot K \cdot S}{F \cdot n \cdot u \cdot z},$$

де E – нормована освітленість в люксах;

$K = 1,5$ – коефіцієнт запасу;

S – освітлювана площа, м²;

F – світловий потік ламп розжарювання;

$n = 0,35 - 0,38$ – ККД прожектора;

$u = 0,9$ – коефіцієнт використання світлового потоку;

$z = 0,75$ – коефіцієнт нерівномірності освітлення.

$$П = (9,85 \cdot 1,5 \cdot 10711,8) / (28000 \cdot 0,35 \cdot 0,9 \cdot 0,75) = 7,96 \text{ шт.}$$

Приймаємо для освітлення будівельного майданчика 8 прожекторів з лампами розжарювання 1000 Вт типу «Н» – світильники зовнішнього світла з прозорим склом.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).
2. Корнієнко М.В. Основи і фундаменти: навчальний посібник / М.В. Корнієнко. – К.: КНУБА. 2012. – 164 с.
3. Парфентьєва І.О. Основи та фундаменти : навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / І.О. Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук. – Луцьк : ЛНТУ, 2017. – 296с.
4. Шутенко Л.М. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
5. Яковенко І.А. Напрями наукових досліджень кафедри будівництва НУБіП України / І.А. Яковенко, Є.А. Бакулін // Зб. тез доп. Х Міжн. наук.-техн. конф. «Крамаровські читання» з нагоди 116-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН В.С. Крамарова (1906–1987) та 125 річниці НУБіП України (24–25 лютого 2023 р., м. Київ). – К. : НУБіП України, 2023. – С. 488–491.
6. Усенко М.В. Перспективи використання 3D-друку в будівництві: сучасні кейси та виклики / М.В. Усенко, **Д.М. Колодій** // Зб. тез доп. XII Міжн. наук.-техн. конф. «Крамаровські читання» з нагоди 118-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН Крамарова В.С. (1906-1987) (20–21 лютого 2025 р., м. Київ). – К. : НУБіП України, 2025. – С. 549–552.
7. Глушко О.В. Використання 3D-друку в будівництві: сучасні тенденції та перспективи. *Будівельні технології*. 2020. Вип. 45(3). С. 12–19.
8. Петренко І.М. Інновації у будівельній галузі: роль адитивних технологій. *Технічні науки та технології*. 2021. Вип. 9(2). С. 45-51.

9. Дорошенко В.С., Янченко О.Б. Застосування методу армування пінополістирольних моделей до 3d-друку стін з полістиролбетону та приклади металевих литих деталей будівельної опалубки. *Сучасні технології в будівництві*. 2022. Вип. 31(2). С. 16–21.

10. Ясній П.В., Пиндус Ю.І., Гудь М.І. Аналіз напружено-деформованого стану підсиленої циліндричної оболонки при вільних поперечних коливаннях. *Prospecting and Development of Oil and Gas Fields*. 2020. Вип. 4(77). С. 41–49.

11. Дмитренко Є. А. Особливості розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних конструкцій за методом Вуда в ПК «ЛІРА САПР» / Є. А. Дмитренко, Ю. В. Гензерський, І. А. Яковенко, Є. А. Бакулін // Український журнал будівництва та архітектури : науково-практичний журнал. – Дніпро : ДВНЗ ПДАБА, 2021. – № 5 (005). – С. 41–49.
<http://uajcea.pgasa.dp.ua/issue/view/15004>

12. Навантаження і впливи: норми проектування : ДБН В.1.2.–2:2006. – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2006. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).

13. Будинки адміністративного та побутового призначення. Будинки і споруди: ДБН В.2.2-28:2010. – [Чинний від 2011-01-10]. – К. : КИЇВЗНДІЕП, 2011. –28 с. – (Державні будівельні норми України)

14. Планування та забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. - [Чинний з 2019-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2019. – (Державні будівельні норми).

15. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6–31:2021. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 23 с.

16. Будівлі та споруди. Визначення класів наслідків (відповідальності) : ДСТУ 8855:2019. – [Чинний з 2019-12-01]. – К. : Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», 2019. – 14 с. – (Державний стандарт України).

17. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2018. – [Чинний від 2019-01-01]. – К. : УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. – 60 с. – (Державні будівельні норми України)

18. Бакулін Є.А. Об'ємно-просторові рішення будівель і споруд : навчальний посібник / Є. А. Бакулін, В. М. Бакуліна, Н. О. Костира. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2024. – 264 с.
<https://dglib.nubip.edu.ua/handle/123456789/11201>

19. Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну. К.: Толока, 2017. 627 с.

20. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

21. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).

22. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – [Чинний від 2011-12-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 201 с.

23. Білик С.І. Металеві конструкції. Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель: підручник для ВНЗ. / С.І. Білик, О.В. Шимановський та ін. – Кам'янець-Подільський : Рута, 2021. – 448 с.

24. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Основи автоматизованого проектування в будівництві" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 91 с.

25. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт за дисциплінами «САПР у будівництві», «Моделювання будівель та споруд сільсько-

господарського призначення» підготовки фахівців ОС «Магістр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 104 с.

26. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Конструкції з деревини та пластмас" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад. : М.В. Усенко. – К. : НУБіП України, 2023. – 68 с.

27. Методичні вказівки до виконання курсового проєкту з дисципліни «Основи і фундаменти» підготовки фахівців ОС «Бакалавр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» /укл. : О.В. П'ятков, Є.А. Бакулін. – К. : НУБіП України, 2023. – 85 с.

28. Інженерні вишукування для будівництва : ДБН А.2.1–1–2014. – [Введені в дію з 2014–03–24]. – К. : Держбуд України, 2014. – 126 с. – (Державні будівельні норми України).

29. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.

30. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

31. Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проєктування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.

32. Ковальчук Я.О. Технологія та організація будівництва : навчальний посібник / Я.О. Ковальчук. – Тернопіль : ТНТУ, 2017. – 191 с.

33. Шаповал С. В. Будівельна техніка та виробнича база будівництва: конспект лекцій для студ. усіх форм навчання освітньо-кваліфікаційного рів-

ня «бакалавр» спец. 192 – Будівництво та цивільна інженерія / С. В. Шаповал, О. М. Болотських. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. – 140 с.

34. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).

35. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) : ДБН А.2.2-1:2021. – [Введені у дію з 2022–09–01]. – К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 26 с.

36. Правила визначення вартості будівництва : ДСТУ Б.Д.1.1–1:2013. – [Чинний з 2014-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2013. – 88 с. – (Національний стандарт України).

37. Dmytrenko, Y., Usenko, M., Yakovenko, I. (2024). Collisions of Strength Determination Modeling for Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Constructions with Small Eccentricities by Normal Sections in Lira-FEM Software. In: Blikharsky, Z., Zhelykh, V. (eds) Proceedings of EcoComfort 2024. EcoComfort 2024. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 604. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8_5

38. Dmytrenko E.A., Yakovenko I.A., Fesenko O.A. (2021). Strength of excentrically tensioned reinforced concrete structures with small eccentricities by normal sections // Scientific Review – Engineering and Environmental Sciences (2021), 30 (3), 424–438. <https://doi.org/10.22630/PNIKS.2021.30.3.36>

39. Yakovenko I.A. Influence of reinforcement parameters on the width of crack opening in reinforced concrete structures / I.A. Yakovenko, Ye.A. Dmytrenko // Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : collective monograph. – Riga: Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. – P. 510–536. <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-18>