

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ  
Кафедра промислового, цивільного і міського будівництва

## **МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА**

**на тему:**

**«ПРОЕКТУВАННЯ МЕХАНОЗБІРНОГО ЦЕХУ З  
КОНСТРУКТИВНИМИ ЗАХОДАМИ ЗАХИСТУ  
КАРКАСУ»**

**Магістрант:** гр. ПЩБ-24м, Самоткан А.С.

**Керівник:** доц., к.т.н. Сахно С.І.

**Рецензент:** професор, д.т.н. Тімченко Р.О.

Кривий Ріг – 2025 р.

## РЕФЕРАТ

Магістерська робота представлена у вигляді графічної частини та пояснювальної записки:

- \_\_\_\_ аркушів креслення
- \_\_\_\_ сторінок текстового документу.

Тема наукового дослідження «Проектування механозбірного цеху з конструктивними заходами захисту каркасу».

Об'єкт дослідження – каркасні споруди, які проектуються на закарстованих територіях.

Предмет дослідження – конструктивні методи захисту будівель і споруд, у тому числі які засновані на принципі збереження проектною позначки захищуваних конструкцій при деформації карстонебезпечних основ.

Мета роботи – є розробка нових конструктивних заходів захисту споруд, що зводяться на карстонебезпечних територіях, заснованих на принципі автоматичного регулювання положення конструкцій будівель і споруд, а також дослідження традиційних методів захисту споруди від карстовиявлення за рахунок визначення коефіцієнта жорсткості основи у зоні карстового провалу та дослідження необхідності урахування розуцільнення ґрунту у зоні карстового провалу.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити такі задачі:

1. Узагальнити основні відомості про виникнення та розвиток карстових явищ, а також розглянуто види пошкоджень будівель і споруд від поверхневого карстопрояву.

2. Розглянути пристрої для автоматичного збереження проектною відмітки конструкцій будівель, що потрапили в зону просідання основи.

4. Удосконалити методи захисту будівель і споруд, засновані на принципі автоматичного регулювання проектного положення захищаються конструкцій.

5. Дослідити напружено-деформоване стан конструкцій каркасних будівель при різних діаметрах і розташування карстового провалу.

6. Дослідити залежність витрати арматури на конструкції будівлі від місця

розташування і діаметра карстового провалу, а також від виду карстозахисного заходу.

7. Дослідити зміну величини коефіцієнта жорсткості основи навколо циліндричної воронки і запропоновано методику його визначення.

У результаті досліджень було:

1. На основі огляду встановлено, що основною вимогою, яка висувається до будівель і споруд, що зводяться на карстонебезпечних територіях, є забезпечення їх стійкості при утворенні воронки під фундаментом будівлі.

2. Розглянуто пристрої для компенсації нерівномірних деформацій основи, які працюють на принципах автоматичного регулювання.

3. Представлено положення щодо розрахунку геометричних параметрів кінематичних систем, яка відображає новий підхід до проектування будівель і споруд для територій, схильних до карстових процесів.

4. Розглянуто напружено-деформований стан системи «будівля – фундамент – основа» та розрахунок моделей за допомогою програмного комплексу ЛІРА.

5. Досліджено модель ґрунтової основи, ослабленої карстовою воронкою під фундаментами у вигляді фундаментних плит і регульованих фундаментів.

Магістерська робота відноситься до галузі будівництва і призначена для використання при проектуванні інженерних заходів підготовки територій зі складними умовами.

## Зміст

<b>Вступ</b> .....	
<b>Розділ 1. Архітектурно-будівельний</b> .....	
1.1 Генеральний план .....	
1.2 Архітектурно - планувальні рішення .....	
1.3 Об'ємно - планувальне рішення.....	
1.4 Теплотехнічний розрахунок конструкцій .....	
1.4.1 Теплотехнічний розрахунок огороження стін .....	
<b>Розділ 2. Конструктивно-розрахунковий</b> .....	
2.1 Розрахунок колони середнього ряду .....	
2.1.1 Вихідні дані.....	
2.1.2 Розрахунок надкранової частини колони .....	
2.1.3 Розрахунок підкранової частини колони .....	
2.2 Розрахунок колони крайнього ряду .....	
2.2.1 Вихідні дані.....	
2.2.2 Розрахунок надкранової частини колони .....	
2.2.3 Розрахунок підкранової частини колони .....	
2.2.1 Розрахунок підкранової консолі.....	
<b>Розділ 3. Основи та фундаменти</b>	
3.1 Проектування окремого фундаменту .....	
3.1.1 Вихідні дані для проектування окремого фундаменту ...	
3.1.2 Визначення глибини закладання фундаментів .....	
3.1.3 Визначення розмірів подошви фундаментів за розрахунковим опором ґрунту основи .....	
3.1.4 Розрахунок осідання фундаменту.....	

3.1.5	Визначення геометричних розмірів фундаменту.....
3.1.6	Розрахунок на продавлювання.....
3.1.7	Визначення площі перерізу арматури плитної частини фундаменту.....
3.1.8	Розрахунок перерізу підколонника.....

**Розділ 4. Технологія та організація будівництва.....**

4.1.	Технологічна карта на влаштування фундаменту .....
4.1.1	Склад робіт, що увійшли до технологічної карти .....
4.1.2	Складування і запас матеріалів.....
4.1.3	Пристрій опалубки, армування фундаменту.....
4.1.4	Бетонування фундаментів .....
4.1.5	Контроль якості готових виробів .....
4.1.6	Техніка безпеки при виконанні бетонних робіт .....
4.1.7	Вибір монтажного крана за технологічними параметрами .....
4.1.8	Потреба в машинах, устаткуванні, інструментах і пристосуваннях .....
4.1.9	Визначення обсягів робіт .....
4.2	Розробка календарного плану будівництва .....
4.2.1	Розрахунок потреби в будівельних матеріалах .....
4.2.2	Техніко-економічні показники календарного плану .....
4.3	Розробка бюджету .....
4.3.1	Визначення потреби в тимчасових будинках .....
4.3.2	Розрахунок тимчасового енергопостачання .....
4.3.3	Розрахунок тимчасового водопостачання.....

4.3.4 Опис будівельного генерального плану .....

4.3.5 Техніко - економічні показники .....

## **Розділ 5. Безпека життєдіяльності та охорона праці.....**

5.1 Загальні відомості про об'єкт проектування .....

5.2 Генплан і буд генплан .....

5.2.1 Небезпечні зони на будівельному майданчику .....

5.2.2 Транспортні шляхи .....

5.2.3 Огородження будівельного майданчика .....

5.2.4 Електропостачання, водопостачання та освітлення .....

5.2.5 Безпека при розробці котлованів і траншей .....

5.2.6 Складування матеріалів і конструкцій .....

5.3 Підбір строп, для кріплення бункеру з бетонною сумішшю .....

5.4 Протипожежні заходи .....

5.5 Заходи з охорони праці при виконанні земляних робіт.....

## **Розділ 6. Екологія.....**

6.1 Опис місця провадження планованої діяльності .....

6.2 Оцінка впливу на довкілля .....

6.2.1 Вплив на атмосферне повітря .....

6.2.2 Вплив на водне середовище .....

6.2.3 Вплив на ґрунти та надра.....

6.2.4 Світлове, теплове та радіаційне забруднення, вплив на  
клімат та мікроклімат.....

6.2.5 Вплив шуму та вібрацій.....

6.2.6 Поводження з відходами.....

6.2.7 Вплив на соціальне середовище.....

6.2.8	Вплив на навколишнє техногенне середовище.....	
6.3	Екологічні умови провадження планованої діяльності.....	
<b>Розділ 7. Економіка .....</b>		
7.1	Економічні розрахунки конструктивних рішень.....	
7.1.1	Економічне порівняння запропонованих конструктивних рішень .....	
7.1.2	Локальний кошторис на будівельні роботи № 1 – порівняння варіанту №1.....	
7.1.3	Договірна ціна № 1 порівняння варіанту №1.....	
7.1.4	Локальний кошторис на будівельні роботи № 2 – порівняння варіанту №2.....	
7.1.5	Договірна ціна № 2 порівняння варіанту №2.....	
7.2	Розрахунок варіантів конструктивного рішення за приведеними витратами.....	
7.3	Визначення економічного ефекту від впровадження раціональної конструкції.....	
<b>Розділ 8. Науково-дослідний .....</b>		
8.1	Проблема наукового дослідження .....	
8.2	Об'єкт та предмет наукового дослідження.....	
8.3	Мета та задачі наукового дослідження.....	
8.4	Методи досліджень.....	
8.5	Наукова новизна одержаних результатів.....	
8.6	Апробація результатів дослідження.....	
8.7	Стан питання .....	
8.7.1	Аналітичний огляд проблеми дослідження карстів .....	
8.7.2	Аналіз методів захисту будівель та споруд від	

поверхневого карстопрояву.....

8.8 Загальні висновки .....

Список використаних джерел.....

**Додатки**.....

Додаток 1.....

Додаток 2.....

Додаток 3.....

## Вступ

Карстові території займають приблизно 60% територій України. Тому у зв'язку з постійно збільшуваними обсягами капітального будівництва та дефіцитом вільних територій для будівництва освоєння закарстованих територій в Україні є актуальним дослідженням.

Основною вимогою до будівель і споруд, що зводяться на карстонебезпечних територіях, є забезпечення їх експлуатаційної придатності у разі утворення порожнини під фундаментом будівлі. Дана вимога може забезпечуватися шляхом введення спеціальних пристроїв у каркас будівлі. Мета таких пристроїв – автоматичне збереження проектної позначки конструкцій будівлі, які попали у зону просідання основи.

Освоєння закарстованих територій викликає необхідність удосконалення відомих і розробки нових конструктивних рішень будівель і споруд, вивчення їх напружено-деформованого стану при карстопоявленні, а також визначення найбільш раціонального використання методу захисту будівель від карстопоявлення.

У архітектурно-будівельному розділі 1 запропоновано планувальне рішення механозбірного цеху, що представляє собою промислову будівлю.

Будівля механозбірного цеху одноповерхова – двопрогонова (прольоти по 30 м) з поздовжнім кроком колон 12 м, загальною довжиною 108 м, Здійснюваний технологічний процес спрямований уздовж прольоту та обслуговується опорними мостовими кранами в/п 10 т, по два у кожному прольоті.

У конструктивно-розрахунковому розділі 2 проведено розрахунок розрахунок колон крайнього та середнього рядів, та ферми.

У розділі 3 «Основи та фундаменти» представлено інженерно-геологічний переріз ґрунтів, фізико-механічні характеристики ґрунту, виконано розрахунок основ по деформаціям та зроблено розрахунок фундаменту стаканного типу.

Наступним розділом роботи є розділ 4 «Технологія та організація будівництва», який включає розробку технологічної карти на влаштування

фундаменту та календарний графік виконання всіх видів робіт, проектування будівельного генерального плану на період зведення будівлі.

У розділі 5 «Безпека життєдіяльності та охорона праці» виконано розрахунок строп, для кріплення бункеру з бетонною сумішшю та висвітлено перелік питань безпечної експлуатації будівель. Було висвітлено перелік питань охорони праці при будівництві.

У розділі 6 «Екологія» розглянуто заходи щодо зниження негативного впливу будівництва на навколишнє середовище.

У розділі 7 «Економіка» виконано економічне порівняння запропонованих конструктивних рішень фундаментів та розрахунок економічного ефекту.

У науково-дослідному розділі 8 проведено дослідження конструктивних заходів захисту каркасу.

Окрім пояснювальної записки, у магістерській роботі також представлено креслення формату А240, загальним обсягом 12 аркушів.

# РОЗДІЛ 1

## АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

					<i>КНУ.МР.192.25.342с.23 АР</i>			
<i>Зм</i>	<i>Кіль</i>	<i>Прізвище</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>	<i>Проектування механозбірного цеху з конструктивними заходами захисту каркасу</i>	<i>Стадія</i>	<i>Аркуш</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Керівник</i>	<i>Сахно</i>					<i>МР</i>		
<i>Консул.</i>	<i>Крішко</i>					<i>ПЦБ-24М</i>		
<i>Магістр.</i>	<i>Самоткан</i>							
<i>Зав.каф</i>	<i>Валовой</i>							

## 1.1. Генеральний план

Виробнича будівля, що проектується, є частиною промислового підприємства. На території підприємства також передбачається розташування адміністративно-побутового блоку, котельні з прилеглим до неї паливним складом, закритого складу для зберігання комплектуючих виробів і деталей, що поставляються, складу готової продукції, складу ацетиленових балонів, стоянки автотранспорту, трансформаторної підстанції.

Рельєф ділянки – спокійний. Відведення атмосферних вод із території підприємства - самопливом у зливову каналізацію.

В елементах благоустрою використовуються:

- асфальтові покриття для внутрішньозаводських автошляхів та плиткове покриття для пішохідних тротуарів та вимощення;
- зелені насадження у вигляді листяних та хвойних дерев та чагарників, газони та квітники;
- криті майданчики для відпочинку працівників підприємства у літній час;
- тенісний стіл та поле для організації спортивних заходів.

Виробнича будівля – цех, що складається з наступних технологічних ділянок:

- механо-складальна ділянка;
- зварювальна ділянка;
- токарно-слюсарний ділянку;
- фарбувальна ділянка.

Проектований об'єкт розташований у центрі підприємства, що забезпечує зручний доступ до нього автотранспорту та людських потоків з усіх боків (важливо через значні габарити 60x108 м).

Схема руху автотранспорту – кільцева. За характером транспортних зв'язків та вантажопотоків підприємство належить до II групи (для підприємств машинобудування).

Дане підприємство з екологічної точки зору вважається чистим і безпечним для навколишнього середовища і, отже, розташовується поблизу меж

житлових районів (на відстані, що допускається нормами та правилами).

ТЕП за генпланом:

1. Площа території пром. підприємства	33800 м <sup>2</sup> .
2. Площа території	24900 м <sup>2</sup> .
3. Площа забудови	17900 м <sup>2</sup> .
4. Площа доріг та тротуарів	7020 м <sup>2</sup> .
5. Площа озеленення	8880 м <sup>2</sup> .
6. Коефіцієнт забудови	0,53.
7. Коефіцієнт використання території	0,74.
8. Коефіцієнт озеленення	0,26.

## 1.2. Архітектурно - планувальні рішення

Виробнича будівля розробляється за індивідуальним проектом, у залізобетонному збірному та частково монолітному виконанні.

Будівля одноповерхова – двопрогонова (прольоти по 30 м) з поздовжнім кроком колон 12 м, загальною довжиною 108 м, висота по верху ліхтарів 18,8 м; адміністративно-побутовий комплекс – вбудований. Здійснюваний технологічний процес спрямований уздовж прольоту та обслуговується опорними мостовими кранами в/п 10 т, по два у кожному прольоті.

Проект виконується відповідно до чинних нормативів.

Характеристики будівлі:

- ступінь довговічності I (не менше 100 років);
- ступінь вогнестійкості I;
- клас будівлі II.

Основні ТЕП об'ємно-планувального рішення:

1. Площа забудови в межах зовнішнього периметра зовнішніх стінок на рівні цоколя будівлі –  $A_z = 6530,5 \text{ м}^2$ .
2. Корисна площа –  $A_{кор} = 6393 \text{ м}^2$ .
3. Робоча площа –  $A_p = 6230 \text{ м}^2$ .
4. Конструктивна площа  $A_{кон} = 137 \text{ м}^2$ .

5. Об'єм будівлі –  $V = 111018 \text{ м}^3$ .

6. Коефіцієнт  $k_1$ , що характеризує об'ємно планувальне рішення (відношення обсягу будівлі до корисної площі) –  $k_1 = 17$ .

7. Коефіцієнт  $k_2$ , що характеризує ефективність планувального рішення (ставлення робочої площі до корисної площі) –  $k_2 = 0,97$ .

8. Коефіцієнт  $k_3$ , що характеризує насиченість плану будівлі будівельними конструкціями (ставлення конструктивної площі до площі забудови) –  $k_3 = 0,02$ .

9. Коефіцієнт  $k_4$  компактності плану (відношення площі зовнішніх стін до корисної площі) –  $k_4 = 0,016$ .

### **1.3. Об'ємно - планувальне рішення**

Проектована будівля каркасна (ж/б каркас). Прийнята конструктивна схема забезпечує міцність, жорсткість та стійкість на стадії зведення та в період експлуатації при дії всіх розрахункових зусиль та навантажень, що підтверджується розрахунком.

Каркас одноповерхового будинку складається з поперечних рам, утворених колонами, що спираються на фундаменти скляного типу, несучих конструкцій покриття – кроквяних ферм і поздовжніх елементів підкранових балок, плит покриття і зв'язків.

Основними конструктивними елементами є:

– фундаменти стаканного типу під однієї (крайнього ряду) та двогілки (середнього ряду), виконані в монолітному виконанні безпосередньо на будівельному майданчику. Клас бетону 12,5. Глибина закладення фундаментів – 2,25 м, обрана з умов сезонного промерзання ґрунту. Верх фундаменту розташований нижче за позначку чистої підлоги цеху на 150 мм.

Фундамент проектується двоступінчастий - висота сходів - 300 мм, з подовженим підколонником, армованим просторовим каркасом, та нижньою сходинкою, армованою подвійною сіткою. Фундаменти встановлюються для підготовки товщиною 20 мм з цементного розчину;

– колони крайніх рядів – однієї прямокутного перерізу (800x500 –

підкранова частина, 600x500 – надкранова частина) з консолями під установку підкранових балок. Глибина загортання в фундамент – 1200 мм;

– колони середніх рядів – наскрізні двогілки, ширина гілки 250 мм (1600x500 – підкранова частина, 900x500 – надкранова частина) з консолями. Глибина загортання в фундамент – 1200 мм;

– фахверкові колони - встановлюються через 12 м між основними колонами каркаса, у власні фундаменти, служать для монтажу навісних стінових панелей, перетином 400x400. Глибина загортання в фундамент – 650 мм;

Нижня частина всіх колон, що стикається з фундаментом, гідроізолюється: покривається 3 шарами руберойду на бітумній мастиці.

– вертикальні зв'язки - забезпечують жорсткість і стійкість. Так як будівля розбита на два температурні блоки по 54 м у середині кожного влаштовуються порталні зв'язки (вертикальні). Зв'язки виконуються з куточків 63x63x8 та приварюються до закладних деталей колон;

– підкранові балки – сталеві висотою 1,25 м. До колони кріпляться зварюванням та анкерними болтами до закладних деталей консолі колони. Кріплення рейки до підкранової балки – рухоме за допомогою скоб та притискних лап через 750 мм. У кінцях підкранових колій встановлюються залізні обмежувачі – упори, забезпечені амортизаторами-буферами з дерев'яного бруса;

– несучі конструкції покриття – ферми сегментні прольотом 30 м, із попередньо напруженою арматурою Кріплення ферм на опорних столиках колон болтами та зварюванням. По нижньому та верхньому поясі ферм виконуються горизонтальні зв'язки у кожному температурному блоці. Виконуються з куточків 63x63x8 та приварюються до закладних деталей ферм;

– конструкція покриття – несучі елементи плити ребристі 3x12, заввишки 450 мм, попередньо напружені. Приварюються до ферм через закладні деталі, шви між плитами заливаються цементно-піщаним розчином. Вихід на покриття здійснюється по вертикальних зовнішніх металевих сходах. Загалом покриття складається з наступних елементів: власне покрівля – рулонна, складається з

одного шару гравію, втопленого в мастику, трьох шарів гниlostійкого руберойду на бітумній мастиці, далі цементно-піщана стяжка, утеплювач – пінобетонні плити, пароізоляція – один шар руберої. У місцях температурних швів укладаються додаткові прошарки водоізоляційного килима. По периметру покриття передбачається огорожу з металопрокату заввишки 1,2 м;

- водовідведення з покриття – внутрішній організований, що збирає та відводить воду в зливову каналізацію. При влаштуванні покриття влаштовується ухил у бік водоприймальних воронок (їх три по довжині будівлі в його середній частині та по три із зовнішніх поздовжніх сторін);

- ліхтарі світлоаераційні – прямокутного перерізу, влаштовані в середніх частинах кожного прольоту. Конструкція ліхтаря – залізобетонна рама, що складається з поперечних ліхтарних ферм та стійок, що несуть плити покриття ліхтаря. У площині стійок ліхтаря розміщуються ботові плити. Ширина ліхтаря 12 м. Поєднання несучих елементів поперечних рам ліхтарів виконується на монтажних болтах з наступним зварюванням сталевих закладних деталей. Відведення води з ліхтарів зовнішній в основні водоприймальні вирви;

- стіни – стінові панелі розміром 1,2x6x0,3 м та 1,8x6x0,3 м навісні, виконуються з керамзитобетону. Приварюються до заставних елементів колон. Низ першої панелі поєднаний із відміткою підлоги;

- підлоги – т.к. будівля безпідвальна, підлога влаштовується по бетонній підготовці товщиною 30 мм, товщина власне асфальто-бетонного покриття підлоги 25 мм; у санвузлах та душових підлогах плиткові з керамічної плитки по цементно-піщаному розчину товщиною 15 мм; у кімнатах ІТП та побутових приміщеннях - лінолеумні на мастиці;

- перегородки – між ділянками влаштовуються перегородки, що вигороджують (не доходять до верху) висотою 3 м. Перегородки панельні, каркасно-щитової конструкції, з металевим каркасом і щитами з гіпсобетону або фіброліту. Стіни побутових приміщень, санвузлів та кімнат ІТП виконуються цегляними товщиною 250 мм для спирання на них плит перекриття, влаштовуються з фундаментом (ФБС), висота зазначених приміщень 2,8 м;

– двері – у побутових приміщеннях, санвузлах та кімнатах ІТП дерев'яні однопільні розміром 2,1x1 м 2,1x0,9 м;

– вікна – скління зі склопрофіліту, виконується вздовж усієї будівлі. Конструкція для заповнення віконних отворів виготовляється із металевих прокатних профілів. Віконні палітурки глухі.

– ворота – в кількості 6 (по одним в поздовжніх стінах і по двоє в торцевих фасадах), розміром 3,6x4,2 м, двопільні, розстібні, полотно воріт металодерев'яне, обв'язка виконується з металевих профілів. У полотнах воріт влаштовані двері для пропуску людей. Щоб уникнути тепловтрат ворота обладнаються повітряними тепловими завісами;

– внутрішнє оздоблення – у приміщеннях цехів оздоблення стін не передбачається, у побутових приміщеннях та кімнатах ІТП – штукатурка та вирівнювання поверхні, а потім обклеювання шпалерами, у санвузлах та душових – керамічна плитка на мастиці. Віконні палітурки та дверні полотна - фарбування масляними фарбами за два рази по шару ґрунтовки;

– зовнішня обробка – фарбування простінків між стрічковим склінням атмосферостійкими фарбами по шару шпаклівки, що вирівнює;

– внутрішньоцехові конструкції та сходи – для створення необхідних умов експлуатації та ремонту технологічного обладнання по торцях будівлі влаштовуються технологічні обслуговуючі майданчики. Доступ на них здійснюється зі службових вертикальних сходів. Зазначені конструкції виконуються з металевих прокатних профілів і кріпляться до будівельних конструкцій та підлоги.

## **1.4 Теплотехнічний розрахунок конструкцій**

### **1.4.1 Теплотехнічний розрахунок огороження стін**

Місце будівництва - місто Кривий Ріг

Визначаємо основні розрахункові параметри [5]:

Кліматичний район - III,

Зона вологості – суха,

Внутрішня температура повітря –  $t_B=+18^{\circ}\text{C}$ ;

Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря –  $t_3 = -23^{\circ}\text{C}$ ;

Середня температура опалювального періоду –  $t_{оп.}=-1^{\circ}\text{C}$ ;

Тривалість опалювального періоду –  $z_{от.}=185$  дн.;

Відносна вологість повітря усередині будинку -  $\phi_B=55\%$ ,

Умови експлуатації - Б.

Стіна складається з наступних шарів (рис. 1.1), характеристики яких наведені в табл.1.4:

1. вапняно-піщана штукатурка (15 мм)
2. жорсткі мінераловатні плити (120 мм)
3. кладка з блоків „Ytong” (250 мм)
4. вапняно-піщана-штукатурка (15 мм)

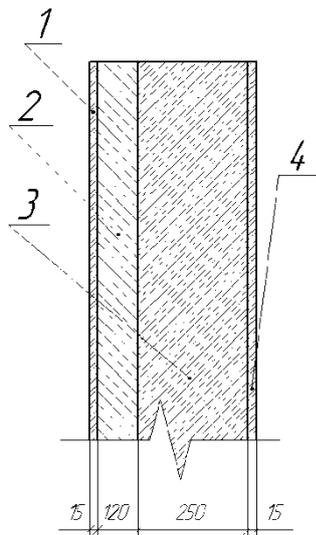


Рис. 1.1 Переріз стіни Розрахункові параметри

Таблиця 1.4

	Щільність $\rho$ , $\text{кг/м}^3$	$\lambda$ , $\text{Вт/м}^{\circ}\text{C}$	$S$ , $\text{Вт/м}^2\text{*}^{\circ}\text{C}$
1	1800	0,76	9,6
2	50	0,052	0,42
3	500	0,22	2,36
4	1800	0,76	9,6

Робимо теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни з блоків ніздрюватого

бетону 250 мм. Як утеплювач, прийняті мінераловатні плити «PAROC».

Градусо - доба опалювального періоду (S) для м. Кривого Рогу визначаємо по формулі:

$$S = (t_g - t_{on}) * Z_{on}, \quad (1.1)$$

де  $t_g = +18C^0$  - розрахункова температура внутрішнього повітря,  $^{\circ}C$ , прийнята відповідно до нормативу та нормам проектування відповідних будинків і споруджень;

$t_{on} = -1C^0$  середня температура опалювального періоду;

$Z_{on} = 185$  діб – тривалість, днів, періоду із середньою добовою температурою повітря нижче або рівної  $8^{\circ}C$ ;

$$S = (18+1)*185 = 3515 \text{ днів}$$

Нормативне значення термічного опору приймаємо за нормативом,  $R_{on} = 2,8$  ( $m^{\circ}C$ )/Вт

Визначаємо термічний опір  $R_k$  ( $m \cdot ^{\circ}C$ )/Вт з послідовно розташованими однорідними шарами (4 шари), як суму термічних опорів окремих шарів:

$$R = R_1 + R_2 + \dots + R_i, \quad (1.2)$$

де  $R_1, R_2, \dots, R_i$  — термічні опори окремих шарів.

Визначаємо термічні опори окремих шарів:

$$R_i = \delta / \lambda_i, \quad (1.3)$$

$$R_1 = \delta_1 / \lambda_1 = 0,015 / 0,76 = 0,019 (m^2 \text{ } ^{\circ}C) / \text{Вт}$$

$$R_2 = \delta_2 / \lambda_2 = 0,12 / 0,052 = 2,31 (m^2 \text{ } ^{\circ}C) / \text{Вт}$$

$$R_3 = \delta_3 / \lambda_3 = 0,25 / 0,22 = 1,13 (m^2 \text{ } ^{\circ}C) / \text{Вт}$$

$$R_4 = \delta_4 / \lambda_4 = 0,015 / 0,76 = 0,019 (m^2 \text{ } ^{\circ}C) / \text{Вт}$$

де  $\delta$  – товщина шару, м;

$\lambda$  – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару, Вт/м $^{\circ}C$  прийнятий за нормативом

Визначаємо  $R_k$

$$R_k = 0,019 + 2,31 + 1,13 + 0,019 = 3,48 (m^2 \text{ } ^{\circ}C) / \text{Вт}$$

Визначаємо опір теплопередачі  $R_o$  за формулою:

$$R_o = 1/\alpha_в + R_k + 1/\alpha_з; \quad (1.4)$$

$$R_o = 1/8,7 + 3,48 + 1/23 = 3,64 \text{ (} m^2 \text{ } ^\circ C/Bm \text{)}$$

де:  $\alpha_в = 8,7$  - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні конструкцій, що обгороджує, Вт/(м  $^\circ$ C), прийнятий за нормативом.

$\alpha_з = 23$  - коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні конструкції, що обгороджує, Вт/(м  $^\circ$ C), прийнятий за нормативом

Порівнюємо значення нормативного опору  $R_{он}$  з розрахунковим -  $R_o$ :

$$R_{он} < R_o = 2,8 \text{ (} m^2 \text{ } ^\circ C/Bm \text{)} < 3,64 \text{ (} m^2 \text{ } ^\circ C/Bm \text{)}$$

Умова виконується, тому визначену товщину стіни приймаємо до подальших розрахунків і креслень.

## РОЗДІЛ 2

# КОНСТРУКТИВНО-РОЗРАХУНКОВИЙ

Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	КНУ.МР.192.25.342с.23 КЗ			
Керівник	Сахно				Проектування механозбірного цеху з конструктивними заходами захисту каркасу	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консул.	Єрмоєнко					МР		
Магістр.	Самоткан					ПЦБ-24М		
Зав.каф	Валовой							

## 2.1 Розрахунок колони середнього ряду

### 2.1.1 Вихідні дані

Двогілкова колона з розмірами надкранової частини:

$$b_2 = 600\text{мм}$$

$$h_2 = 600\text{мм.}$$

Підкранової частини:

$$b_1 = 600\text{мм}$$

$$h_1 = 1300\text{мм.}$$

Висота підкранової частини колони( від верха фундаменту до верха консолі)  $H_1=13,45$  м,

На кранової частини  $H_2 = 4,7$  м.

Висота колони  $H_c = 18,15$ м.

Повна висота колони  $H_{tot}=19,15$ м.

Колона проектується з важкого бетону класу В30, підданого тепловій обробці при атмосферному тиску.

$$\text{при } \gamma_{b2} = 0,9$$

Для бетон С25/30:  $R_b = 15,3\text{МПа}$

$$R_{bt} = 1,08\text{МПа}$$

$$E_b = 29000\text{МПа}$$

$$\text{при } \gamma_{b2} = 1,1$$

Для бетону:  $R_b = 18,7\text{МПа}$

$$R_{bt} = 1,32\text{МПа}$$

$$E_b = 29000\text{МПа}$$

$$\text{при } \gamma_{b2} = 1,0$$

Для бетону:  $R_b = 17\text{МПа}$

$$R_{bt} = 1,2\text{МПа}$$

$$E_b = 29000\text{МПа}$$

$$R_s = 365\text{МПа}$$

Робоча арматура класу А-400:  $R_{sc} = 365\text{МПа}$

$$E_s = 200000\text{МПа}$$

Поперечна арматура класу А-240.

## 2.1.2 Розрахунок надкранової частини колони

Характеристика перерізу:

$$b_t = 600 \text{ мм},$$

$$h_t = 600 \text{ мм},$$

$$h_{0t} = h_t - a_s = 60 - 4 = 56 \text{ см}.$$

Розрахунок в площині згину.

Розрахункова довжина надкранової частини в площині згину:

$$l_{0t} = 2h_t = 2 \cdot 470 = 940 \text{ см}.$$

Гнучкість надкранової частини колони в площині згину:

$$\frac{l_{0t}}{h_t} = \frac{940}{60} = 15,67 > 10, \quad \text{необхідно враховувати вплив прогину на}$$

ексцентриситет поздовжньої сили. Приймаємо найнебезпечнішу комбінацію зусиль.

### Комбінація зусиль №1

$$M = M_{\max} = 74,2 \text{ кН} \cdot \text{м} = 7420 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$N = N_{\text{відн}} = 459,1 \text{ кН},$$

$$M_l = 16,3 \text{ кН} \cdot \text{м} = 1630 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$N_l = 375,2 \text{ кН}.$$

Випадковий ексцентриситет:

$$e_a = \frac{l_0}{600} = \frac{940}{600} = 1,57 \text{ см},$$

$$e_a = \frac{h_t}{30} = \frac{60}{30} = 2 \text{ см}.$$

Ексцентриситет поздовжньої сили:

$$e_0 = M / N = 7420 / 459,1 = 16,2 \text{ см},$$

так як  $e_0 > e_a$ , то випадковий ексцентриситет не враховується.

Приймаємо  $e_0 = 16,2 \text{ см}$

Відносний початковий ексцентриситет:

$$\delta_e = e_0 / h_t = 16,2 / 60 = 0,27.$$

Мінімальне значення  $\delta_e$  :

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - \frac{0,01I_0}{h_t} - 0,1R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{940}{60} - 0,1 \cdot 1,87 = 0,156$$

$$\delta_e > \delta_{e,\min}.$$

Приймаємо  $\delta_e = 0,27$ .

$$M_1 = M + N(h_{ot} - a'_s) / 2 = 7420 + 459,1 \cdot (56 - 4) / 2 = 19356,6 \text{кН} \cdot \text{см},$$

$$M_{1l} = M_l + N_l(h_{ot} - a'_s) / 2 = 1630 + 375,2 \cdot (56 - 4) / 2 = 11385,2 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин елемента в граничному стані:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + \frac{11385,2}{19356,6} = 1,588 < 2.$$

Момент інерції бетонного перерізу:

$$I_t = \frac{b_t h_t^3}{12} = \frac{60 \cdot 60^3}{12} = 1080000 \text{см}^4$$

У першому наближенні приймаємо коефіцієнт армування  $\mu = 0,004$ .

$$\alpha_s I_s = \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot \mu \cdot b_t \cdot h_{ot} (0,5h_t - a_s)^2 = \frac{200000}{29000} \cdot 0,004 \cdot 60 \cdot 56 \cdot (0,5 \cdot 60 - 4)^2 = 62658,2 \text{см}^2$$

Умовна критична сила:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_{ot}^2} \left[ \frac{I_t}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2900}{940^2} \left[ \frac{1080000}{1,588} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,27} + 0,1 \right) + 62658,2 \right] = 6991,7 \text{кН} > N = 459,1 \text{кН}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{459,1}{6991,7}} = 1,07$$

Ексцентриситет поздовжнього зусилля відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$e = e_0 \eta + 0,5h_t - a_s = 16,2 \cdot 1,07 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 43,3 \text{см}$$

Визначення площі перерізу поздовжньої арматури:

Площа перерізу арматури стиснутої зони:

$$A'_{s,\text{red}} = \frac{(N \cdot e - 0,4R_b \cdot b_t \cdot h_{ot}^2)}{R_{sc}(h_{ot} - a'_s)} = \frac{459,1 \cdot 43,3 - 0,4 \cdot 1,87 \cdot 60 \cdot 56^2}{36,5(56 - 4)} = -63,68 \text{см}^2 < 0,$$

тобто арматура за розрахунком в стиснутій зоні не потрібна, тоді

$$A'_{s,min} = \frac{N(h_{ot} - a'_s - e) - R_b \cdot b_t \cdot h_t (0,5h_t - a'_s)}{R_{sc}(h_{ot} - a'_s)} = \frac{459,1(56 - 4 - 43,3) - 1,87 \cdot 60 \cdot 60(60 \cdot 0,5 - 4)}{36,5(56 - 4)} = -90,11 \text{ см}^2 < 0$$

$$\omega = 0,85 - 0,08R_b = 0,85 - 0,08 \cdot 1,87 = 0,7$$

$$A'_{s,red} = \frac{N \cdot e - \omega(1 - 0,5\omega)R_b b_t \cdot h_{ot}^2}{R_{sc}(h_{ot} - a'_s)} = \frac{459,1 \cdot 43,3 - 0,7 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,7) \cdot 1,87 \cdot 60 \cdot 56^2}{36,5(56 - 4)} = -73,88 \text{ см}^2 < 0$$

Арматура в стиснутій зоні за розрахунком не потрібна. За конструктивними вимогами:

$$A'_{s,red} = \mu \cdot b_t h_t = 0,002 \cdot 60 \cdot 60 = 7,2 \text{ см}^2$$

Приймаємо 3Ø18 А400 з  $A'_s = 7,63 \text{ см}^2$ .

Площа арматури в розтягненій зоні:

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e - R_{sc} A'_s (h_{ot} - a'_s)}{R_b \cdot b_t \cdot h_{ot}^2} = \frac{459,1 \cdot 43,3 - 36,5 \cdot 7,63 \cdot (56 - 4)}{1,87 \cdot 60 \cdot 56^2} = 0,015$$

$$\xi = 0,015$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot R_b b_t \cdot h_{ot} - N + R_{sc} A'_s}{R_s} = \frac{0,015 \cdot 1,87 \cdot 60 \cdot 56 - 459,1 + 36,5 \cdot 7,63}{36,5} = -2,31 \text{ см}^2$$

Приймаємо конструктивно 3Ø 18 А400 з  $A_s = 7,63 \text{ см}^2$ .

Перевіримо коефіцієнт армування перерізу:

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b_t \cdot h_t} = \frac{7,63 \cdot 2}{60 \cdot 60} = 0,0042,$$

який не дуже відрізняється від попередньо прийнятого, тому розрахунок більше не уточнюємо і вважаємо закінченим.

## Комбінація зусиль №2

$$M = M_{\max} = -273,9 \text{ кН} \cdot \text{м} = -27390 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$N = N_{\min} = 341,7 \text{ кН},$$

$$M_l = 16,3 \text{ кН} \cdot \text{м} = 1630 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$N_l = 375,2 \text{ кН}.$$

Випадковий ексцентриситет:

$$e_a = \frac{l_0}{600} = \frac{940}{600} = 1,57 \text{ см},$$

$$e_a = \frac{h_t}{30} = \frac{60}{30} = 2 \text{ см}.$$

Ексцентриситет поздовжньої сили:

$$e_0 = M / N = 27390 / 341,7 = 80,2 \text{ см},$$

так як  $e_0 > e_a$ , то випадковий ексцентриситет не враховується.

Приймаємо  $e_0 = 80,2 \text{ см}$ .

Відносний початковий ексцентриситет:

$$\delta_e = e_0 / h_t = 80,2 / 60 = 1,34.$$

Мінімальне значення  $\delta_e$ :

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - \frac{0,01l_0}{h_t} - 0,1R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{940}{60} - 0,1 \cdot 1,87 = 0,156$$

$$\delta_e > \delta_{e,\min}.$$

Приймаємо  $\delta_e = 1,34$ .

$$M_1 = M + N(h_{ot} - a'_s) / 2 = 27390 + 341,7 \cdot (56 - 4) / 2 = 36274,2 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$M_{1l} = M_l + N_l(h_{ot} - a'_s) / 2 = 1630 + 375,2 \cdot (56 - 4) / 2 = 11385,2 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин елемента в граничному стані:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + \frac{11385,2}{36274,2} = 1,31 < 2.$$

Момент інерції бетонного перерізу:

$$I_t = \frac{b_t h_t^3}{12} = \frac{60 \cdot 60^3}{12} = 1080000 \text{ см}^4$$

У першому наближенні приймаємо коефіцієнт армування  $\mu = 0,004$ .

$$\alpha_s I_s = \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot \mu \cdot b_t \cdot h_{ot} (0,5h_t - a_s)^2 = \frac{200000}{29000} \cdot 0,004 \cdot 60 \cdot 56 \cdot (0,5 \cdot 60 - 4)^2 = 62658,2 \text{ см}^2$$

Умовна критична сила:

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6,4E_b}{l_{ot}^2} \left[ \frac{I_t}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] = \\ &= \frac{6,4 \cdot 2900}{940^2} \left[ \frac{1080000}{1,31} \left( \frac{0,11}{0,1 + 1,34} + 0,1 \right) + 62658,2 \right] = 4699,7 \text{ кН} > N = 341,7 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{341,7}{4699,7}} = 1,078$$

Ексцентриситет поздовжнього зусилля відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$e = e_0 \eta + 0,5h_t - a_s = 80,2 \cdot 1,078 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 112,5 \text{ см}$$

Визначення площі перерізу поздовжньої арматури:

Площа перерізу арматури стиснутої зони:

$$A'_{s,red} = \frac{(N \cdot e - 0,4R_b \cdot b_t \cdot h_{ot}^2)}{R_{sc}(h_{ot} - a'_s)} = \frac{341,7 \cdot 112,5 - 0,4 \cdot 1,87 \cdot 60 \cdot 56^2}{36,5(56 - 4)} = -53,9 \text{ см}^2 < 0,$$

тобто арматура за розрахунком в стиснутій зоні не потрібна, тоді

$$A'_{s,min} = \frac{N(h_{ot} - a'_s - e) - R_b \cdot b_t \cdot h_t(0,5h_t - a'_s)}{R_{sc}(h_{ot} - a'_s)} = \frac{341,7(56 - 4 - 112,5) - 1,87 \cdot 60 \cdot 60(60 \cdot 0,5 - 4)}{36,5(56 - 4)} = -103,1 \text{ см}^2 < 0$$

$$\omega = 0,85 - 0,08R_b = 0,85 - 0,08 \cdot 1,87 = 0,7$$

$$A'_{s,red} = \frac{N \cdot e - \omega(1 - 0,5\omega)R_b b_t \cdot h_{ot}^2}{R_{sc}(h_{ot} - a'_s)} = \frac{341,7 \cdot 112,5 - 0,7 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,7) \cdot 1,87 \cdot 60 \cdot 56^2}{36,5(56 - 4)} = -64,1 \text{ см}^2 < 0$$

Арматура в стиснутій зоні за розрахунком не потрібна. За конструктивними вимогами:

$$A'_{s,red} = \mu \cdot b_t h_t = 0,002 \cdot 60 \cdot 60 = 7,2 \text{ см}^2$$

Приймаємо 3Ø18 А400 з  $A'_s = 7,63 \text{ см}^2$ .

Площа арматури в розтягненій зоні:

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e - R_{sc} A'_s (h_{ot} - a'_s)}{R_b \cdot b_t \cdot h_{ot}^2} = \frac{341,7 \cdot 112,5 - 36,5 \cdot 7,63 \cdot (56 - 4)}{1,87 \cdot 60 \cdot 56^2} = 0,069$$

$$\xi = 0,072$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot R_b b_t \cdot h_{ot} - N + R_{sc} A'_s}{R_s} = \frac{0,072 \cdot 1,87 \cdot 60 \cdot 56 - 341,7 + 36,5 \cdot 7,63}{36,5} = 10,66 \text{ см}^2$$

Приймаємо конструктивно 3Ø22 А400 з  $A_s = 11,4 \text{ см}^2$ .

Перевіримо коефіцієнт армування перерізу:

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b_t \cdot h_t} = \frac{11,4 + 7,63}{60 \cdot 60} = 0,0053,$$

який не дуже відрізняється від попередньо прийнятого, тому розрахунок більше не уточнюємо і вважаємо закінченим.

### Комбінація зусиль №3

$$M = M_{\max} = 26,9кН \cdot м = 2690кН \cdot см,$$

$$N = N_{\text{відн}} = 459,1кН,$$

$$M_l = 16,3кН \cdot м = 1630кН \cdot см,$$

$$N_l = 375,2кН.$$

Випадковий ексцентриситет:

$$e_a = \frac{l_0}{600} = \frac{940}{600} = 1,57см,$$

$$e_a = \frac{h_t}{30} = \frac{60}{30} = 2см.$$

Ексцентриситет поздовжньої сили:

$$e_0 = M / N = 2690 / 459,1 = 5,86см,$$

так як  $e_0 > e_a$ , то випадковий ексцентриситет не враховується.

Приймаємо  $e_0 = 16,2см$

Відносний початковий ексцентриситет:

$$\delta_e = e_0 / h_t = 5,86 / 60 = 0,098.$$

Мінімальне значення  $\delta_e$  :

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - \frac{0,01l_0}{h_t} - 0,1R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{940}{60} - 0,1 \cdot 1,87 = 0,156$$

$$\delta_e > \delta_{e,\min}.$$

Приймаємо  $\delta_e = 0,27$ .

$$M_1 = M + N(h_{ot} - a'_s) / 2 = 2690 + 459,1 \cdot (56 - 4) / 2 = 26563,2кН \cdot см,$$

$$M_{1l} = M_l + N_l(h_{ot} - a'_s) / 2 = 1630 + 375,2 \cdot (56 - 4) / 2 = 11385,2кН \cdot см.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин елемента в граничному стані:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + \frac{11385,2}{26563,2} = 1,796 < 2.$$

Момент інерції бетонного перерізу:

$$I_t = \frac{b_t h_t^3}{12} = \frac{60 \cdot 60^3}{12} = 1080000см^4$$

У першому наближенні приймаємо коефіцієнт армування  $\mu = 0,004$ .

$$\alpha_s I_s = \left( \frac{E_s}{E_b} \right) \cdot \mu \cdot b_t \cdot h_{ot} (0,5h_t - a_s)^2 = \frac{200000}{29000} \cdot 0,004 \cdot 60 \cdot 56 \cdot (0,5 \cdot 60 - 4)^2 = 62658,2 \text{ см}^2$$

Умовна критична сила:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_{ot}^2} \left[ \frac{I_t}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2900}{940^2} \left[ \frac{1080000}{1,796} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,156} + 0,1 \right) + 62658,2 \right] = 8006,6 \text{ кН} > N = 459,1 \text{ кН}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{459,1}{8006,6}} = 1,061$$

Ексцентриситет поздовжнього зусилля відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$e = e_0 \eta + 0,5h_t - a_s = 5,86 \cdot 1,061 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 32,2 \text{ см}$$

Визначення площі перерізу поздовжньої арматури:

Площа перерізу арматури стиснутої зони:

$$A'_{s,red} = \frac{(N \cdot e - 0,4R_b \cdot b_t \cdot h_{ot}^2)}{R_{sc}(h_{ot} - a'_s)} = \frac{459,1 \cdot 32,2 - 0,4 \cdot 1,87 \cdot 60 \cdot 56^2}{36,5(56 - 4)} = -66,36 \text{ см}^2 < 0,$$

тобто арматура за розрахунком в стиснутій зоні не потрібна, тоді

$$A'_{s,min} = \frac{N(h_{ot} - a'_s - e) - R_b \cdot b_t \cdot h_t (0,5h_t - a'_s)}{R_{sc}(h_{ot} - a'_s)} = \frac{459,1(56 - 4 - 32,2) - 1,87 \cdot 60 \cdot 60(60 \cdot 0,5 - 4)}{36,5(56 - 4)} = -87,43 \text{ см}^2$$

$$\omega = 0,85 - 0,08R_b = 0,85 - 0,08 \cdot 1,87 = 0,7$$

$$A'_{s,red} = \frac{N \cdot e - \omega(1 - 0,5\omega)R_b b_t \cdot h_{ot}^2}{R_{sc}(h_{ot} - a'_s)} = \frac{459,1 \cdot 32,2 - 0,7 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,7) \cdot 1,87 \cdot 60 \cdot 56^2}{36,5(56 - 4)} = -76,56 \text{ см}^2 < 0$$

Арматура в стиснутій зоні за розрахунком не потрібна. За конструктивними вимогами:

$$A'_{s,red} = \mu \cdot b_t h_t = 0,002 \cdot 60 \cdot 60 = 7,2 \text{ см}^2$$

Приймаємо 3Ø18 А400 з  $A'_s = 7,63 \text{ см}^2$ .

Площа арматури в розтягненій зоні:

$$\alpha_m = \frac{N \cdot e - R_{sc} A'_s (h_{ot} - a'_s)}{R_b \cdot b_t \cdot h_{ot}^2} = \frac{459,1 \cdot 32,2 - 36,5 \cdot 7,63 \cdot (56 - 4)}{1,87 \cdot 60 \cdot 56^2} = 0,0009$$

$$\xi = 0,0009$$

$$A_s = \frac{\xi \cdot R_b b_t \cdot h_{ot} - N + R_{sc} A'_s}{R_s} = \frac{0,0009 \cdot 1,87 \cdot 60 \cdot 56 - 459,1 + 36,5 \cdot 7,63}{36,5} = -4,8 \text{ см}^2$$

Приймаємо конструктивно  $3\emptyset 18 A400$  з  $A_s = 7,63\text{см}^2$ .

Перевіримо коефіцієнт армування перерізу:

$$\mu = \frac{A_s + A_s'}{b_t \cdot h_t} = \frac{7,63 \cdot 2}{60 \cdot 60} = 0,0042,$$

який не дуже відрізняється від попередньо прийнятого, тому розрахунок більше не уточнюємо і вважаємо закінченим.

Отже, для надкранової частини колони (переріз II-II) вирішальною є комбінація №2, яка дає найбільшу площу перерізу арматури. Приймаємо в стиснутій зоні  $3\emptyset 18 A400$ , в розтягнутій зоні -  $3\emptyset 22 A400$ .

### 2.1.3 Розрахунок підкранової частини колони

#### Характеристика перерізу

Розміри прямокутного перерізу підкранової частини колони :

$$b_1 = 600\text{мм}$$

$$h = 300\text{мм},$$

$$c = 1000\text{мм},$$

$$h_1 = 1300\text{мм}.$$

$c$  – відстань між осями гілок, мм.

$S = H_1 / n = 13,45 / 6 = 2,24\text{см}$  - відстань між осями розпірок. Висота перерізу розпірки 40 см.

Для повздовжньої арматури приймаємо:

$$a_s = a_s' = 4\text{см},$$

$$h_o = 30 - 4 = 26\text{см}.$$

Армування приймаємо симетричне з арматури класу A400:

$$R_s = 365\text{МПа},$$

$$R_{sc} = 365\text{МПа},$$

$$E_s = 200000\text{МПа}.$$

Зусилля від тривалої дії навантаження:

$$M_l = 9,31\text{кН} \cdot \text{м} = 931\text{кН} \cdot \text{см},$$

$$N_l = 654,8\text{кН},$$

$$Q_l = -1,7\text{кН}.$$

#### Розрахунок в площині згину

З аналізу зусиль, що діють в перерізах підкранової частини колони виявляється, що в перерізі IV-IV діють найбільші зусилля, тому розрахунковим для підкранової частини колони є переріз IV-IV ( $\eta=1,0$ ).

Оскільки розрахункові комбінації зусиль включають навантаження малої сумарної тривалості,  $\gamma_{b2} = 1,1$ , тому  $R_b = 18,7\text{МПа}$ ,  $E_b = 29000\text{МПа}$ .

Розрахункова довжина підкранової частини колони в площині згину:

$$l_{0r} = \psi \cdot h = 1,5 \cdot 13,45 = 20,175\text{м.}$$

Приведений радіус інерції колони:

$$x_{red} = c / 2 \sqrt{1 + 3c^2 / (n^2 \psi^2 H_2)} = 100 / 2 \sqrt{1 + 3 \cdot 100^2 / (4^2 \cdot 1,5^2 \cdot 30^2)} = 69,4\text{см}$$

Гнучкість підкранової частини колони в площині згину:

$$\lambda = \frac{l_0}{\bar{\sigma}_{red}} = \frac{20,175}{0,694} = 29 > 14, \text{ необхідно врахувати вплив прогину елемента на}$$

його міцність.

Розглянемо три комбінації зусиль при  $\gamma_c = 0,9$ .

#### Комбінація зусиль №1

$$M = M_{\max} = 361,9\text{кН} \cdot \text{м} = 36190\text{кН} \cdot \text{см}$$

$$N = N_{\text{відн}} = 621,3\text{кН}$$

Розраховуємо:

$$e_0 = M / N = 36190 / 621,3 = 58,25\text{см.}$$

#### Комбінація зусиль №2

$$M = M_{\max} = -468,9\text{кН} \cdot \text{м} = -46890\text{кН} \cdot \text{см}$$

$$N = N_{\text{відн}} = 1511,6\text{кН}$$

Розраховуємо:

$$e_0 = M / N = -46890 / 1511,6 = -31,02\text{см.}$$

#### Комбінація зусиль №3

$$M = M_{\max} = -153,9\text{кН} \cdot \text{м} = -15390\text{кН} \cdot \text{см}$$

$$N = N_{\text{відн}} = 1511,6\text{кН}$$

Розраховуємо:

$$e_0 = M / N = -15390 / 1511,6 = -10,18\text{см.}$$

Найнебезпечнішим вважаємо комбінацію зусиль, де ексцентриситет повздовжньої сили  $e_0$  є найбільшим. В даному випадку це є комбінація зусиль №1.

### Комбінація зусиль №1

$$M = M_{\max} = 361,9 \text{кН} \cdot \text{м} = 36190 \text{кН} \cdot \text{см},$$

$$N = N_{\text{відн}} = 621,3 \text{кН},$$

$$Q = -14,8 \text{кН}.$$

$$M_l = -4,4 \text{кН} \cdot \text{м} = -440 \text{кН} \cdot \text{см},$$

$$N_l = 621,3 \text{кН},$$

$$e_0 = 45,68 \text{см}.$$

$$I_t = 2 \left( \frac{bh^3}{12} + b \cdot h(c/2)^2 \right) = 2 \left( \frac{60 \cdot 30^3}{12} + 60 \cdot 30 \cdot (100/2)^2 \right) = 9270000 \text{см}^4$$

$$M_1 = M_{\max} + N_{\text{відн}} \cdot 0,5 = 36190 + 621,3 \cdot 0,5 = 3650 \text{кН} \cdot \text{см},$$

$$M_{1l} = M_l + N_l \cdot 0,5 = 440 + 621,3 \cdot 0,5 = 750,65 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{1l}}{M_l} = 1 + 1 \frac{750,65}{3650} = 1,021$$

$\beta=1$  для важкого бетону.

$$\delta = \frac{a_0}{h} = \frac{58,25}{130} = 0,448.$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - \frac{0,01l_0}{h_t} - 0,01R_b \gamma_{b2} = 0,5 - 0,01 \frac{2017,5}{130} - 0,01 \cdot 1,7 \cdot 0,9 = 0,33$$

$$\delta > \delta_{e,\min}.$$

У першому наближенні приймаємо коефіцієнт армування  $\mu = 0,0065$ .

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = 200000/29000 = 6,897$$

$$I_s = 2\mu \cdot b \cdot h(c/2)^2 = 2 \cdot 0,0065 \cdot 60 \cdot 30(100/2)^2 = 58500 \text{см}^4,$$

$$\alpha_s \cdot I_s = 403474,5 \text{см}^4.$$

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_{ot}^2} \left[ \frac{I_t}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 2900}{2017,5^2} \left[ \frac{9270000}{1,021} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,448} + 0,1 \right) + 403474,5 \right] = 14290 \text{кН} > 621$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{621,3}{14290}} = 1,045$$

Зусилля в гілках колон:

$$N_{br} = N / 2 \pm M \eta / c$$

$$N_{br1} = 621,3 / 2 + 361,9 \cdot 1,045 / 1 = 688,84 \text{ кН},$$

$$N_{br2} = 621,3 / 2 - 361,9 \cdot 1,045 / 1 = -67,54 \text{ кН},$$

$$M_{br} = QS / 4 = -14,8 \cdot 2,24 / 4 = -8,29 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{-829}{688,84} = -1,2 \text{ см},$$

$$e_a \geq \frac{l}{600} = \frac{224}{600} = 0,373 \text{ см},$$

$$e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{30}{30} = 1 \text{ см},$$

$$e_a \geq 1 \text{ см}.$$

$$e = e_a + 0,5h - a_s = 1 + 0,5 \cdot 30 - 4 = 12 \text{ см},$$

$$x = \frac{N}{\gamma_{b2} R_b \cdot b} = \frac{621,3}{0,9 \cdot 1,7 \cdot 60} = 13,54 \text{ см},$$

$$\xi = \delta / h_0 = 13,54 / 26 = 0,52 < \xi_R = 0,711$$

$$A_s' = A_s = \frac{N(e - h_0 + N / 2 R_b \cdot b \cdot b_t)}{R_{sc}(h_{ot} - a_s')} = \frac{621,3 \cdot (12 - 26 + \frac{621,3}{2 \cdot 1,7 \cdot 60})}{36,5 \cdot (26 - 4)} = -8,48 < 0,$$

площу

арматури приймаємо конструктивно.

$$A_s = 0,002 b_t \cdot h_0 = 0,002 \cdot 60 \cdot 26 = 3,12 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø14 А400 з  $A_s = 6,16 \text{ см}^2$ .

Перевіряємо в площині, перпендикулярній площині згину.

Розрахункова довжина:

$$l_0 = 0,8H_1 = 0,8 \cdot 13,45 = 10,76 \text{ м},$$

$$i = \sqrt{h^2 / 12} = \sqrt{60^2 / 12} = 17,32 \text{ см},$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1076}{17,32} = 62 > \lambda_{red} = 46,8, \text{ необхідний розрахунок.}$$

$$e_a \geq \frac{H}{600} = \frac{1345}{600} = 2,24 \text{ см}$$

$$e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{30}{30} = 1 \text{ см}$$

$$e_a \geq 1 \text{ см}$$

Приймаємо  $e_a=2,24$  см.

$$e = e_a + 0,5(h_0 - a_s) = 2,24 + 0,5(26 - 4) = 13,24 \text{ см}$$

$$M_I = 36190 + 621,3 \cdot 0,5 = 36501 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$M_{II} = 440 + 621,3 \cdot 0,5 = 750,65 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_I} = 1 + 1 \frac{750,65}{36501} = 1,021$$

$$\delta = 2,24 / 65 = 0,0345 < \delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot 900 / 60 - 0,01 \cdot 1,1 \cdot 1,7 = 0,3313,$$

$$I_t = \frac{b_t h_t^3}{12} = \frac{60 \cdot 60^3}{12} = 1080000 \text{ см}^4,$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = 200000 / 29000 = 6,857,$$

$$I_s = 2 \cdot 4,52 \cdot 60 / 2 - 4^2 = 255,2 \text{ см}^4,$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_{ot}^2} \left[ \frac{I_t}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] =$$
$$= \frac{6,4 \cdot 2900}{900^2} \left[ \frac{1080000}{1,4} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,3313} + 0,1 \right) + 6,67 \cdot 255,2 \right] = 6314,8 \text{ кН},$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{621,3}{6314,8}} = 1,109$$

$$e = 2,24 \cdot 1,109 + 30 - 4 = 28,48 \text{ см}, \quad \xi < \xi_R$$

$$A'_s = A_s = \frac{621,3(28,48 - 26 + \frac{621,3}{2 \cdot 1,6 \cdot 60})}{36,5(26 - 4)} = 4,43 < 6,16 \text{ см}^2 (4\text{Ø}14 \text{ А-III}), \text{ тому прийнятої}$$

кількості площі арматури достатньо.

### Розрахунок проміжної розпірки

Згинальний момент в розпірці:

$$M_{ds} = QS / 2 = -14,8 \cdot 2,24 / 2 = -33,15 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Переріз розпірки прямокутний:  $B=60$  см,  $h=40$  см,  $h_0=36$  см.

$$A'_s = A_s = \frac{M_{ds}}{R_s(h_0 - a')} = \frac{-3315}{36,5(36 - 4)} = -2,84 \text{ см}^2 < 0$$

Приймаємо конструктивно  $3\text{Ø}14 \text{ А}400$  з  $A_s = 4,62 \text{ см}^2$ .

Поперечна сила в розпірці:

$$Q_{ds} = 2M_{ds} / c = 2 \cdot (-33,15) / 1 = -66,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Визначаємо:  $Q = \varphi_{b4} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1,1 \cdot 1,2 \cdot 60 \cdot 36 = 1711 \text{ кН}$

Так як  $Q = 1711 \text{ кН} > Q_{ds} = -66,3 \text{ кН}$ , поперечну арматуру приймають конструктивно

$d_w = 6 \text{ мм}$  класу А-І з кроком 150 мм.

## 2.2 Розрахунок колони крайнього ряду

### 2.2.1 Вихідні дані

Колона прямокутного перерізу з розмірами перерізу надкранової частини  $b_t = 40 \text{ см}$ ;  $h_t = 50 \text{ см}$ , підкранової частини –  $b_b = 40 \text{ см}$ ;  $h_b = 70 \text{ см}$ . Висота підкранової частини колони (від верха фундаменту до верха консолі)  $h_1 = 6,75 \text{ м}$ , надкранової частини  $h_2 = 3,80 \text{ м}$ . Висота колони  $h_c = h_1 + h_2 = 6,75 + 3,80 = 10,55 \text{ м}$ ; повна висота колони (з урахуванням закладення у фундамент)  $h_{tot} = 11,40 \text{ м}$  (рис.3).

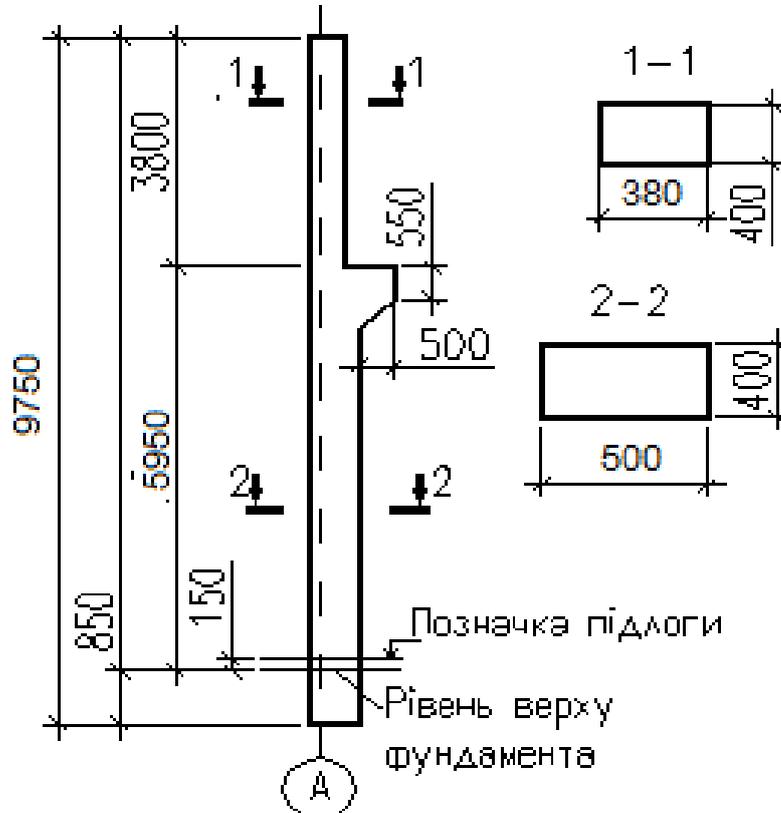


Рис.3 – Конструктивна схема колони



Тому що гнучкість надкранової частини колони в площині згину

$$l_{0t} / h_t = 760/38 = 20 > 10,$$

необхідно урахувати вплив прогину на ексцентриситет поздовжньої сили за допомогою коефіцієнта  $\eta > 1$ .

В перерізі II–II діють три комбінації розрахункових зусиль двох сполучень.

**Комбінація зусиль №1.** З аналізу комбінацій зусиль №1 в перерізі II–II першого і другого сполучень виявляється, що для комбінації №1 найневигодним є друге сполучення. Для цього сполучення (з табл.1 та таблиці зусиль машинного розрахунку поперечної рами при  $\gamma_c = 0,9$ ) зусилля від усього навантаження:

$$M = M_{max2} = 10,53 \text{ кН}\cdot\text{м} = 1053 \text{ кН}\cdot\text{см}; N = N_{cor} = 271,17 \text{ кН};$$

зусилля від постійного та тривало діючого навантаження:

$$M_l = -70,2 \text{ кН}\cdot\text{м} = -7020 \text{ кН}\cdot\text{см}; N_l = 301,3 \text{ кН}.$$

Оскільки в цій комбінації діють зусилля від навантаження малої сумарної тривалості (вітрове навантаження), розрахунковий опір бетону приймається з коефіцієнтом умови роботи  $\gamma_{b2} = 1,1$ , тобто  $R_b = 19 \text{ МПа} = 1,9 \text{ кН}/\text{см}^2$  і  $R_{br} = 1,3 \text{ МПа} = 0,13 \text{ кН}/\text{см}^2$ ;  $E_b = 29000 \text{ МПа} = 2900 \text{ кН}/\text{см}^2$ .

Випадковий ексцентриситет:

$$e_a = l_0 / 600 = 760/600 = 1,27 \text{ см},$$

або 
$$e_a = h_t / 30 = 38/30 = 1,27 \text{ см}.$$

Приймається  $e_a = 1,27 \text{ см}$ .

Ексцентриситет поздовжньої сили

$$e_0 = M/N = 1053/271,17 = 3,88 \text{ см}.$$

Тому що

$$e_0 = 3,88 \text{ см} > e_a = 1,27 \text{ см},$$

випадковий ексцентриситет не враховується, приймається  $e_0 = 3,88 \text{ см}$ .

Відносний початковий ексцентриситет

$$\delta_e = e_0 / h_t = 3,88/38 = 0,102.$$

Мінімальне значення відносного початкового ексцентриситету має бути

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01l_0 / h_t - 0,1R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 760 / 38 - 0,1 \cdot 1,9 = 0,11,$$

а тому що

$$\delta_e = 0,102 < \delta_{e,min} = 0,11,$$

приймається  $\delta_e = \delta_{e,min} = 0,11$ .

Обчислюються:

$$M_l = M + N(h_{ot} - a'_s) / 2 = 1053 + 271,17(34 - 4) / 2 = 4594,05 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{ll} = M_l + N_l(h_{ot} - a'_s) / 2 = -7020 + 301,3(34 - 4) / 2 = 11539,5 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин елемента в граничному стані

$$\varphi_l = 1 + M_{ll} / M_l = 1 + 11539,5 / 4594,05 = 3,51 > 2.$$

Приймається  $\varphi_l = 2$ .

Момент інерції бетонного перерізу

$$I_t = b_t h_t^3 / 12 = 40 \cdot 38^3 / 12 = 182906,7 \text{ см}^4.$$

У першому наближенні приймається коефіцієнт армування  $\mu_l = 0,004$ , тоді

$$\begin{aligned} \alpha_s I_s &= (E_s / E_b) \mu_l b_t h_{ot} (0,5 h_t - a_s)^2 = \\ &= (20000 / 2900) \cdot 0,004 \cdot 40 \cdot 34 (0,5 \cdot 34 - 4)^2 = 8019,3 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Умовна критична сила

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6,4 E_b}{l_{ot}^2} \left[ \frac{I_t}{\varphi_l} \times \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] = \\ &= \frac{6,4 \cdot 2900}{760^2} \left[ \frac{182906,7}{2} \times \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,11} + 0,1 \right) + 8019,3 \right] = \\ &= 2082,2 \text{ кН} > N = 271,17 \text{ кН} \end{aligned}$$

Коефіцієнт, що враховує вплив прогину на ексцентриситет поздовжнього зусилля  $e_0$

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 271,17/2082,2) = 1,15.$$

Ексцентриситет поздовжнього зусилля відносно центра ваги розтягнутої (або найменш стисненої) арматури

$$e = e_0\eta + 0,5h_t - a_s = 3,88 \cdot 1,15 + 0,5 \cdot 38 - 4 = 19,462 \text{ см.}$$

Визначення площі перерізу поздовжньої арматури. Площа перерізу арматури стисненої зони, що потрібна за розрахунком

$$\begin{aligned} A'_{s,req} &= (Ne - 0,4R_b b_t h_{0t}^2) / R_{sc}(h_{0t} - a'_s) = \\ &= (271,17 \cdot 19,462 - 0,4 \cdot 1,9 \cdot 40 \cdot 34^2) / 36,5(34 - 4) = -27,27 \text{ см}^2 < 0, \end{aligned}$$

Отже, арматура в стисненій зоні надкранової частини колони за розрахунком не потрібна і тому вона визначається за конструктивними вимогами.

Площа арматури в стисненій зоні за конструктивними вимогами (при  $\mu=0,002$ )

$$A'_{s,req} = \mu b_t h_t = 0,002 \cdot 40 \cdot 38 = 3,04 \text{ см}^2.$$

Приймається 2Ø14 А400 з  $A'_s = 3,08 \text{ см}^2$ .

Тому що прийняте значення  $A'_s = 3,08 \text{ см}^2$  значно перевищує розрахункове ( $A'_{s,req} < 0$ ), визначається коефіцієнт

$$\begin{aligned} \alpha_m &= [Ne - R_{sc}A'_s(h_{0t} - a'_s)] / R_b b_t h_{0t}^2 = \\ &= [271,17 \cdot 19,462 - 36,5 \cdot 3,08(38 - 4)] / 0,94 \cdot 40 \cdot 38^2 = 0,02. \end{aligned}$$

За значенням  $\alpha_m = 0,299$  з табл. А4 визначається  $\xi = 0,27$ .

Площа арматури, що потрібна в розтягненій зоні

$$\begin{aligned} A_{s,req} &= (\xi R_b b_t h_{0t} - N + R_{sc}A'_s) / R_s = \\ &= (0,27 \cdot 1,9 \cdot 40 \cdot 38 - 271,17 + 36,5 \cdot 3,08) / 36,5 = -0,4 \text{ см}^2 < 0. \end{aligned}$$

В розтягненій зоні арматура також не потрібна за розрахунком. Вона призначається за конструктивними вимогами. Приймається 2Ø14 А400 з  $A_s = 3,08 \text{ см}^2$ .

Перевіряється коефіцієнт армування перерізу

$$\mu = (A'_s + A_s) / b_i h_t = (3,08 + 3,08) / 40 \cdot 38 = 0,00405,$$

який не дуже відрізняється від попередньо прийнятого (0,004 при визначенні  $N_{cr}$ ), тому розрахунок більш не уточнюється і вважається закінченим.

**Комбінація зусиль №2.** Для цієї комбінації найневигідним є друге сполучення. Зусилля від усього навантаження:

$$M = M_{min2} = -75,06 \text{ кН}\cdot\text{м} = -7506 \text{ кН}\cdot\text{см}; N = N_{cor2} = 271,17 \text{ кН.}$$

Зусилля від постійного тривало діючого навантаження:

$$M_l = -70,2 \text{ кН}\cdot\text{м} = 7020 \text{ кН}\cdot\text{см}; N_l = 301,3 \text{ кН.}$$

Тому що

$$e_0 = M/N = 7506/271,17 = 27,68 \text{ см} > e_a = 1,27 \text{ см},$$

приймається  $e_0 = 27,68 \text{ см}$ .

Тому що

$$\delta_e = e_0 / h_t = 27,68/38 = 0,73 > \delta_{e,min} = 0,11,$$

приймається  $\delta_e = 0,73$ .

Визначаються:

$$M_l = M + 0,5N(h_{ot} - a'_s) = 7502 + 0,5 \cdot 271,17(38 - 4) = 11569,33 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$M_{ll} = M_l + 0,5N_l(h_{ot} - a'_s) = 7020 + 0,5 \cdot 301,3(38 - 4) = 11536,5 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$\varphi_l = 1 + M_{ll} / M_l = 1 + 90066/364 = 25,8 > 2,$$

приймається  $\varphi_l = 2$ .

$$I_t = 417000 \text{ см}^4. \text{ (Див. розрахунок за комбінацією зусиль №1).}$$

У першому наближенні приймається  $\mu_l = 0,004$ , тоді  $\alpha_s I_s = 8019,3 \text{ см}^4$ . (Див. розрахунок за комбінацією зусиль №1).

Умовна критична сила

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_{ot}^2} \left[ \frac{I_t}{\varphi_l} \times \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2900}{760^2} \left[ \frac{182906,7}{2} \times \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,73} + 0,1 \right) + 8019,3 \right] = 649,1 \text{ кН} > N = 271,17 \text{ кН}$$

Визначається коефіцієнт

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 271,17/649,1) = 1,69,$$

тоді ексцентриситет

$$e = e_0\eta + 0,5h_t - a_s = 27,68 \cdot 1,69 + 0,5 \cdot 38 - 4 = 61,78 \text{ см.}$$

Потрібна площа перерізу арматури в стисненій зоні

$$\begin{aligned} A'_{s2,req} &= (Ne - 0,4R_b b_t h_{0t}^2)/R_{sc}(h_{0t} - a'_s) = \\ &= (271,17 \cdot 61,78 - 0,4 \cdot 1,9 \cdot 40 \cdot 38^2)/36,5(38 - 4) = 10,26 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Приймається 3Ø22 АШ з  $A'_{s2} = 11,4 \text{ см}^2 > A'_{s2,req} = 10,26 \text{ см}^2$ .

Потрібна площа перерізу арматури в розтягненій зоні '

$$\begin{aligned} A_{s2,req} &= (0,55R_b b_t h_{0t} - N)/R_s + A'_{s2} = \\ &= (0,55 \cdot 1,9 \cdot 40 \cdot 38 - 271,17)/36,5 + 11,4 = 13,2 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Приймається 2Ø25 А400 та 1Ø22 А400 з загальною площею  $A_s = 13,6 \text{ см}^2 > A_{s2,req} = 13,2 \text{ см}^2$ .

Коефіцієнт армування

$$\mu = (A_{s2} + A'_{s2})/b_t h_t = (13,6 + 11,4)/40 \cdot 38 = 0,0164$$

значно (більш ніж на 5 %) відрізняється від попередньо прийнятого  $\mu_1 = 0,004$ , тому приймається удруге  $\mu_2 = 0,008$  (приблизно середнє між  $\mu_1$  і  $\mu$ ) і повторюється розрахунок.

Обчислюється

$$\alpha_s I_s = 8019,3(\mu_2/\mu_1) = 8019,3(0,008/0,004) = 4009,65 \text{ см}^4.$$

Умовна критична сила

$$N_{cr} = 0,032(91912,9 + 4009,65) = 812,23 \text{ кН.}$$

Коефіцієнт

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 217,71/812,23) = 1,37;$$

ексцентриситет

$$e = e_0\eta + 0,5h_t - a_s = 27,68 \cdot 1,37 + 0,5 \cdot 38 - 4 = 52,92 \text{ см.}$$

Потрібна площа перерізу арматури стисненої зони

$$A'_{s2,req} = (Ne - 0,4R_b b_t h_{0t}^2) / R_{sc} (h_{0t} - a'_s) = (271,17 \cdot 52,92 - 5514,24) / 1095 = 8,07 \text{ см}^2.$$

Приймається 2Ø20 А400 та 1Ø16 А400 з загальною площею  $A'_{s2} = 8,29 \text{ см}^2$  (не перевищує  $A'_{s2,req}$  більш ніж на 5 %).

Потрібна площа перерізу арматури в розтягненій зоні

$$A_{s2,req} = (0,55R_b b_t h_{0t} - N) / R_s + A'_{s2} = 1,8 + 8,29 = 10,09 \text{ см}^2.$$

Приймається 2Ø22 А400 та 1Ø20 А400 з загальною площею  $A_{s2} = 10,7 \text{ см}^2 > A_{s2,req} = 10,09 \text{ см}^2$ .

Коефіцієнт армування

$$\mu = (A_{s2} + A'_{s2}) / b_t h_t = (10,7 + 8,29) / 40 \cdot 38 = 0,0124$$

також значно відрізняється від попередньо прийнятого у другому наближенні  $\mu_2 = 0,008$ . Тому приймається у третьому наближенні  $\mu_3 = 0,0087$  і заново обчислюються:

$$\alpha_s I_s = 4009,65(0,0087/0,008) = 4360,49;$$

$$N_{cr} = 0,032(21372,5 + 4960,49) = 823,45 \text{ кН};$$

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 271,17 / 823,45) = 1,49;$$

$$e = e_0 \eta + 0,5 h_t - a_s = 27,68 \cdot 1,49 + 0,5 \cdot 38 - 4 = 56,24 \text{ см}.$$

Потрібна площа перерізу стисненої арматури

$$A'_{s2,req} = (Ne - 0,4R_b b_t h_{0t}^2) / R_{sc} (h_{0t} - a'_s) = (271,17 \cdot 56,24 - 5514,24) / 1095 = 8,31 \text{ см}^2.$$

Приймається 2Ø20 А400 та 1Ø16 А400 з загальною площею  $A'_{s2} = 8,29 \text{ см}^2$ .

Подальший розрахунок не має значення, бо отримана площа стисненої арматури така сама, як за розрахунком у другому наближенні.

Таким чином, для комбінацій зусиль №2 приймається в стисненій зоні 2Ø20 А400 та 1Ø16 А400 з  $A'_{s2} = 8,29 \text{ см}^2$ , в розтягненій зоні – 2Ø22 А400 та 1Ø20 А400 з  $A_{s2} = 10,7 \text{ см}^2$ .

**Комбінація зусиль №3.** Найневигідним є друге сполучення. Зусилля від

усього навантаження:

$$M = M_{cor2} = 1,17 \text{ кН}\cdot\text{м} = 117 \text{ кН}\cdot\text{см}; N = N_{max2} = 385,65 \text{ кН}.$$

Зусилля від постійного тривало діючого навантаження:

$$M_l = -1,3 \text{ кН}\cdot\text{м} = -130 \text{ кН}\cdot\text{см}; N_l = 271,17 \text{ кН}.$$

Тому що

$$e_0 = M/N = 117/385,65 = 0,31 \text{ см} < e_a = 1,27 \text{ см},$$

приймається  $e_0 = 1,27 \text{ см}$ .

Тому що

$$\delta_e = e_0 / h_t = 1,27/38 = 0,033 < \delta_{e,min} = 0,11,$$

приймається  $\delta_e = 0,11$ .

$$M_l = M + 0,5N(h_{0t} - a'_s) = 117 + 0,5 \cdot 385,65(34 - 4) = 5901,75 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$M_{ll} = M_l + 0,5N_l(h_{0t} - a'_s) = -130 + 0,5 \cdot 271,17(38 - 4) = 4197,55 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$\varphi_l = 1 + M_{ll} / M_l = 1 + 4197,55/5901,75 = 1,71 < 2,$$

приймається  $\varphi_l = 1,71$ .

У першому наближенні приймається  $\mu_l = 0,004$ .

$$I_t = 417000 \text{ см}^4; \alpha_s I_s = 31700 \text{ см}^4.$$

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6,4E_b}{l_{ot}^2} \left[ \frac{I_t}{\varphi_l} \times \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] = \\ &= \frac{6,4 \cdot 2900}{760^2} \left[ \frac{182906,7}{1,71} \times \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,11} + 0,1 \right) + 8019,3 \right] = \\ &= 3197,8 \text{ кН} > N = 385,65 \text{ кН} \end{aligned}$$

Визначаються:

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 385,65/3197,8) = 1,14;$$

$$e = e_0 \eta + 0,5h_t - a_s = 1,27 \cdot 1,14 + 0,5 \cdot 38 - 4 = 16,45 \text{ см}.$$

Потрібна площа арматури стисненої зони за комбінацією зусиль №3

$$\begin{aligned} A'_{s2,req} &= (Ne - 0,4R_b b_t h_{0t}^2) / R_{sc}(h_{0t} - a'_s) = \\ &= (385,65 \cdot 16,45 - 0,4 \cdot 1,9 \cdot 40 \cdot 34^2) / 36,5(34 - 4) = 2,75 \text{ см}^2, \end{aligned}$$

приймається  $2\varnothing 14$  А400 з  $A'_{s2} = 3,08 \text{ см}^2$ .

Площа перерізу арматури, що потрібна в розтягненій зоні

$$A_{s2,req} = (0,55R_b b h_{0f} - N) / R_s + A'_{s2} = (0,55 \cdot 1,9 \cdot 40 \cdot 38 - 385,65) / 36,5 + 3,08 = 6,25 \text{ см}^2,$$

приймається  $2\varnothing 20$  А400 з  $A_{s2} = 6,28 \text{ см}^2$ .

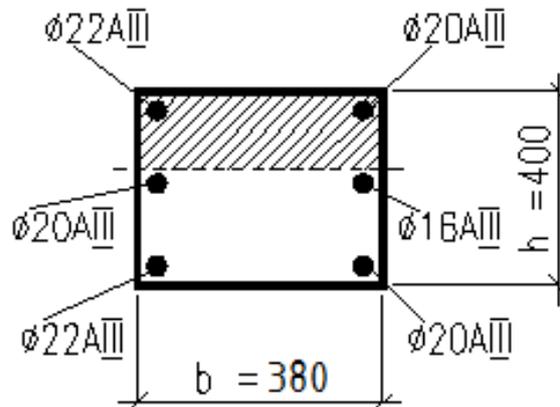


Рис. 5 – Схема перерізу надкранової частини при розрахунку із площини згину

Коефіцієнт армування не перевіряється тому, що комбінація зусиль №3 не є вирішальною є (площа арматури меча ніж при комбінації №2).

Таким чином, для надкранової частини колони (переріз II–II) вирішальною є комбінація зусиль №2, яка дає найбільшу площу перерізу арматури. Отже, приймається для перерізу II–II в стисненій зоні  $2\varnothing 20$  А400 та  $1\varnothing 16$  А400, в розтягненій зоні  $2\varnothing 22$  А400 та  $1\varnothing 20$  А400.

**Перевірка міцності із площини згину.** За висоту перерізу надкранової частини колони приймається розмір перерізу з площини згину (рис.5), тобто  $h = b_t = 40 \text{ см}$ .

Розрахункова довжина надкранової частини колони із площини згину

$$l_0 = 1,5h_2 = 1,5 \cdot 380 = 570 \text{ см}.$$

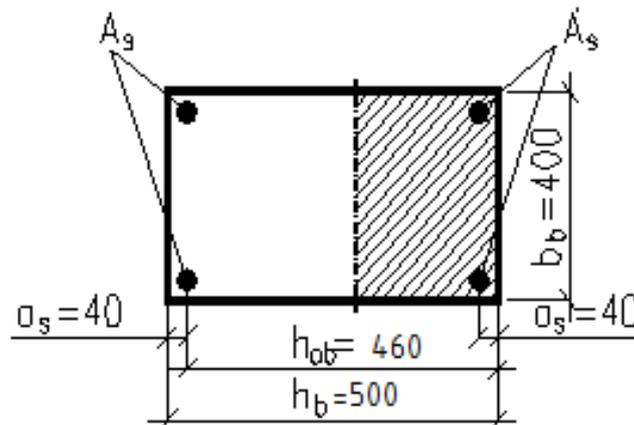
Тому що гнучкість надкранової частини колони із площини згину

$$l_0 / h = 570 / 40 = 14,2 < l_{0t} / h_t = 15,2,$$

тобто не перевищує гнучкість в площині згину, розрахунок надкранової частини колони із площини згину не виконується.

### 2.2.3 Розрахунок підкранової частини колони

**Характеристика перерізу.** Розміри прямокутного перерізу підкранової частини колони (рис.6):  $b_b = 40$  см;  $h_b = 70$  см.



Для поздовжньої арматури приймається симетричним з арматури класу А400 ( $R_s = R_{sc} = 365$  МПа =  $36,5$  кН/см<sup>2</sup>;  $E_s = 200000$  МПа =  $20000$  кН/см<sup>2</sup>).

**Розрахунок в площині згину.** З аналізу зусиль, що діють в перерізах підкранової частини колони виявляється, що в перерізі IV–IV діють найбільші зусилля, тому розрахунковим для підкранової частини колони є переріз IV–IV. Для перерізу IV–IV коефіцієнт  $\eta = 1,0$ .

Оскільки розрахункові комбінації зусиль включають навантаження малої сумарної тривалості,  $\gamma_{b2} = 1,1$ , тому  $R_b = 1,9$  кН/см<sup>2</sup>.  $E_b = 2900$  кН/см<sup>2</sup>.

Розрахункова довжина підкранової частини колони в площині згину

$$l_{01} = 1,5h_1 = 1,5 \cdot 595 = 892,5 \text{ см.}$$

Випадковий ексцентриситет

$$e_a = l_{01}/600 = 892,5/600 = 1,5 \text{ см;}$$

$$e_a = h_b/30 = 50/30 = 1,6 \text{ см.}$$

Приймається  $e_a = 1,6$  см.

**Комбінація зусиль №1.** Розрахунковим є друге сполучення (при

$\gamma_c = 0,9$ ). Для цього сполучення:  $M = M_{max2} = 25,5 \text{ кН} \cdot \text{м} = 2550 \text{ кН} \cdot \text{см}$ ;  $N = N_{cor2} = 383,4 \text{ кН}$ ;  $M_l = -35,8 \text{ кН} \cdot \text{м} = -3580 \text{ кН} \cdot \text{см}$ ;  $N_l = 776 \text{ кН}$ .

Ексцентриситет поздовжньої сили

$$e_0 = M/N = 2550/383,4 = 6,65 \text{ см.}$$

Тому що

$$e_0 = 6,65 \text{ см} > e_a = 1,6 \text{ см}$$

випадковий ексцентриситет не враховується. Тому ексцентриситет поздовжньої сили

$$e = e_0 + 0,5h_b - a_s = 6,65 + 0,5 \cdot 50 - 4 = 27,65 \text{ см.}$$

Відносна величина поздовжньої сили

$$\varphi_n = N/R_b b_b h_{ob} = 383,4/1,9 \cdot 40 \cdot 38 = 0,109.$$

Для класу бетону В30 при  $\gamma_{b2} = 1,1$  і класу арматури А–ІІІ знаходиться граничне значення відносної величини стисненої зони  $\xi_r = 0,64$ .

Тому що  $\varphi_n = 0,109 < \xi_r = 0,64$ ,

визначаються:

$$\varphi_n = Ne / R_b b_b h_{ob}^2 = 383,4 \cdot 27,65 / 1,9 \cdot 40 \cdot 46^2 = 0,066;$$

$$\delta = a'_s / h_{ob} = 4/46 = 0,087;$$

$$\alpha = [\varphi_n - \varphi_n(1 - 0,5\varphi_n)] / (1 - \delta) = \\ = [0,066 - 0,109(1 - 0,5 \cdot 0,109)] / (1 - 0,087) = 0,014.$$

Площа арматури, що потрібна в перерізі IV–IV в розтягненій та стисненій зонах

$$A_{s,req4} = A'_{s,req4} = \alpha R_b b_b h_{ob} / R_s = 0,014 \cdot 1,9 \cdot 40 \cdot 46 / 36,5 = 5,95 \text{ см}^2.$$

Приймається по 2Ø20 А400 як із зовнішнього, так і з внутрішнього боків колони з  $A_{s4} = A'_{s4} = 6,28 \text{ см}^2$ .

Тому що кутові стрижні надкранової частини колони з зовнішнього боку були прийняті діаметром 20 мм, тому поздовжні стрижні з зовнішнього боку підкранової частини також повинні бути прийняті діаметром 22 мм. Для

внутрішнього боку можна прийняти  $2\varnothing 18$  А400 і  $1\varnothing 12$  А400 з загальною площею  $A'_s = 6,403\text{см}^2$ .

Комбінації зусиль №2 та №3 для перерізу IV–IV не розглядаються, бо їх розрахункові зусилля як для першого, так і для другого сполучень менша за величину зусиль комбінації №1.

Для того, щоб відстань між поздовжніми стрижнями вздовж більшого боку колони  $h_b = 50$  см не перевищувала 40 см між ними встановлюються конструктивні стрижні діаметром 12 мм класу А–III, які між собою з'єднуються шпильками.

Поперечна арматура для обох частин колони приймається конструктивно діаметром 6 мм класу А–I з кроком 350 мм.

**Перевірка міцності із площини згину.** Розрахункова довжина підкранової частини колони із площини згину

$$l_0 = 0,8h_1 = 0,8 \cdot 595 = 476 \text{ см.}$$

Висота перерізу при розрахунку із площини згину  $h = b_b = 40$  см.

Тому що гнучкість із площини згину

$$l_0 / h = 475/40 = 11,9$$

Менша гнучкість в площині згину

$$1,5h_1 / h_b = 1,5 \cdot 475/50 = 14,25$$

Розрахунок із площини згину не виконується.

## 2.2.4 Розрахунок підкранової консолі

**Характеристика консолі.** Розміри консолі : ширина консолі  $b = 40$  см; висота вільного краю консолі  $h_{conl} = 55$  см ; виліт консолі  $l_c = 50$  см;  $a = 25$  см;  $a_s = a'_s = 4\text{см}$

На підкранову консоль діє зосереджене навантаження від вертикального тиску мостового крана і ваги підкранових балок з крановою колією загальною

силою  $Q_c = 567,2$  кН. Підкранова балка має ширину підпори 34 см і обпирається поперек консолі. Довжина площі обпирання  $l_{sup} = 34$  см.

Тому що кранове навантаження є навантаження малої сумарної тривалості:  $\gamma_{b2}=1,1$  ( $R_b=19$  МПа= $0,19$  кН/см<sup>2</sup>;  $R_{bt}=1,3$  МПа= $0,13$  кН/см<sup>2</sup>;  $E_b = 20500$  МПа =  $2050$  кН/см<sup>2</sup>). Поздовжня і нахила арматура консолі класу А– III ( $R_s=365$  МПа= $36,5$  кН/см<sup>2</sup>;  $E_s=200000$  МПа= $2000020000$  кН/см<sup>2</sup>).

Висота консолі (кут нахилу стисненої грані консолі до горизонталі  $45^\circ$ )

$$h_{con} = h_{con1} + l_c = 55 + 50 = 105 \text{ см,}$$

робоча висота

$$h_0 = h_{con} - a_s = 105 - 4 = 101 \text{ см.}$$

Тому що

$$0,9h_0 = 0,9 \cdot 101 = 90,9 \text{ см} > l_c = 50 \text{ см,}$$

підкранова консоль за конструктивними признаками є коротка.

Тому що

$$2,5a = 2,5 \cdot 25 = 62,5 \text{ см} < h_c = 105 \text{ см,}$$

за конструктивними вимогами консоль армується поздовжніми

стрижнями, відігнутими і горизонтальними поперечними стрижнями по усій висоті.

**Розрахунок поздовжньої арматури.** Згинаючий момент на грані межування консолі до колони

$$M = 1,25Q_c a = 1,25 \cdot 567,2 \cdot 25 = 17725 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Потрібна площа перерізу розтягнутої поздовжньої арматури

$$A_{s,req} = M/R_s(h_0 - a'_s) = 17725/36,5(101 - 4) = 5,01 \text{ см}^2.$$

Приймається  $3\varnothing 16$  А400 з  $A_s = 6,03 \text{ см}^2 > A_{s,req} = 5,01 \text{ см}^2$ .

В стисненій зоні консолі приймається така сама кількість арматури.

**Розрахунок поперечної арматури.** Для визначення необхідної кількості

поперечної арматури обчислюється тангенс кута нахилу розрахункової стисненої смуги

$$tg\Theta = (h_0 - a'_s)/(a + 0,5l_{sup}) = (101 - 4)/(25 + 0,5 \cdot 34) = 2,31.$$

Тоді  $\sin\Theta = 0,918$ ;  $\cos\Theta = 0,397$ .

Ширина стисненої похилої смуги

$$l_b = l_{sup}\sin\Theta + 2a_s\cos\Theta = 34 \cdot 0,918 + 2 \cdot 4 \cdot 0,397 = 34,4 \text{ см.}$$

$$\alpha_s = E_s / E_b = 20000/2900 = 6,89.$$

У першому наближенні без урахування поперечної арматури, тобто при  $A_{s,inc} = 0$  і  $A_{sw} = 0$ , міцність консолі по нахилій смугі

$$Q_{c,inc} = 0,8R_{bt}b_c l_b \sin\Theta = 0,8 \cdot 1,9 \cdot 40 \cdot 34,4 \cdot 0,918 = 1920 \text{ кН,}$$

а тому що

$$3,5R_{bt}b_c h_0 = 3,5 \cdot 0,13 \cdot 40 \cdot 101 = 1938,2 \text{ кН} > Q_{c,inc} = 1920 \text{ кН}$$

приймається  $Q_{c,inc} = 1920 \text{ кН}$ .

$$Q_{c,inc} = 1920 \text{ кН} > Q_c = 1938,2 \text{ кН,}$$

міцність консолі по похилій смугі між вантажем і підпорою забезпечена без поперечної арматури. В такому випадку поперечна арматура (відігнуті і горизонтальні стрижні) за розрахунком не потрібна і приймається конструктивно.

Площа перерізу відігнутих стрижнів (за конструктивними вимогами)

$$A_{s,inc} = 0,002b_c h_0 = 0,002 \cdot 40 \cdot 101 = 8,08 \text{ см}^2.$$

Призначаються два ряди відігнутих стрижнів по  $2\varnothing 16$  А400 у кожному ряду з кроком 15 см ( $A_{s,inc} = 8,04 \text{ см}^2$ ).

Горизонтальні поперечні стрижні встановлюються конструктивно, приймаються поперечні стрижні діаметром 6 мм класу А-I з кроком 15 см.

**Перевірка напруження зминання.** Напруження зминання бетону під підпорою підкранової балки

$$\sigma_{loc} = Q_c / b_c l_{sup} = 567,2/40 \cdot 34 = 0,42 \text{ кН/см}^2 < R_b = 1,9 \text{ кН/см}^2,$$

тобто змінання бетону під підкрановою балкою не відбудеться.

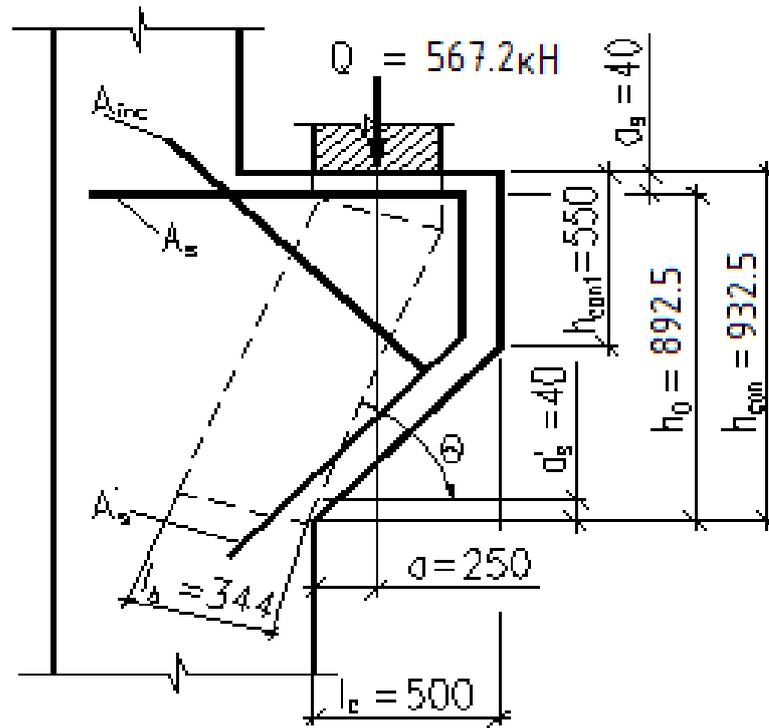


Рис. 7 – Розрахункова схема підкранової консолі

# РОЗДІЛ 3

## ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

					<b>КНУ.МР.192.25.342с.23 ОФ</b>			
<b>Зм</b>	<b>Кіль</b>	<b>Прізвище</b>	<b>Підпис</b>	<b>Дата</b>	<i>Проектування механозбірного цеху з конструктивними заходами захисту каркасу</i>	<b>Стадія</b>	<b>Аркуш</b>	<b>Аркушів</b>
Керівник		Сахно				МР		
Консул.		Тімченко				<b>ПЦБ-24М</b>		
Магістр.		Самоткан						
Зав.каф		Валовой						

### 3.1 Проектування окремого фундаменту

#### 3.1.1 Вихідні дані для проектування окремого фундаменту.

Район будівництва: м. Кривий Ріг.

Потужність рослинного шару ґрунту: 0,35 м.

Рівень підземних вод: 4 м.

Кількість поверхів: 2.

Переріз колони: 300 x 300 мм (рис 3.1).

Навантаження на фундамент під колону (з розрахунку конструкції колони):

$N=1250$  кН.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів інженерно-геологічного перерізу представлено в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування	Питома вага $\gamma_s$ кН/м <sup>3</sup>	Модуль деформації $E_o$ МПа	Питоме зчеплення $C_n$ кПа	Кут внутрішнього тертя $\varphi_n$ град	Розрахунковий опір $R_0$ кПа	Границя текучості $W_L$	Коефіцієнт пористості $e_0$
Суглинок лісовий бурувато-жовтий твердий	26,9	110	29	22	500	0,35	0,825
Суглинок лісовий жовтий текучо-пластичний	27,0	50	15	24	500	0,30	0,925
Суглинок лісовий бурий туго-пластичний	27,2	80	36	25	500	0,35	0,809

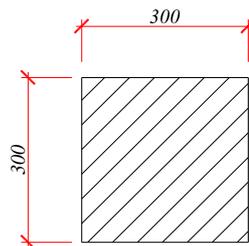


Рис. 3.1 – Переріз колони

### 3.1.2 Визначення глибини закладання фундаментів.

Приймаємо глибину закладення фундаменту рівною висоті фундаменту (рис. 3.2):

$$d=h_{\phi}=2,5 \text{ м.}$$

При цьому враховуємо такі фактори:

- інженерно-геологічні умови: мінімальна глибина закладення фундаменту на природних підвалинах така, щоб фундаментом були прорізани небудівельні ґрунти, фундамент має бути заглиблений у несучій шар не менш ніж на 0,3 м;
- гідрогеологічні умови будівельного майданчика;
- глибина сезонного промерзання у Кривому Розі 0,9 м.

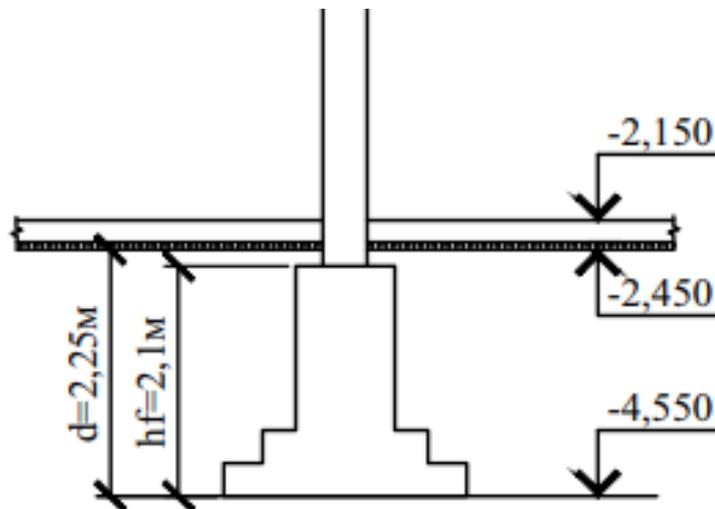


Рисунок 3.2 – Глибина закладення фундаменту

### 3.1.3 Визначення розмірів підшви фундаментів за розрахунковим опором ґрунту основи.

Розміри фундаменту в плані приймаємо, згідно до умови:  $l/b=1$ .

Площа підшви фундаменту:

$$A_{\phi} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{\text{сер}} \cdot d};$$

$N$  - нормативне навантаження на колону, кН;

$R_0 = 500$  кПа - умовний розрахунковий тиск на основу (рис. 3.3);

$d$  - глибина закладення фундаменту, м;

$\gamma_{сер}$  - осереднена питома вага фундаменту і гранта на його уступах, умовно приймаємо  $\gamma_{сер} = 20 \text{ кН/м}^3$ .

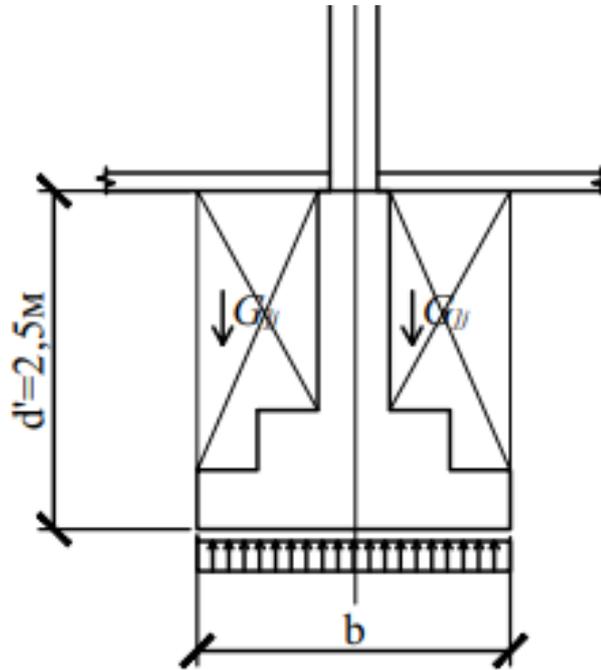


Рисунок 3.3 – Навантаження на фундамент

Тоді ширина фундаменту:

$$b_i = \sqrt{\frac{A_{\phi i}}{\eta}}; \eta = l/b$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma_{II}^I + (M_g - 1)d_b \gamma_{II}^I + M_c C_{II});$$

$\gamma_{c1} = 1,25$ ;  $\gamma_{c2} = 1$  - коефіцієнти умов роботи (табл. 3 нормативу);

$k = 1,1$ ;

$k_z = 1$ , бо  $b < 10 \text{ м}$ ;

$b$  – ширина підосви фундаменту, м;

$\gamma_{II}$  - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підосви фундаменту,  $\text{кН/м}^3$ ;

$\gamma_{II}^I$  - середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підосви фундаменту,  $\text{кН/м}^3$ ;

$C_{II} = 15 \text{ кПа}$  - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що

залягає під подошвою фундаменту;

$$d_1 = 2,5 \text{ м} - \text{глибина закладення};$$

$$d_b = 3,1 \text{ м} - \text{глибина підпілля};$$

$$M_\gamma = 0.69; M_g = 3.65; M_c = 6.24 - \text{коефіцієнти, прийняті по табл. 4 нормативу}$$

[6].

$$\gamma_{II} = \frac{\sum \gamma_{III} h_i}{\sum h_i};$$

$$\gamma_{II}' = \frac{18 \cdot 2.6 + 18 \cdot 1}{2.6 + 1} = 18 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \gamma_3 = 18 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{2sw} = 9,22 \text{ кН/м}^3.$$

У першому наближенні:

$$A_{\phi 1} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cep} \cdot d} = \frac{1250}{500 - 20 \cdot 3,6} = 2.92 \text{ м}^2;$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{A_{\phi 1}}{\eta}} = \sqrt{\frac{2.92}{1}} = 1,71 \text{ м};$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} (0.69 \cdot 1.71 \cdot 18 + 3.65 \cdot 3,6 \cdot 18 + (3.65 - 1)3 \cdot 18 + 6.24 \cdot 15) = 494 \text{ кПа}.$$

Друге наближення:

$$A_{\phi 2} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cep} \cdot d} = \frac{1250}{494 - 20 \cdot 3,6} = 2.96 \text{ м}^2;$$

$$b_2 = \sqrt{\frac{A_{\phi 1}}{\eta}} = \sqrt{\frac{2.96}{1}} = 1,72 \text{ м}.$$

Різниця між  $b_1$  та  $b_2$  не перевищує 10 см, тому збільшуємо площу на 20 % і визначемо  $b_4$  :

$$A_{\phi 3} = A_{\phi 2} + \frac{A_{\phi 2} \cdot 20}{100} = 2.96 + \frac{2.96 \cdot 20}{100} = 3.552 \text{ м}^2$$

$$b_4 = \sqrt{\frac{A_{\phi 3}}{\eta}} = \sqrt{\frac{3.552}{1}} = 1,88 \text{ м}.$$

Приймаємо розміри фундаменту кратні 300 мм.

Приймаємо  $l = b = 2.1 \text{ м}$ .

$$A_{\phi} = 2.1 \cdot 2.1 = 4.41 \text{ м}^2$$

Уточнене значення розрахункового опору:

Фактичний тиск під подошвою фундаменту:

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{N + G_{\text{сп.}\phi}}{A} \pm \frac{M + Q \cdot d}{W} + q$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} (0.69 \cdot 2.1 \cdot 18 + 3.65 \cdot 3,6 \cdot 18 + (3.65 - 1)3 \cdot 18 + 6.24 \cdot 15) = 567 \text{ кПа.}$$

$$G_{\text{сп.}\phi} = d \cdot b \cdot b \cdot \gamma_{\text{сп}} = 3,6 \cdot 2.1 \cdot 2.1 \cdot 20 = 317.52 \text{ кН.};$$

$q = 20$  кПа – навантаження на пілогу;

$W$  – момент опору переізу подошви фундаменту відносно його поздовжньої осі,  $\text{м}^3$ ;

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2.1 \cdot 2.1^2}{6} = 1.54 \text{ м}^3.$$

Одержимо:

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{1250 + 317.52}{4.41} = 355.4 \text{ кПа.}$$

При розрахунку повинні виконуватись наступні умови:

а)  $\sigma_{\max} \leq 1,2R$ ; б)  $\sigma_{\text{сп}} \leq R$ ; в)  $\sigma_{\min} > 0$ .

$$\sigma_{\text{сп}} = 355.4 \leq R = 567 \text{ кПа};$$

Умови виконуються, тобто розміри фундаменту визначені вірно.

$G_{\text{сп.}\phi}$  - розрахункове навантаження від фундаменту і ґрунту на його обрізах, кН.;

### 3.1.4 Розрахунок осідання фундаменту.

Визначення осідання основи методом пошарового підсумування.

1) Епюра напруг від власної ваги ґрунту:

$$\sigma_z g = \sum \gamma_i \cdot h_i;$$

$$\sigma_z g_0 = 0, \gamma_{\text{р.ш.}} = 15 \text{ кН/м}^3;$$

$$\sigma_z g_1 = \gamma_{\text{р.ш.}} \cdot h_{0-1} = 0,35 \cdot 15 = 5,25 \text{ кПа};$$

$$\sigma_z g_2 = \sigma_z g_1 + \gamma_{\text{ср1}} \cdot h_{1-2} = 5,25 + 18 \cdot 2,6 + 18 \cdot 1 = 70,05 \text{ кПа};$$

$$\sigma_z g_3 = 70,05 + 18 \cdot 0,4 = 77,25 \text{ кПа};$$

$$\sigma_z g_4 = 77,25 + 9,22 \cdot 0,84 = 85 \text{ кПа};$$

$$\sigma_z g_5 = 85 + 9,22 \cdot 0,84 = 92,74 \text{ кПа};$$

$$\sigma_z g_6 = 92,74 + 9,22 \cdot 0,84 = 100,5 \text{ кПа};$$

$$\sigma_z g_7 = 100,5 + 9,22 \cdot 0,84 = 108,2 \text{ кПа};$$

$$\sigma'_z g_0 = \sigma_z g_2 = 70,05 \text{ кПа}.$$

2) Середній тиск, що діє по підшві фундаменту:

$$P = \frac{N + b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{\text{сеп}}}{b \cdot l} = \frac{1250 + 2,1 \cdot 2,1 \cdot 3,6 \cdot 20}{4,41} = 355,4 \text{ кПа}.$$

3) Додатковий тиск на рівні підшви фундаменту (рис. 3.4):

$$P_0 = \sigma_z p_0 = P - \sigma_z g_0 = 355,4 - 70,05 = 285,35 \text{ кПа}.$$

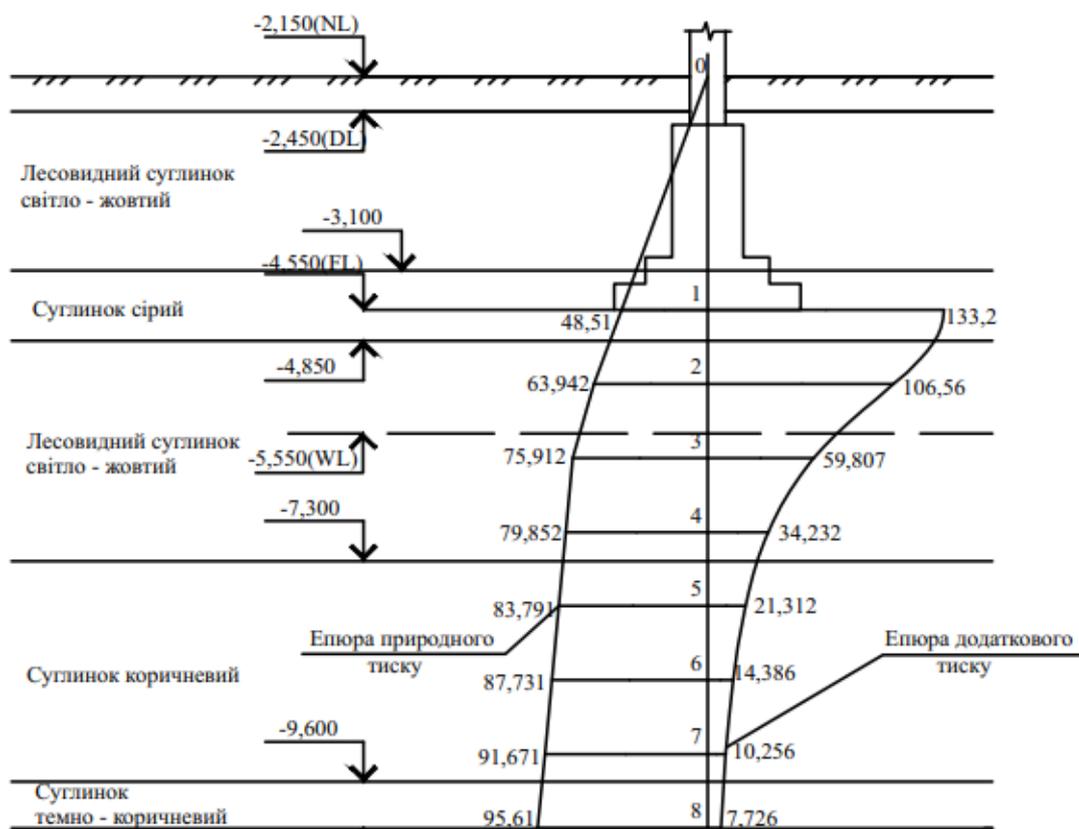


Рисунок 3.4 – Епюри природного і додаткового тисків

4) Розбиваємо товщу нижче підшви фундаменту на окремі шари товщиною:

$$h = 0,4b = 0,4 \cdot 2,1 = 0,84 \text{ м}.$$

5) Визначимо коефіцієнти розсіювання додаткових напружень по глибині в залежності від глибини  $z$  і співвідношення  $l/b$  та коефіцієнти  $\alpha$ , використовуючи інтерполяцію

$$\zeta = 2z/b$$

$$\zeta = 2z/b = 2 \cdot 0,4 / 2,1 = 0,38 \quad \alpha = 0,96;$$

$$\zeta = 2z/b = 2 \cdot 1,24 / 2,1 = 1,18 \quad \alpha = 0,606;$$

$$\zeta = 2z/b = 2 \cdot 2,08 / 2,1 = 1,98 \quad \alpha = 0,336;$$

$$\zeta = 2z/b = 2 \cdot 2,92 / 2,1 = 2,78 \quad \alpha = 0,201;$$

$$\zeta = 2z/b = 2 \cdot 3,76 / 2,1 = 3,58 \quad \alpha = 0,131;$$

$$\zeta = 2z/b = 2 \cdot 4,6 / 2,1 = 4,38 \quad \alpha = 0,091;$$

б) Величини додаткових вертикальних напружень:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot \sigma_{zp_0};$$

$$\sigma_{zp_1} = 285,35 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp_2} = 273,94 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp_3} = 172,92 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp_4} = 95,88 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp_5} = 57,36 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp_6} = 37,38 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp_7} = 25,96 \text{ кПа}.$$

7) Нижня межа товщі, що стискується. На рівні цієї межі  $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_g$ .

8) Загальне осідання основи

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_{zp_i} \cdot h_i}{E_{0i}};$$

$\beta = 0,8$  - коефіцієнт, що враховує бічне розширення ґрунту і не залежить від виду ґрунту,

$\sigma_{zp_i}$  - середнє значення додаткового тиску в  $i$ -му елементарному шарі,

$h_i$  - товщина  $i$ -го шару.

$$\sigma_{zp} = \frac{285,35 + 273,94}{2} = 279,64 \text{ кПа} \quad E_0 = 11 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{zp} = \frac{273.94 + 172.92}{2} = 223.43 \text{ кПа} \quad E_0 = 11 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{zp} = \frac{172.92 + 95.88}{2} = 134.4 \text{ кПа} \quad E_0 = 5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{zp} = \frac{95.88 + 57.36}{2} = 76.62 \text{ кПа} \quad E_0 = 5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{zp} = \frac{57.36 + 37.38}{2} = 47.37 \text{ кПа} \quad E_0 = 5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{zp} = \frac{37.38 + 25.96}{2} = 31.67 \text{ кПа} \quad E_0 = 5 \text{ МПа};$$

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_{zp_i} \cdot h_i}{E_{0i}} = \frac{0,8 \cdot 0,84}{10^3} \left( \frac{279,64 + 223,43}{11} + \frac{134,4 + 76,62 + 47,37 + 31,67}{5} \right) \approx 3,2 \text{ см.}$$

$$\bar{S} = 3,2 < \bar{S}_u = 8 \text{ см.}$$

Значення осадки не перевищує нормативної деформації.

Розрахунок основ фундаменту під колону заносимо в табл. 3.2

Таблиця 3.2 – Розрахунок основ фундаменту під колону

№ точки	h, м	z, м	$\zeta$	$\alpha$	$\sigma_g$ , кПа	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_{zp_{cp}}$ , кПа	E, кПа	S, м
1	0	0	0	1	70,05	285,35			
2	0,84	0,4	0,38	0,96	77,25	273,94			
3	0,84	1,24	1,18	0,606	85	172,92			
4	0,84	2,08	1,98	0,336	92,74	95,88			
5	0,84	2,92	2,78	0,201	100,5	57,36	279,64	11000	0,009
6	0,84	3,76	3,58	0,131	108,2	37,38	223,43	11000	0,00678
7	0,84	4,6	4,38	0,091	115,94	25,96	134,4	5000	0,00428
							76,62	5000	
							47,37	5000	
							31,67	5000	

$$\sum S_i = 3,2 \cdot 10^{-2} \text{ м} = 3,2 \text{ см.}$$

### 3.1.5 Визначення геометричних розмірів фундаменту.

Розрахункові навантаження:

$$N_1 = N_n \cdot 1,1 = 1250 \cdot 1,1 = 1375 \text{ кН};$$

Преріз колони 300 x 300 мм.

Приймаємо для даного фундаменту бетон С12/15:

$R_b = 8,5$  МПа – розрахунковий опір бетону осьовому стисненню;

$R_{bt} = 0,75$  МПа - розрахунковий опір бетону осьовому розтягненню;

$\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $\gamma_{b3} = 1$  - коефіцієнти умов роботи.

Дані для розрахунку знаходимо за нормативом „Бетонні та залізобетонні конструкції”.

Арматура класу А400:

$R_s = 365$  МПа - розрахунковий опір арматури розтягненню;

$E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа – модуль пружності арматури.

Висота фундаменту  $h=2,5$  м.

Глибина занурення колони у стакан фундаменту в залежності від значення ексцентриситету:

$d_c = 0.75$  м.

Тоді глибина стакану:

$d_p = d_c + 50 = 750 + 50 = 800$  мм.

Товщина стінок стакану приймаємо:

$t = 150$  мм.

Розміри підколонника в плані

$l_{cf} = l_c + 2t + 2a = 300 + 300 + 2 \cdot 75 = 750$  мм.

$b_{cf} = b_c + 2t + 2a = 300 + 300 + 2 \cdot 75 = 750$  мм.

Приймаємо розміри, кратні 300 мм (ГОСТ 23478-79).

$l_{cf} = 600$  мм,  $b_{cf} = 900$  мм

Визначаємо товщину стінок стакану:

$t = (l_{cf} - l_c - 2a) / 2 = (900 - 300 - 150) / 2 = 225$  мм.

Товщина дна стакану:

$h_p = h - d_p = 3,6 - 0,8 = 2,8$  м.

Приймаємо одну ступінь фундаменту,  $C1=600$  мм,

$C_1 = 600$  мм  $< 2,5 \cdot h_{01} = 625$  мм.

Висота підколонника:

$$h_f = h - \sum h_{icm} = 3600 - 600 = 3000 \text{ мм.}$$

### 3.1.6 Розрахунок на продавлювання.

Розрахунок на продавлювання виконується з умови:

$$F \leq R_{bt} \cdot h_{01} \cdot b_{m1}.$$

$F$  - проламуючи сила, кН,

$R_{bt}$  - розрахунковий опір бетону осьовому розтягу, кПа,

$h_{01}$  - робоча висота перерізу піраміди прокламування, м,

$b_{m1}$  - середній розмір найбільш завантаженої грані піраміди прокламування

у межах робочої висоти.

Розрахунок виконуємо по схемі 1, оскільки виконується умова:

$$h_{cf} - d_p = 3000 - 800 = 2200 \geq 0,5(l_{cf} - l_c) = 0,5(900 - 300) = 300 \text{ мм.}$$

Так як друга сходинка жорстка, розраховуємо тільки нижню сходинку:

$$b_{m1} = b_1 + h_{01} = 900 + 250 = 1150 \text{ мм};$$

(так як  $b - b_1 = 2100 - 900 = 1200 \geq 2h_{01} = 2 \cdot 250 = 500$  мм).

$b_{m1}$  - середній розмір найбільш навантаженої грані піраміди прокламування

у межах робочої висоти перерізу.

Площа багатокутника abcd:

$$\begin{aligned} A_0 &= 0,5 \cdot b(l - l_1 - 2 \cdot h_{01}) - 0,25(b - b_1 - 2 \cdot h_{01})^2 = \\ &= 0,5 \cdot 2,1(2,1 - 0,9 - 2 \cdot 0,25) - 0,25(2,1 - 0,9 - 2 \cdot 0,25)^2 = 0,6125 \text{ м}^2 \end{aligned}$$

Сила, що продавлює:

$$F = A_0 \cdot P_{\max},$$

$A_0$  - частина площі основи фундаменту, обмежена нижньою основою грані піраміди прокламування, що розглядається та продовження у плані відповідних ребер.

$P_{\max}$  - максимальний краєвий тиск на ґрунт від розрахункового навантаження, прикладеного на рівні верхнього обрізу фундаменту (без

урахування ваги фундаменту і ґрунту на його уступах), кПа.

$$P_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot 6}{b^2}.$$

$$F = A_0 \cdot P_{\max} = 0,6125 \left( \frac{1375}{4,41} \right) = 190,98 \text{ кН}.$$

Перевіряємо нижню сходинку:

$$F = 190,98 \leq 750 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 0,25 \cdot 1,15 = 195 \text{ кН}.$$

Умова виконується.

### 3.1.7 Визначення площі перерізу арматури плитної частини фундаменту.

1) Згинаючий момент в і-му перерізі плитної частини:

$$M_i = \frac{C_i^2 \cdot b}{6} (2\sigma_{\max} + \sigma_i);$$

$C_i$  - відстань від краю фундаменту до розрахункового перерізу, м;

$\sigma_{\max}$  - максимальний краєвий тиск на ґрунт, кПа;

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{\sum M}{W};$$

$\sigma_i$  - тиск на ґрунт у розрахунковому перерізі, кПа;

$$\sigma_i = \frac{N}{A} + \frac{K_i \sum M}{W};$$

$$K_i = 1 - \frac{2 \cdot C_i}{l}.$$

2) Коефіцієнт:

$$\alpha_0 = \frac{M_i}{R_b \cdot b_i \cdot h_{0i}^2};$$

$M_i$  - розрахунковий момент в перерізі, кНм;

$b_i$  - ширина стиснутої зони бетону у верхній частині перерізу, що розглядається, м;

$h_{0i}$  - робоча висота перерізу, м.

3) В залежності від  $\alpha_0$  знаходимо  $\nu$ .

4) Площа перерізу арматури,  $\text{м}^2$  :

$$A_{si} = \frac{M_i}{R_s \cdot \nu \cdot h_{0i}}.$$

Переріз 1-1.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{\sum M}{W} = \frac{1375}{4.41} = 311.8 \text{ кПа.}$$

Тиск на ґрунт в перерізі:

$$\sigma_{1-1} = \frac{N}{A} + \frac{K_{1-1} \sum M}{W} = \frac{1375}{4.41} = 311.8 \text{ кПа,}$$

$$M_{1-1} = \frac{C_{1-1}^2 \cdot b}{6} (2\sigma_{\max} + \sigma_{1-1}) = \frac{0,6^2 \cdot 2,1}{6} (2 \cdot 311,8 + 311,8) = 117,86 \text{ кНм,}$$

$$\alpha_0 = \frac{M_{1-1}}{R_b \cdot b_{1-1} \cdot h_{01}^2} = \frac{117,86}{8500 \cdot 0,9 (0,25)^2} = 0,24, \quad \nu = 0,977,$$

$$A_{s1-1} = \frac{M_{1-1}}{R_s \cdot \nu \cdot h_{01}} = \frac{41,52}{365000 \cdot 0,977 \cdot 0,25} = 4,65 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 10  $\varnothing 14$  мм з кроком 200мм (рис. 3.5),  $A_s = 15,39 \text{ см}^2$

Мінімальний відсоток армування  $\mu = 15,39/9000 = 0,00171 > 0,0008$ .

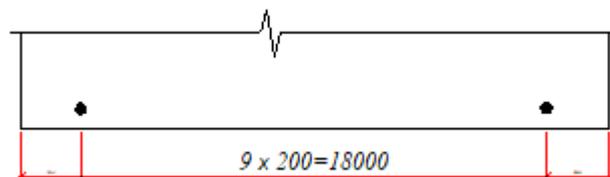


Рисунок 3.5 – Армування підшови

### 3.1.8 Розрахунок перерізу підколонника.

Площа перерізу арматури для перерізу 1-1

$$x = l_{cf} - 2e_x,$$

$$e_x = \frac{M_x}{N} + e_a,$$

$$A_b = b_{cf} \cdot x,$$

$M_x$  - згинаючий момент на рівні перерізу, що розглядається, кНм;

$N$  - поздовжня сила, кН;

$e_a$  - випадковий ексцентриситет, м;

$e_x$  - загальний ексцентриситет для перерізу, м;

$A_b$  - площа стиснутої зони, м<sup>2</sup>.

Позацентрово стиснутий переріз розглядають з урахуванням необхідних коефіцієнтів умов роботи  $\gamma_{b3}$  і  $\gamma_{b9}$ :

$$N \leq \alpha \gamma_{b3} \gamma_{b9} R_b A_b;$$

$\alpha = 1$  - для важкого бетону,

$$e_x = \frac{M + Q \cdot d}{N} + \frac{l_{cf}}{30} = \frac{0,9}{30} = 0,03 \text{ м};$$

$$x = l_{cf} - 2e_x = 0,9 - 2 \cdot 0,03 = 0,84 \text{ м};$$

$$A_b = 0,9 \cdot 0,84 = 0,756 \text{ м}^2$$

$$N = 1375 \leq 1 \cdot 0,85 \cdot 0,9 \cdot 8500 \cdot 0,756 = 4915,9 \text{ кН}.$$

Приймаємо армування підколонника конструктивно, виходячі з умови:

$$A_s = A'_s \geq 0,0002 l_{cf}^2 = 0,0002 \cdot 90^2 = 1,62 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 3  $\emptyset$  12 мм А-III,  $A_s = 3,39 \text{ см}^2$  Заглиблення колони в стакані фундаменту (рис. 3.6) приймаємо рівним більшому з розмірів:

$H_{ah} = 0,5 + 0,33 \cdot h_1 = 0,5 + 0,33 \cdot 0,3 = 0,599 \text{ м}$  чи  $H_{ah} = 1,5 \cdot b = 1,5 \cdot 0,3 = 0,45 \text{ м}$ , де  $h_1, b$  - довжина і ширина перерізу колони, м. Приймаємо  $H_{ah} = 0,6 \text{ м}$ .

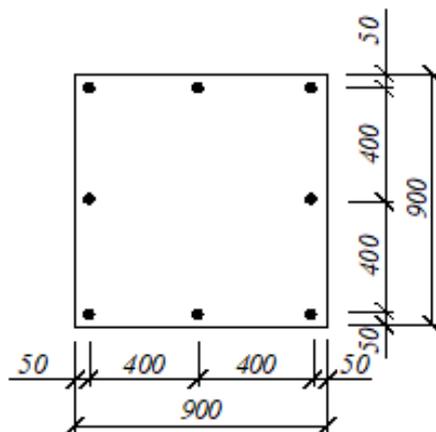


Рисунок 3.6 – Армування підколонника

## РОЗДІЛ 4

# ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	КНУ.МР.192.25.342с.23 ТО			
Керівник	Сахно				Проектування механозбірного цеху з конструктивними заходами захисту каркасу	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консул.	Валовой					МР		
Магістр.	Самоткан					ПЦБ-24М		
Зав.каф	Валовой							

## **4.1. Технологічна карта на влаштування фундаменту**

### **4.1.1 Склад робіт, що увійшли до технологічної карти**

До складу робіт, що розглядаються картою, входять наступні технологічні процеси:

- Схема бетонування вертикальних конструкцій
- Схема строповки бункера
- Схема встановлення крупно-щитової опалубки
- Схема влаштування монолітного фундаменту

### **4.1.2 Складування і запас матеріалів**

Основні матеріали, що складуються на будівельному майданчику:

- опалубні щити
- пакети арматури

Ці матеріали завозяться на будівельний майданчик відповідно до заявки, як мінімум на дві захватки.

Розвантаження і складування проводиться в районі складального майданчика, що є спланованою і ущільненою ділянкою, що знаходиться в зоні роботи крана.

Арматура повинна зберігатися згідно нормативу, опалубні щити пакетами не більш 1,5м. Між пакетами мають бути проходи не менше 1м.

### **4.1.3 Пристрій опалубки, армування фундаментів**

Установка і розбирання краном крупно-щитової дерево-металевої опалубки стін. Опалубка однієї сторони стіни встановлюються на всю висоту стіни і закріплюється підкошуваннями і гвинтовими струбцинами. Опалубка другої сторони стіни встановлюється після установки арматури стіни. При установці щитів другої сторони опалубки, встановлюються сутички, тимчасові розпірки і болтові стягування. Установка і розбирання опалубки проводиться з підмостів.

Установка опалубки перекриттів, розташованих на висоті до 5,5 м від нижче стоячого перекриття, проводиться без попереднього пристрою лісів.

Щити опалубки перекриттів укладають на стіни, після чого під них підводять інвентарні розсувні стійки, розсунені на необхідну довжину. Точна установка щитів опалубки досягається підвигвинченням домкратів під стійками. Опалубку перекриттів встановлюють з переносних драбин.

Армування стін проводиться спільно з монтажем опалубки стін. Арматура подається краном, в'яжеться в просторові каркаси.

Армування перекриттів проводиться після встановлення опалубки перекриттів. Арматура подається краном, в'яжеться в сітки, виставляється на бетонних прокладках, закріплюється і вивіряється.

Демонтаж опалубки починають після досягнення бетоном необхідної міцності. Оскільки швидкість тверднення бетону в основному залежить від температури зовнішнього повітря, той час, через який проводиться демонтаж опалубки, встановлюється: для плит прольотом до 3 м, 70% міцності від нормативної при температурі бетону 20°C досягається при 7 добах з дня бетонування.

При видаленні по-етажних стійок, що підтримують опалубку забетонованих перекриттів багатопверхових будівель, керуються наступними правилами:

- видаляти стійки опалубки перекриття, що знаходиться безпосередньо під бетонованим перекриттям, не допускається;
- стійку опалубки наступного перекриття, що пролягає нижче, можна видаляти лише частково, при цьому під всіма балками прольотом 4 м і більш залишають стійки безпеки, розташовані одна від одної на відстані не більше 5 м;
- стійки опалубки решти перекриттів, що пролягають нижче, можна видаляти повністю, якщо міцність цих перекриттів досягла проектної.

#### **4.1.4 Бетонування фундаментів**

Для доставки бетонної суміші, використовуються автобетонозмішувачі СБ-92, місткістю барабана 5 м<sup>3</sup>. Бетонна суміш подається до місця бетонування за

допомогою баштового крана в баддях ємкістю 1,5 м<sup>3</sup>.

Стіни в розбірно-переставній опалубці бетонують без перерви, ділянками заввишки не більше 2 м. Ущільнюють бетонну суміш глибинними вібраторами.

При бетонуванні стін зверху, нижню частину опалубки спочатку заповнюють на висоту 10-20 см цементним розчином складу 1:2–1:3 щоб уникнути в цій частині стіни пористого бетону з скупченням крупного заповнювача.

#### 4.1.5 Контроль якості готових виробів

Допустимі відхилення в розмірах при встановленні монолітних з/б стін і перекриттів: відхилення від проектних параметрів по довжині і ширині щита + 5мм; зсув осей опалубки від проектного положення стін +5мм; відхилення у відстанях між окремими стрижнями: робочими +20мм, розподільними +20мм; відхилення у відстанях між ребрами арматури при армуванні в декілька рядів по висоті +20мм; відхилення в певних місцях в товщині захисного шару +10мм; відхилення від заданої рухливості бетонної суміші +10мм. Відхилення в розмірах стержнів арматури наведені у табл.4.1

Відхилення в розмірах стержнів арматури

Таблиця 4.1

	При діаметрі до 16 мм	При діаметрі від 18 до 40 мм	При діаметрі зверху 40 мм
По довжині виробу мм	±10	±10	±50
По ширині виробу мм	±5	±10	±20

#### 4.1.6 Техніка безпеки при виконанні бетонних робіт

При подачі, укладанні і догляді за бетоном, заготівці і установки арматури, а також установці і розбиранню опалубки необхідно передбачати заходи щодо попередження дії на працівників наступних небезпечних і шкідливих виробничих чинників, пов'язаних з характером роботи:

- розташування робочих місць поблизу перепаду по висоті 1.3м і більш;
- конструкції, що пересуваються, і вантажі;

- обвалення незакріплених конструкцій і вантажів;
- падіння вищерозміщених матеріалів і інструменту;
- перекидання машин, падіння їх частин;
- підвищена напруга в електричному ланцюзі, замикання якого може пройти через тіло людини.

За наявності небезпечних виробничих чинників безпека монтажних робіт має бути забезпечена на підставі виконання наступних рішень, що містяться в організаційно-технічній документації, по охороні праці:

- визначення марки крана, місця установки і небезпечних зон при його роботі;
- визначення засобів механізації для транспортування, подачі і укладання бетонної суміші;
- визначення несучої здатності і розробки проекту опалубки, а також послідовності її установки і порядку розбирання;
- забезпечення безпеки робочих місць на висоті;
- розробка заходів і засобів по догляду за бетоном в холодну і теплу пору року.

На захватці, де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб.

При зведенні будівлі забороняється виконувати роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній захватці, над якою проводиться переміщення, монтаж, установка і тимчасове закріплення елементів конструкцій.

Монтаж конструкцій кожного вище розміщеного поверху багатоповерхової будівлі слід проводити після закріплення всіх встановлених монтажних елементів за проектом і досягнення бетоном несучих конструкцій міцності, вказаної в ППР.

Монтаж сходових маршів і майданчиків будівлі повинен здійснюватися одночасно з монтажем конструкцій будівлі. На змонтованих сходових маршах слід негайно встановлювати огорожі.

Розміщення на опалубці устаткування і матеріалів не передбачених ППР, а

також знаходження людей, що безпосередньо не беруть участь у виробництві робіт на встановлених конструкціях опалубки, не допускається.

#### 4.1.7 Вибір монтажного крана за технологічними параметрами

Вибираємо кран для найбільш важкого елемента: 4,1т.

Вантажопідйомність крана:

$$Q = m_{\text{э}} + m_{\text{см}} + m_{\text{ос}}; \quad Q = 4,1 + 0,5 + 0,5 = 5,1\text{т}, \quad (4.1)$$

$m_{\text{э}}$  - маса найважчого елемента

$m_{\text{см}} = 0,5\text{т}$ , маса стропування  $m_{\text{ос}} = 0,5\text{т}$ , маса оснащення

Висота підйому гака.

$$H_{\text{кр}} = h_0 + h_{\text{з}} + h_{\text{эл}} + h_{\text{с}}; \quad H_{\text{кр}} = 42,00 + 1,5 + 0,3 + 2,0 = 45,80\text{м}, \quad (4.2)$$

$h_0$  - відстань від рівня стоянки крана до елемента на верхньому монтажному

горизонті;

$h_{\text{з}}$  - висота запасу 1,5м - 2,0м;

$h_{\text{эл}}$  - висота елемента, що монтується;

$h_{\text{с}}$  - висота стропування 0,3-4м

Виліт стріли

$$L_{\text{к}} = \frac{a}{2} + b + c = \frac{7}{2} + 2,5 + 8,95 = 14,95\text{м}, \quad (4.3)$$

$a$  – ширина колії, м;

$b$  – відстань від осі підкранової рейки до найближчого виступаючого елемента будинку;

$c$  – відстань від центра ваги елемента до виступаючої сторони будинку з боку будинку, м.

За отриманим даними підбираємо автомобільний кран КБ-100.3 з наступними характеристиками:

$$Q = 8\text{т}$$

$$H = 48\text{м}$$

База крана – 4,5м.

$L_{стр} = 25\text{м}$

Знайдемо довжину підкранової колії:

$$L_{пт} \geq L_{кр} + H_{кр} + 2(l_{торм} + l_{тун}) = 40,5 + 4,5 + 2(1,5 + 0,5) = 49\text{ м}, \quad (4.4)$$

Лпп- повинна бути кратною 12,5, отже приймаємо 50м.

#### 4.1.8 Потреба в машинах, устаткуванні, інструментах і пристосуваннях

Потреба в машинах, устаткуванні, інструментах і пристосуваннях

Таблиця 4.2

Машины, устаткування, інструменти, пристосування.	Тип	Марка	Кіл-ть	Технічна характеристика
Кран для монтажу елементів	Баштовий	КБ-100.3	2	Вантажопідйомність 8 т
Стропи	Чотирьогілкові	4СК-10/6000	1	Вантажопідйомність 6т
Вібратор	Поверхневий	ІВ-92	3	0.8 кВт
Теодоліт		Т-15	1	

Продовження таблиці 4.2

Нівелір		Н-10	1	
Рулетка сталева		ГОСТ 7502-69	3	Довга 20м
Метр складаний		ГОСТ 7253-54	3	
Лопата розчин	ЛР	ГОСТ 3620-63	6	
Щітка сталева			6	
Ломик сталевий		ЛМ-20	3	
Сходи вертикальні	ЛП		4	
Тимчасова огорожа		шифр 29800-02-01	40	

#### 4.1.9 Визначення обсягів робіт зі зведення фундаментів

Розрахунок.

1. Бетонні роботи:

1.1. Обсяг стін 1-го поверху (300м):

$V_1 = 292 \times 0,3 \times 3 = 263,1 \text{ м}^3$  залізобетону на стіни першого поверху

1.2. Обсяг стін 12 поверхів:

$$V_{12} = 263,1 \times 12 = 3157 \text{ м}^3 \text{ залізобетону на 12 поверхів}$$

1.4. Загальний обсяг залізобетону на стіни всієї будівлі:

$$V_{\text{заг}} = 3157 + 175 = 3332 \text{ м}^3 \text{ залізобетону}$$

1.5. Обсяг монолітного залізобетонного перекриття 1-го поверху

$$V_{1\text{п}} = (66,8 \times 17,85 \times 0,22) \times 0,75 = 196,7 \text{ м}^3$$

1.6. Обсяг монолітного залізобетонного перекриття 12 поверхів

$$V_{1\text{п}} = 196,7 \times 12 = 2360,9 \text{ м}^3 \text{ на 12 поверхів}$$

1.7. Загальний обсяг монолітного залізобетонного перекриття і покриття:

$$V_{\text{заг.п}} = 2360,9 + 235 = 2596 \text{ м}^3$$

2. Опалубні роботи:

2.1. Площа щитів опалубки для стін 1-го поверху (300мм):

$$S_{1\text{к}} = (2 \times 300 \times 3,1) + (28 \times 0,3 \times 3,1) = 1886 \text{ м}^2$$

2.2. Площа щитів опалубки для 12 поверхів:

$$S_{12} = 1886 \times 12 = 22632 \text{ м}^2$$

2.4. Загальна площа опалубки для стін будівлі:

$$S_{\text{заг.оп}} = 22632 + 1278 = 23910 \text{ м}^2$$

2.5. Площа щитів опалубки для монолітного перекриття 1-го поверху

$$S_{1\text{п}} = 895 - (292 \times 0,3) = 807,3 \text{ м}^2$$

2.6. Площа щитів опалубки для монолітного перекриття 12 поверхів

$$S_{1\text{п}} = 807,3 \times 12 = 9688 \text{ м}^2$$

2.7. Загальна площа опалубки для монолітного перекриття і покриття:

$$S_{\text{заг.оп1}} = 9688 + 807,3 = 10495,3 \text{ м}^2$$

2.9. Сумарна площа опалубка для плит перекриття монолітного каркасу

складає:

$$\Sigma_{\text{п}} = 2488,64 + 7490,88 = 9979,52 \text{ м}^2$$

2.10. Кількість стійок з розрахунку 1 стійка на 4 м<sup>2</sup> покриття складає:

$$807,3 / 4 = 201 \text{ шт.}$$

Приймаємо довжину стійок до 3 м. З розрахунку на 100 м стійок:

$$201 \times 3 / 100 = 6$$

### 3. Арматурні роботи:

3.1. Вага арматурних каркасів для стін першого поверху складає:

$$m_{1к} = (292 \times 0,222 \times 20) \times 3 = 3889,5 \text{ кг}$$

3.2. Загальна вага арматурних каркасів для стін 12 поверхів складає:

$$m_{\text{заг.1к}} = 3889,5 \times 12 = 46,7 \text{ т}$$

3.3. Вага арматурних каркасів для всіх стін будівлі складає:

$$m_{2-4к} = 46,7 \times 2,5 = 49,2 \text{ т}$$

3.4. Вага сіток для монолітного перекриття першого поверху складає:

$$m_{1п} = 895 \times 20 \times 0,222 = 3,98 \text{ т}$$

3.5. Вага сіток для монолітного перекриття 12 поверхів складає:

$$m_{12п} = 3,98 \times 12 = 47,76 \text{ т на один поверх}$$

3.6. Загальна вага сіток для монолітного перекриття і покриття:

$$m_{\text{заг.п}} = 47,76 + 3,98 = 51,74 \text{ т}$$

### 4. Догляд за бетоном:

4.1. Площа поверхонь, що вкривається рогожею:

$$S_{\text{рог.}} = 895 \times 13 = 11635 \text{ м}^2$$

4.2. Площа поверхонь, що поливають водою:

$$S_{\text{пол.}} = 11635 \times 12 = 139620 \text{ м}^2$$

12 – кількість поливів, разів.

5. За отриманими розрахунками складають відомість обсягів робіт, яка наведена у табл. 4.3

### Відомість обсягів робіт

Таблиця 4.3

№ п/п	Назва процесів (операцій)	Одиниця виміру	1-й поверх	Інші поверхи	Загальний обсяг робіт
1	2	3	4	5	6
1	Монтаж (демонтаж) опалубки колон	м <sup>2</sup>	1866	22044	23910
2	Монтаж (демонтаж) опалубки безбалкового перекриття	м <sup>2</sup>	807,3	9688	10495,3

3	Монтаж (демонтаж) металевих стійок довжиною до 4 м	100 м стійок	6	–	6
4	Встановлення краном арматурних сіток в горизонтальному положенні масою до 0,3 т	т	3,98	47,76	51,74
5	Встановлення краном арматурних каркасів в вертикальному положенні масою до 0,3 т	т	3,89	45,31	49,2
6	Бетонування монолітних стін	м <sup>3</sup>	263,1	3068,9	3332
7	Бетонування монолітного перекриття	м <sup>3</sup>	196,7	2399,3	2596
8	Укривання поверхонь рогожею	м <sup>2</sup>	895	10740	11635
9	Поливання поверхні водою	м <sup>2</sup>	895	138725	139620

Собівартість бетонних робіт:

$$C_o = 1,08 \cdot \sum C_{\text{маш.-год}} \cdot T + 1,5 \cdot \sum Z_n = 1,08 \cdot (2 \cdot 46,47 \cdot 138 \cdot 8) + 1,5 \cdot 788407,2 = 1293425 \text{ грн.}, \quad (4.5)$$

$$C_{\text{маш.-год}} = 45,75 - 6,86 + 31,60 \cdot 0,24 = 46,47 \text{ грн.}$$

Приведена собівартість:

$$C_{\text{пр.}} = \frac{C_o}{V} = \frac{788407,2}{17788} = 44,3 \text{ грн./ м}^3, \quad (4.6)$$

Приведена трудомісткість:

$$q_{\text{пр.}} = \frac{T_p}{V} = \frac{21983,1}{17788} = 1,23 \text{ люд.-год./ м}^3, \quad (4.7)$$

Калькуляція трудових витрат і заробітної платні при бетонуванні безбалкового перекриття наведена у табл. 4.4

Калькуляція трудових витрат і заробітної платні при бетонуванні безбалкового перекриття

Таблиця 4.4

Найменування процесу	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудомісткість, люд.-год.		Заробітна платня, грн.		Склад ланки	
		Один. виміру	Кількість	На одиницю	Всього	На одиницю	Всього	Професія, розряд	Кількість
2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<b>На будівлю</b>									
<b>Опалубні роботи</b>									
Улаштування опалубки стін 300 мм	Е4-1-34, т. 3, п. 2а	м <sup>2</sup>	23910	0,25	5977,5	9,99	238860,9	тесляр 4 р. 2 р.	10 10

Улаштування опалубки безбалкового перекриття з готових щитів	Е4-1-34, т. 5, п. 3а	м <sup>2</sup>	10495,3	0,22	2308,9	9,99	104848	тесляр 4 р. 2 р.	10 10
Встановлення металевого риштування висотою до 3 м	Е4-1-33, п. 3	100 м ришт.	6	7,8	46,8	10,38	62,28	тесляр 4 р. 3 р.	1 2
Розбирання опалубки стін	Е4-1-34, т. 3, п. 2б	м <sup>2</sup>	23910	0,15	3586,5	9,54	228101,4	тесляр 3 р. 2 р.	10 10
Розбирання опалубки безбалкового перекриття	Е4-1-34, т. 5, п. 3б	м <sup>2</sup>	10495,3	0,09	944,6	9,37	98340,9	тесляр 3 р. 2 р.	2 4
Розбирання риштування, що підтримує опалубку	Е4-1-34, т. 7, прим.	100 м ришт.	6	1,9	11,4	9,54	57,24	тесляр 3 р. 2 р.	1 1
<b>Арматурні роботи</b>									
Встановлення і в'язання арматури стін	Е4-1-46, п. 4г	т	49,2	31,5	1549,8	10,64	523,5	арматурник 5 р. 2 р.	6 6
Встановлення сіток масою до 0,3 т краном в опалубку	Е4-1-44, т. 1, п. 1а	шт.	320	0,42	134,4	9,54	3052,8	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
<b>Бетонні роботи</b>									
Приймання бетонної суміші із кузова самоскида у бункер з очисткою кузова	Е4-1-54, п. 19	100 м <sup>3</sup>	59,3	8,2	486,3	9,1	539,6	бетонувальник 2 р.	4

Продовження таблиці 4.4

Робота такелажників при подачі бетонної суміші до місця укладання	Е1-6, т. 2, п. 25	м <sup>3</sup>	5930	0,29	1719,7	9,1	53963	такелажник 2 р.	16
Укладання бетонної суміші в стіни	Е4-1-49, т. 2, п. 5	м <sup>3</sup>	3332	1,1	3665,2	9,9	32986,8	бетонувальник 4 р. 2 р.	10 12
Укладання бетонної суміші у плиту безбалкового перекриття	Е4-1-49, т. 2, п. 15	м <sup>3</sup>	2596	0,57	1479,72	9,82	25492,7	бетонувальник 4 р. 2 р.	4 6
Покриття бетонної поверхні рогожею	Е4-1-54, п. 10	100м <sup>2</sup>	116,35	0,21	24,43	9,1	1058,8	бетонувальник 2 р.	20
Поливання бетонної поверхні водою за один раз	Е4-1-54, п. 9	100м <sup>2</sup>	116,35	0,14	16,2	9,1	1058,8	бетонувальник 2 р.	15
<b>Загалом на будівлю</b>					<b>21983,1</b>		<b>788407,2</b>		

## 4.2 Розробка календарного плану будівництва

Проект організації будівництва (ПОБ) входить до складу технічного чи технорабочого проекту; він розробляється з метою забезпечення своєчасного

запровадження в дію виробничих потужностей і об'єктів житло-цивільного призначення. Проект організації будівництва є основою для розподілу капітальних вкладень і обсягів будівельно-монтажних робіт з років і періодів будівництва, обґрунтування кошторисної вартості будівництва, проведення організаційно-технічної підготовки будівництва, що включає забезпечення його кадрами, матеріально-технічними ресурсами й устаткуванням, а також рішення питань чи розвитку організації матеріально-технічної бази будівництва.

Проект виконання робіт ПВР розробляється по робочих кресленнях і служить для визначення найбільш ефективних методів виконання будівельно-монтажних робіт, що сприяють зниженню їхньої собівартості і трудомісткості, скороченню тривалості будівництва об'єктів, підвищенню ступеня використання будівельних машин і устаткування, поліпшенню якості будівельно-монтажних робіт. Здійснення будівництва без проектів провадження робіт забороняється.

Проект виконання робіт розробляється генеральною підрядною будівельною чи організацією по її замовленню оргтехстроем чи проектним інститутом.

На окремі види загальбудівельних, монтажних і спеціальних будівельних робіт ПВР розробляється організацією, що виконує ці роботи.

Розробка проектів провадження робіт виробляється за рахунок накладних витрат у будівництві і з урахуванням плану організаційно-технічних заходів будівельно-монтажної організації, що діє системи оперативного планування, керування й обліку будівельного виробництва [23].

Як вихідний матеріал для розробки ПВР служать робочі креслення, зведений кошторис, проект організації будівництва, зведення про терміни і порядок постачання конструкцій і устаткування.

До складу проекту виконання робіт на зведення об'єкта включаються:

А) комплексний сітковий чи графік календарний план провадження робіт, що встановлює послідовність і терміни виконання будівельно-монтажних робіт з урахуванням природно-кліматичних умов району, інтенсифікації виробництва і максимально можливого сполучення різних будівельних, монтажних і

спеціальних робіт, а також збільшення змінності на тих роботах, від яких залежить термін введення об'єкта в експлуатацію. До календарного плану додаються графіки надходження на об'єкт будівельних конструкцій, деталей, напівфабрикатів, матеріалів з додатком комплектувальних відомостей і графіки потреби в будівельних машинах і робочих кадрах по об'єкті;

Б) Будівельний генеральний план об'єкта;

В) Технологічні карти;

Г) Документація по контролі й оцінці якості будівельно-монтажних робіт;

Д) Заходу щодо охорони праці;

Е) Вибір методу виконання робіт і ін.

Підрахунок об'ємів робіт для складання календарного графіку зведений до табл.4.5

## Відомість обсягів робіт

Таблиця 4.5

N п/п	Найменування робіт та комплекс робіт	Об'єм робіт	
		од. вим.	кільк.
1	2	3	4
1	Зрізання рослинного шару товщ. 15 см	100м <sup>3</sup>	3,62
2	Влаштування котловану	1000 м <sup>3</sup>	2,44
3	Розробка ґрунту вручну (підчистка)	100 м <sup>3</sup>	2,44
4	Забивка палів	м <sup>3</sup>	620
5	Влаштування монолітного ростверку	100м <sup>3</sup>	1,90
6	Ущільнення ґрунту під полом підвалу	1000м <sup>3</sup>	1,68
7	Влаштування плити підвалу	100м <sup>3</sup>	2,25
8	Влаштування монолітних стін підвалу	100м <sup>3</sup>	3,8
9	Гідроізоляція фундаменту -вертикальна -горизонтальна	100 м <sup>2</sup>	3 10,2
10	Зворотня засипка пазух котловану	1000 м <sup>3</sup>	0,233
11	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці	1000м <sup>3</sup>	0,233
12	Монтаж косоурів	т	7,02
13	Монтаж сходинок маршу	шт	52
14	Монтаж сходинок огороження	м	148
15	Влаштування внутрішніх монолітних стін	100м <sup>3</sup>	33,3
16	Влаштування внутрішніх стін з „Ytong”	100м <sup>3</sup>	27,6
17	Влаштування зовнішніх стін з „Ytong”	100м <sup>3</sup>	33
18	Влаштування монолітних плит перекриття і покриття	100м <sup>3</sup>	25,96
19	Влаштування перемичок над віконними прорізами	шт	1440
20	Влаштування перемичок над двірними прорізами	шт	790
21	Влаштування пароізоляції в один шар	100м <sup>2</sup>	10,2
22	Утеплення покриття мінераловатними плитами	100м <sup>2</sup>	10,2
23	Влаштування цементно-пісочної стяжки	100м <sup>2</sup>	10,2
24	Наклеювання тришарового рулонного килиму	100м <sup>2</sup>	10,2
25	Влаштування: - дверних блоків - віконних блоків	100м <sup>2</sup>	14,94 19,44
26	Покриття полу лінолеумом	100м <sup>2</sup>	120

Продовження таблиці 4.5

27	Утеплення фасадів мінераловатними плитами	100м <sup>2</sup>	82,6
28	Штукатурні роботи	100м <sup>2</sup>	253
29	Електротехнічні роботи	3%	1920
30	Сантехнічні роботи	3%	1920
31	Підготовка до здачі	3 дні	

#### 4.2.1 Розрахунок потреби в будівельних матеріалах

Для організації безперервного будівельного процесу на території будмайданчику виділені місця для складування. Потреба в будівельних матеріалах на будівництво об'єкта зведена в табл. 4.6

#### Підрахунок потреби в будівельних матеріалах

Таблиця 4.6

Найменування робіт	Матеріал	Витрата матеріалу		РЕСН
		На од. вим.	На обсяг робіт	
1	2	3	4	5
Розробка котловану	Щебень, м <sup>3</sup>	0,03	73,2	Е1-12-14
Занурення паль	Палі залізобетонні м <sup>3</sup>	1,02	632,4	Е5-3-6
	Цвяхи будівельні, т	0,00008	0,0006	
	Фарби масляні, т	0,00002	0,0002	
	Електроди діаметром 6мм	0,0007	0,005	
Устрій монолітних ростверків	-Бетон, м <sup>3</sup>	102	190	Е6-1-22
	-Арматура	6,6	7,27	
	-Щити з дощок товщиною 40 мм, м <sup>2</sup>	55	61,24	
	-Вапно будівельне негашене комкове, т	0,025	0,027	
	-Цвяхи будівельні, т	0,0034	0,021	
	-Рогожа, м <sup>2</sup>	88,2	136,9	
	-Пиломатеріали хвойних порід, м <sup>2</sup>	0,62	0,69	
	-Вода, м <sup>3</sup>	102	225	Е6-1-16
	-Бетон, м <sup>3</sup>	102	225	Е6-1-16
		Продовження таблиці 4.6		
	-Арматури	8,1	15,67	

Устрій плити підвалу	-Щити з дощок товщиною 40 мм, м <sup>2</sup> -Вапно будівельне негашене комкове, т -Цвяхи будівельні, т -Рогожа, м <sup>2</sup> -Пиломатеріали хвойних порід, м <sup>3</sup> -Вода, м <sup>3</sup>	3,6 0,01 0,002 30 0,04 0,73	6,96 0,019 0,004 58,01 0,077 1,412	
Устрій монолітних стін фундаментів	Бетон (клас по проекті), м <sup>3</sup> Арматури, т Щити з дощок товщиною 25 мм, м <sup>2</sup> Електроди, т Вода, м <sup>3</sup>	102 8,2 75 0,08 0,134	380 18,12 165,7 0,177 0,29	E6-13-5
Гідроізоляція фундаменту: – вертикальна; – горизонтальна	Мастика бітумна покрівельна, т. Дрантя, кг Р-н готовий клад. (марка по проекту) Матеріали гідроізоляційні, м <sup>2</sup>	0,24 0,016 2,5 220	0,012 0,009 0,13 11,66	E8-4-7 E8-4-3
Монтаж сходинок маршів	Конструкції металеві, шт Щабля з/б, м Р-н готовий клад.цем.,марка50,м <sup>3</sup>	100 100 0,25	104 230 0,575	E7-21-5
Установка сходового огороження	Цемент, т Поручні, м	0,15 102	0,003 2,01	E7-24-7
Устрій монолітних плит перекриття й покриття	Бетон (клас по проекті), м <sup>3</sup> Арматури, т Щити з дощок товщиною 25 мм, м <sup>2</sup>	102 6,63 52,6	2596 897,4 7120	E6-22-3
Устрій перегородок з ніздрюватих блоків	Блоки ніздрюваті, м <sup>3</sup> Р-н готовий клад. (марка по проект) Вода, м <sup>3</sup>	0,92 0,11 0,26	1020 552,5 1306	E6-16-5
Влаштування перемичок над дверними прорізами	Конструкції з ніздрюватого бетону, шт	100	790	E6-18-9

Продовження таблиці 4.6

Кладка зовнішніх стін із блоків ніздрюватого бетону	Блоки, м <sup>3</sup>	0,92	5040	E6-16-5
	Р-Р готовий скарб. (марка по проект)	0,11	158,8	
	Вода, м <sup>3</sup>	0,26	375,4	
Устрій перемичок над віконними прорізами	Конструкції ніздрюватого бетону, шт	100	1440	E6-18-9
Влаштування пароізоляції обклеювальної в один шар	Матеріал рулонний, м <sup>2</sup>	116	1020	E12-20-1
	Бітуми нафтові, т	0,289	2,79	
	Дрантя, кг	0,5	4,83	
	Бензин розчинник, т	0,095	0,91	
Утеплення покриття мінераловатними плитами	Плити або мати, м <sup>2</sup>	103	1020	E12-18-3
Влаштування цементно-піщаної стяжки товщиною 50 мм	Розчин готовий кладочний важкий цементний, м <sup>3</sup>	2,04	1972	E12-22-1
	Вода, м <sup>3</sup>	3,5	33,84	
Наклеювання тришарового рулонного килиму	Мастика, т	1,2	11,6	E12-21-1
	Матеріали рулон. покрівельні для верхніх шарів (марка по проект), м <sup>2</sup>	126	1020	
	Матеріали рулон. покрівельні для верхніх шарів (марка по проект), м <sup>2</sup>	250	2050	

Влаштування – дверних блоків – віконних блоків	Коробки дверні, м <sup>2</sup>	100	1494	E10-26-1
	Полотна для блоків дверних, м <sup>2</sup>	85	358,1	
	Лиштви, м	108	455	E10-18-1
	Блоки віконні, м <sup>2</sup>	100	1944	
	Склопакети двошарові з неполірован. скла товщ. 4 мм, м <sup>2</sup>	94	842,6	
Штукатурка	Р-н готовий оздоблювальний важкий вапняний 1:2,5, м <sup>3</sup>	1,58	542,3	E15-51-1
	Сітка тканина із квадратними осередками №05 без покриття, м <sup>2</sup>	5,28	1812	
	Р-н готовий оздоблювальний важкий вапняний 1:2,5, м <sup>3</sup>	1,71	116,0	
	Сітка тканина із квадратними осередками №05 без покриття, м <sup>2</sup>	5,28	358,4	
Шпаклівка	Шпаклівка масляно-клейова, т	0,029	2,09	E15-52-3
	Дрантя, кг	0,15	10,84	
	Шпаклівка масляно-клейова, т	0,032	1,54	
	Дрантя, кг	0,15	7,22	
Покриття підлоги лінолеумом	Лінолеум, м <sup>2</sup>	102	12000	E11-36-1
	Клей «Бустилат», т	0,05	1,16	
Утеплення фасадів нанести плитами	Вироби теплоізоляційні, м <sup>3</sup>	0,97	403,0	E12-18-3
	Болти анкерні оцинковані, кг	2	831,0	
Фарбування фасадів декоративними фарбами	Фарби водоемульс., т	0,038	15,79	E15-155-1

Зведена відомість потреб в основних матеріалах наведена у табл. 4.7

Зведена відомість потреб в основних матеріалах

Таблиця 4.7

Найменування матеріалу.	Один. виміру	Кількість
1	2	3
Бетон	м <sup>3</sup>	15463,66
Щебень	м <sup>3</sup>	73,2
Палі залізобетонні	м <sup>3</sup>	632,4
Арматури	т	936,57
Щити з дощок	м <sup>2</sup>	7372,57
Дрантя	кг	28,181
Вода	м <sup>3</sup>	1961,851
Клей «Бустилат»	т	1,16
Пиломатеріали	м <sup>3</sup>	0,768
Цвяхи	т	0,857
Матеріал гідроізоляційний рулонний	м <sup>2</sup>	4767,26
Конструкції металеві	шт	104
Щаблі залізобетонні	м	230
Цемент	т	0,003
Газосилікатні блоки	м <sup>3</sup>	6391,2
Поручні	м	2,01
Мати нанести фасадні	м <sup>3</sup>	403,07
Утеплювач покрівельний	м <sup>2</sup>	995,86
Віконні й дверні блоки	м <sup>2</sup>	1317,4
Лиштва	м	455,05
Плитки керамічні	м <sup>2</sup>	1268,4
Фарба водоемульсійна	т	18,53
Лінолеум	м <sup>2</sup>	12000
Рогожа	м <sup>2</sup>	11635
Розчин кладочний	м <sup>3</sup>	2721,18
Розчин оздоблювальний	м <sup>3</sup>	1447,03
Шпаклівка	т	3,63
Пісок	м <sup>3</sup>	5,29
Сітка тканина	м <sup>2</sup>	217,57
Електроди	т	0,177
Бітум і мастика	т	14,402

Картка-визначник календарного плану

Таблиця 4.8

N п/п	Найменування робіт та комплекс робіт	Об'єм робіт		Код роботи	Норма на од. вим		Трудомісткість на весь об'єм				Основні механізми		Виконавець		Число змін	Тривалість
		од. вим.	кільк.		люд-год	маш-год	люд-год		маш-год		найменування	кільк.	Бригада			
							норм	прийн	норм	прийн			проф.	кільк.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Зрізання рослинного шару товщ. 15 см	1000 м3	<b>0,362</b>	E1-24-2		<u>19,55</u>			<b>7,077</b>	<b>8</b>	Д-229А	1	Машиніст бр-1	1	1	1
2	Розробка ґрунту екскаватором з емк. ковш. 0.5 м3	1000 м3	<b>2,44</b>	E1-12-14	<u>19,55</u>	<u>42,5</u>	<b>47,702</b>		<b>103,7</b>	<b>96</b>	Е-652	2	Машиніст 5р-2	2	2	3
3	Розробка ґрунту вручну (підчистка)	100 м3	<b>2,44</b>	1-164-2	<u>261,8</u>		<b>638,792</b>	<b>624</b>					Землекоп 3р-6, 2р-7	13	2	3
4	Влаштування пальових фундаментів	м3	<b>620</b>	E5-3-6	<u>5,14</u>	<u>2,45</u>	<b>3186,8</b>	<b>3072</b>	<b>1519</b>		Дизель-молот	1	Бетонщик 4р-4, 3р-6, 2р-6	16	2	12
5	Влаштування монолітного ростверку	100 м3	<b>1,9</b>	E6-1-22	<u>522</u>	<u>71,89</u>	<b>991,8</b>	<b>960</b>	<b>136,59</b>				Бетонщик 4р-4, 3р-5, 2р-6	15	2	4
6	Ущільнення ґрунту під полом підвалу	1000 м3	<b>1,68</b>	E1-132-4		<u>16,76</u>			<b>28,157</b>	<b>24</b>	ДУ-50	1	Машиніст бр-3	3	1	1
7	Влаштування плити підвалу	100 м3	<b>2,25</b>	E6-1-16	<u>259,55</u>	<u>53,06</u>	<b>583,987</b>	<b>512</b>	<b>119,385</b>		КБ-100.3	1	Бетонщик 4р-8, 3р-12, 2р-12	16	2	2
8	Влаштування монолітних стін підвалу	100 м3	<b>3,8</b>	E6-13-5	<u>656,85</u>	<u>56,36</u>	<b>2496,03</b>	<b>2400</b>	<b>214,168</b>		КБ-100.3	1	Бетонщик 4р-4, 3р-5, 2р-6	15	2	10
9	Вертикальна гідроізоляція фундаменту	100 м2	<b>3,0</b>	E8-4-7	<u>33,5</u>	<u>1,11</u>	<b>100,5</b>	<b>96</b>	<b>3,33</b>				Ізолю-ник 4р-3, 3р-3	6	2	1
10	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту	100 м2	<b>10,2</b>	E8-4-3	<u>31,76</u>	<u>3,24</u>	<b>323,952</b>	<b>320</b>	<b>33,048</b>				Ізолю-ник 4р-5, 3р-5	10	2	2
11	Зворотня засипка пазух котловану	1000 м3	<b>0,233</b>	E1-27-2		<u>13,7</u>			<b>3,192</b>	<b>4</b>	Д-229А	1	Машиніст бр-1	1	1	0,5

Продовження таблиці 4.8

12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці	1000 м3	<b>0,233</b>	E1-132-4		<u>16,76</u>			<b>3,905</b>	<b>4</b>	ДУ-50	1	Машиніст 6р-1	1	1	0,5
13	Монтаж косоурів	т	<b>7,02</b>	Кальк.	<u>8,6</u>		<b>60,372</b>	<b>64</b>			БК-100.3	1	Монтажник 4р-1, 3р-1	2	2	2
14	Монтаж сходинок маршу	шт	<b>52</b>	Кальк.	<u>10,8</u>		<b>561,6</b>	<b>480</b>			БК-100.3	1	Монтажник 4р-2, 3р-3	5	2	6
15	Монтаж сходинок огороження	м	<b>147,7</b>	Кальк	<u>4,4</u>		<b>649,79</b>	<b>640</b>			БК-100.3	1	Монтажник 3р-2, 2р-3	5	2	8
16	Влаштування внутрішніх монолітних стін	100 м3	<b>33,3</b>	E6-17-5	<b>1038,2</b>	<u>66,26</u>	<b>34572,1</b>	<b>34304</b>	<b>2206,5</b>		БК-100.3	2	Бетонщик 4р-8, 3р-12, 2р-12	32	2	67
17	Влаштування стін з „Ytong”	100 м3	<b>60,6</b>	E6-16-5	<u>751,1</u>	<u>41,57</u>	<b>45516,66</b>	<b>45056</b>	<b>2519</b>		БК-100.3	2	Бетонщик 4р-8, 3р-12, 2р-12	32	2	88
18	Влаштування монолітних плит перекриття	100 м3	<b>25,96</b>	E6-22-3	<b>833,75</b>	<u>48,76</u>	<b>21644,15</b>	<b>21504</b>	<b>1265,8</b>		БК-100.3	2	Бетонщик 4р-8, 3р-12, 2р-12	32	2	42
19	Влаштування перемичок	100 м3	<b>1,8</b>	E6-18-9	<b>1899,5</b>	<u>80,96</u>	<b>2750,54</b>	<b>2560</b>	<b>145,728</b>		БК-100.3	1	Бетонщик 4р-8, 3р-12, 2р-12	16	2	10
20	Влаштування пароізоляції в один шар	100 м2	<b>10,2</b>	E12-20-1	<u>24,49</u>	<u>0,35</u>	<b>249,798</b>	<b>240</b>	<b>3,57</b>				Покрівельник 3р - 5	5	2	3
21	Утеплення покриття мінераловатними плитами	100 м2	<b>10,2</b>	E12-18-3	<u>63,67</u>	<u>1,35</u>	<b>649,43</b>	<b>640</b>	<b>13,77</b>		БК-100.3	1	Покрівельник 3р - 5	5	2	8
22	Улаштування цементно-пісочної стяжки	100 м2	<b>10,2</b>	E12-22-1	<b>112,81</b>	<b>4,6</b>	<b>1150,56</b>	<b>1120</b>	<b>46,92</b>		БК-100.3	1	Покрівельник 3р - 5	5	2	14
23	Наклеювання тришарового рулонного килиму	100 м2	<b>10,2</b>	E12-2-1	<u>30,1</u>	<u>1,7</u>	<b>307,02</b>	<b>240</b>	<b>17,34</b>		БК-100.3	1	Покрівельник 3р - 5	5	2	3
24	Влаштування віконних блоків	100 м2	<b>19,44</b>	E10-18-1	<u>259,12</u>	<u>16,47</u>	<b>5037,29</b>	<b>4864</b>	<b>320,18</b>		БК-100.3	1	Бетонщик 4р-8, 3р-12, 2р-12	16	2	19
25	Влаштування дверних блоків	100 м2	<b>14,94</b>	E10-26-1	<u>142,04</u>	<u>22,01</u>	<b>2122,08</b>	<b>2048</b>	<b>328,83</b>		БК-100.3	1	Бетонщик 4р-8, 3р-12, 2р-12	16	2	8



#### 4.2.2 Техніко-економічні показники календарного плану

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників визначається по формулі [20]:

$$K_n = \frac{N_c}{N_{\max}}, \quad (4.8)$$

$$K_n = \frac{36}{104} = 0,35$$

де  $N_c = \frac{\text{чел.}-\text{дн.}}{\text{дн.}} = \frac{7083}{197} = 35,9 \approx 36$  людина – середньо-спискове число

робітників;

$N_{\max} = 104$  людини - максимальне число робітників

Основні техніко-економічні показники наведені у табл.4.9

#### Техніко-економічні показники календарного плану

Таблиця 4.9

№ п/п	Найменування	Значення
1.	Будівельний об'єм	34900м <sup>3</sup>
2.	Загальна трудомісткість	7083 люд.-дн.
3.	Витрати праці машин	1012 маш.-зм.
4.	Тривалість робіт	197 днів
5.	Коефіцієнт нерівномірності руху працівників	0,35
6.	Працевитрати на 1 м <sup>3</sup>	0,2 люд. - дн./м <sup>3</sup>

#### 4.3 Розробка буд генплану

Будівельним генеральним планом називається загальний план будівельного майданчика, на якому нанесені як споруджувані об'єкти, так і всі тимчасові спорудження, необхідні для здійснення будівництва.

Проектування будівельного генерального плану містить у собі розробку наступних питань:

- вибір і розрахунок потреби в будинках, спорудженнях і установках виробничого призначення;
- розрахунок потреби в тимчасових будинках і спорудженнях;
- розрахунок потреби й проектування тимчасового електропостачання, водопостачання, тепlopостачання;
- проектування зв'язку й диспетчеризації;

- проектування внутрішньо-майданчикowego транспорту.

При розробці лад генпланів повинні бути враховані наступні принципи:

- раціональне використання будівельного майданчика;
- забезпечення організації й технології зведення будинків і споруджень;
- раціональне розміщення на будмайданчику виробничих установок, складського господарства, мереж і пристроїв тимчасового водо- і енергопостачання, доріг і тимчасових будинків і споруджень, необхідних для безперебійного обслуговування провадження робіт при зведенні об'єкта;
- дотримання вимог по техніці безпеки й протипожежних правил;
- дотримання санітарно - побутового обслуговування робітників на площадці.

#### **4.3.1 Визначення потреби в тимчасових будинках**

Відповідно до графічної частини проекту, максимальне число робітників у зміну становить  $N=104$  чоловік.

Загальна чисельність працюючих на будові дорівнює:

$$104 * 100 / 85 = 122 \text{ чол.}$$

Чисельність ІТП та службовців:  $122 - 104 = 18$  чол.

В першу зміну буде працювати робітників 70% :

$$104 * 70 / 100 = 73 \text{ чол.}$$

Розрахунок по визначенню потреби в тимчасових будинках наведений у табл. 4.10

## Визначення потреби в тимчасових будинках

Таблиця 4.10

Найменування тимчасових будинків	Розрах. чисельність робітників, чол	Нормат показ. М <sup>2</sup> /чол	Розрах. площа, м <sup>2</sup>	Тип приміщення
<i>Гардеробна</i>	104	0,5	52	Інвентарні вагончики
Приміщення для відпочинку та приймання їжі	73	0,25	27	Конт.
Контора	18	4,0	72,0	Інвентарні вагончики
Туалет	104	0,014	1,512	Конт.
Душова	104	0,43	46,44	Конт.
Інструментально – роздавальний пункт	-	-	10,5	Інвентарні вагончики
Будівельна майстерня	-	-	10,5	Інвентарні вагончики

### 4.3.2 Розрахунок тимчасового енергопостачання

Порядок проектування:

- 1.Роблять розрахунок електричних навантажень;
- 2.Вибір джерела електроенергії. Визначення кількості і потужностей трансформаторних підстанцій;
- 3.Виявлення об'єкта першої категорії потребує резервного електроживлення;
- 4.Розміщують на СГП трансформаторні підстанції, силові й освітлювальні мережі, інвентарні електротехнічні пристрої.

Вихідними даними для організації тимчасового енергопостачання є обсяги, строки виконання й структура будівельно-монтажних робіт, площі тимчасових будинків, споруджень і закритих складів, розміри будівельного майданчика, типи й потужності будівельних машин і 89н..

Проектування тимчасового електропостачання ведеться в наступному

порядку:

- визначають споживачів електроенергії, кількість необхідної електричної потужності в зміню по кожному споживачі й сумарну потрібні потужності електроустановок або трансформатора;
- підбирають відповідний тип трансформатора, установлюють його місце розташування на лад генплані й проектують тимчасову електромережу.

$$P_{mp} = \alpha \left( \frac{K_1 \sum P_c}{\cos \varphi_1} + \frac{K_2 \sum P_m}{\cos \varphi_2} + \frac{K_3 \sum P_{ov}}{\cos \varphi_3} + \frac{K_4 \sum P_{on}}{\cos \varphi_4} + \frac{K_5 \sum P_{sv}}{\cos \varphi_5} \right), \quad (4.9)$$

де:

$\alpha$  - коефіцієнт втрати потужності в мережі;

$P_c$  - потужності силових споживачів;

$P_m$  - потужності для технічних потреб;

$P_{ov}$  - споживана потужність для зварювальних трансформаторів;

$P_{sv}$  - споживані потужності освітлювальними приладами для внутрішнього висвітлення;

$P_{on}$  - споживані потужності для зовнішнього висвітлення;

$\cos \varphi_1 = 0,7$  - коефіцієнт потужності для моторів;

$\cos \varphi_2 = 0,8$  - коефіцієнт потужностей для технічних цілей;

$\cos \varphi_3 = 1$

$\cos \varphi_4 = 1$

$\cos \varphi_5 = 0,6$

$K$  - коефіцієнти одночасного споживання енергії:

$K_1 = 0,4; K_2 = 0,4; K_3 = 0,8; K_4 = 0,9; K_5 = 0,8;$

1. Сумарна потужність моторів для будівельних машин і механізмів ( $P_c$ ):

- баштовий кран БК 100.3М - 2штуки - 95кВт,
- фарбувальний агрегат - 1штука- 4 кВт,
- різні дрібні механізми й інструменти - 5,5 кВт

$$\sum P_c = 104,5 \text{ кВт}$$

2. Сумарна потужність зварювальних трансформаторів ( $P_{sv}$ ):

$$- \text{ТС-500} \quad P_c = 32 \cdot 2 = 64 \text{кВт}$$

3. Потужність для внутрішнього освітлення ((P<sub>св</sub>):

закриті склади

$$2 \text{Вт/м}^2 \cdot 40 \text{м}^2 = 80 \text{Вт} = 0,08 \text{кВт}$$

ремонтна майстерня

$$15 \cdot 25,23 = 378,45 \text{Вт} = 0,378 \text{кВт}$$

контори й службові приміщення

$$15 \cdot 48 = 0,72 \text{кВт}$$

$$\sum P_{ос} = 1,178 \text{кВт}$$

4. Потужність для зовнішнього освітлення ( $\Sigma P_{он}$ ):

головні проходи й проїзди

$$210 \cdot 5 = 1050 \text{Вт} = 1,05 \text{кВт}$$

другорядні проходи й проїзди

$$210 \cdot 2,5 = 525 \text{Вт} = 0,525 \text{кВт}$$

охоронне висвітлення

$$2 \cdot (70 + 30) \cdot 1,5 = 300 \text{Вт} = 0,3 \text{кВт}$$

відкриті склади

$$7 \cdot 50 \cdot 2 = 700 \text{Вт} = 0,7 \text{кВт}$$

висвітлення монтажу

$$760,3 \cdot 3 = 2281 \text{Вт} = 2,281 \text{кВт}$$

$$\sum P_{он} = 4,856 \text{кВт}$$

5. Потреби для електронагрівника потужністю  $P_T = 500 \text{кВ} \cdot \text{А}$

$$P_{mp} = 1,1 \left( \frac{0,4 \cdot 104,5}{0,7} + \frac{0,4 \cdot 500}{0,85} + \frac{0,8 \cdot 1,178}{1} + \frac{0,9 \cdot 4,856}{1} + \frac{0,8 \cdot 64}{0,6} \right) = 385,7 \text{кВ} \cdot \text{А}$$

Вибираємо трансформаторну підстанцію - СКТП-560 1шт.

$P = 560 \text{кВа}$ .

#### 4.3.3 Розрахунок тимчасового водопостачання

Тимчасове водопостачання на будівельному майданчику призначено для забезпечення виробничих, господарсько-побутових і протипожежних потреб. При проектуванні тимчасового водопостачання необхідно визначити потребу,

виробити джерело, намітити схему, розрахувати діаметр водопроводу, прив'язати трасу й спорудження на генплані. Варто гранично використовувати постійні джерела й мережі водопостачання.

Водогінну мережу необхідно розраховувати на період її найбільш напруженої роботи, тобто вона повинна забезпечувати споживачів водою в години максимального водозабору й під час гасіння пожежі. Зведені витрати води наведені в табл. 4.11

Водопостачання будівельного майданчика

Забезпечення 3 видів потреб

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{вр}} + Q_{\text{г}} + Q_{\text{пож}}, \quad (4.10)$$

де :

$Q_{\text{г}}$  – максимальна витрата на господ.-побутові потреби

$Q_{\text{вр}}$  – максимальна витрата води на виробничі потреби

$Q_{\text{пож}}$  – теж, на протипожежні потреби

Зведені витрати води

Таблиця 4.11

Споживачі	Один. виміру	Кількість у зміну	Питома витрата	$K_n$	t, год.
Компресор P = 10кВт/год	кВт / год	70	700	1,5	8
Мийка машин	Маш.	10	2000	1,5	8
Мийка тракторів	Маш.	2	200	1,5	8

$$Q_{\text{пр}} = K_{\text{пр}} \frac{\sum \varepsilon_n n_n k_r}{3600t} = 1,2 \frac{(700 + 2000 + 200)1,5}{3600 \cdot 8} = 0,18 \text{ л/с} \quad (4.11)$$

t – число годин, що враховуються, у зміну 8ч.

$K_y$  – коефіцієнт годинної нерівномірності

$n_n$  – число виробничих споживачів

$\varepsilon_n$  – питома витрата води на виробничі цілі

$$K_{\text{пр}} = 1,2 \div 1,3$$

$$Q_{\text{г}} = \frac{q_x n_p k_r}{3600t} + \frac{q_g n_g}{60t_1} = \frac{20 \cdot 40 \cdot 2,7}{3600 \cdot 8} + \frac{30 \cdot 0,8 \cdot 40}{60 \cdot 45} = 0,43 \text{ л/с}, \quad (4.12)$$

$q_r$  – питома витрата води на господарсько-побутові потреби одного працюючого (20-25л)

$q_g$  – питома витрата води на прийом душу одного працюючого (30-50л)

$n_p$  – число працюючих у максимально завантаженій зміні

$n_g$  – число користувачів душем (80%)

$k_r$  – коефіцієнт нерівномірності

$Q_{\text{пож}} = 20$  л/с

$Q_{\text{заг}} = 0,18 + 0,43 + 20 = 20,61$  л/с

Визначаємо діаметр труби

$$D = \sqrt{\frac{4000Q_{\text{общ}}}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4000 \cdot 20,61}{3,14 \cdot 1,5}} = 130 \text{ мм}, \quad (4.13)$$

Приймаємо  $D=150$ мм

$Q$  – розрахункова витрата води, л/с.

$V$  – швидкість руху води по трубах, м/с.

Для мереж тимчасового водопроводу значення швидкостей приймають більшими ніж для постійного водопроводу :  $V = 1,5$  м/с., що дозволяє приймати трубопроводи меншого діаметра.

Тимчасові водогінні мережі виконуються зі сталевих труб.

Витрати води на протипожежні потреби можуть бути прийняті в наступних кількостях :

при площі забудови до 50 га. - 20 л/с.

На кожні 20 га. + 5 л/с.

#### 4.3.4 Опис будівельного генерального плану

Розроблений будівельний генеральний план передбачає максимальне використання для потреб будівництва постійних доріг, водопровідних і електричних мереж. У ньому зазначені основні будівельні механізми і баштові крани БК100.3 за допомогою яких зводиться будинок. У графічній частині представлені робоча й небезпечна зони впливу кранів. У зоні дії кранів перебуває площадка прийому бетону й розчину. Площадки відкритого зберігання забезпечують складування нормативного запасу для безперебійного

провадження робіт. Закриті склади розташовані в безпосередній близькості з адміністративно- побутовими приміщеннями.

Тимчасові дороги влаштовуються шириною 3,5 м. Рух машин однобічний. Тимчасові дороги на будмайданчику закріплені навколо споруджуваного будинку. Прийняте розташування тимчасових доріг обумовлене тим, що при подальшому благоустрої території воно буде збігатися з розташуванням основних під'їздів до будинку.

Регулювання й безпека руху автотранспорту по території будівництва забезпечено пристроєм тимчасових доріг, установкою знаків обмеження швидкості руху, покажчиків руху по будівельному майданчику.

Для освітлення будівельного майданчика у вечірній і нічний час передбачена система тимчасового освітлення - щогли із прожекторами.

Подача електроенергії монтажним механізмам здійснюється по ізолюваних кабелях. Тимчасова трансформаторна підстанція здійснює подачу електроенергії шляхом приєднання її до діючої електромережі.

Побутові, тимчасові приміщення перебувають поза зоною дії крана поблизу входу на будмайданчик.

Внутрішньо-майданчикове тимчасове водопостачання здійснюється шляхом приєднання до діючої системи водопостачання. Тимчасовий водопровід розрахований на задоволення господарсько-побутових і виробничих потреб. Тимчасове водопостачання будмайданчику закріплене й на пожежній мережі передбачаються пожежні гідранти.

Вся територія будівельного майданчика захищається тимчасовим забором.

#### **4.3.5 Техніко - економічні показники**

1. Площа будмайданчику – 8200 м<sup>2</sup>
2. Площа тимчасових будинків – 178,3 м<sup>2</sup>
3. Площа відкритих складів – 170 м<sup>2</sup>
4. Площа доріг – 1310 м<sup>2</sup>
5. Площа закритих складів – 670 м<sup>2</sup>

6. Площа навісів – 800 м<sup>2</sup>
7. Коефіцієнт забудови – 0,22
8. Коефіцієнт використання площі – 0,26

## РОЗДІЛ 5

# БЕЗПЕКИ ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ ТА ОХОРОНИ ПРАЦІ

Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	КНУ.МР.192.25.342с.23 БЖД ОП			
Керівник	Сахно				Проектування механозбірного цеху з конструктивними заходами захисту каркасу	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консул.	Шоповалов					МР		
Магістр.	Самоткан					ПЦБ-24М		
Зав.каф	Валовой							

## **5.1 Загальні відомості про об'єкт проектування**

Механозбірний цех виконано каркасного типу. Будівля механозбірного цеху панельна, відноситься до другого ступеня вогнестійкості.

В механозбірному цеху запроектовані робочі та санітарно-побутові приміщення. В усіх приміщеннях передбачено природне та штучне освітлення. Будівля запроектована без опалення. Для вентиляції передбачені вентиляційні короби та шахти. До будівлі підведені мережі питного та пожежного водопостачання, каналізація, електромережі виконані у відповідності до вимог електробезпеки. Біля будівлі встановлений контурний заземлювач, для заземлення електрооснащення.

Існуюче розміщення будівлі на ділянці зроблене з урахуванням забезпечення нормативних протипожежних розривів до найближчих будівель і споруд.

Трасування під'їздів і проїздів вирішене з урахуванням забезпечення безперешкодного під'їзду протипожежної техніки до будівлі і пожежних гідрантів відповідно до нормативних вимог.

## **5.2 Генплан і буд генплан**

Обґрунтування та аналіз особливостей запроектованого механозбірного цеху з точки зору виконання робіт підвищеної небезпеки:

### **5.2.1 Небезпечні зони на будівельному майданчику.**

При організації будівельного майданчика, розміщенні ділянок робіт, робочих місць, проїздів будівельних машин, транспортних засобів, проходів для людей (за ДБН А.3.2-2-2009) слід встановити небезпечні для людей зони, в межах яких постійно діють або потенційно можуть діяти небезпечні виробничі фактори.

До зон постійно діючих небезпечних виробничих факторів слід віднести:

– смуга шириною до 2 м по периметру від негороджених перепадів по висоті на 1.3 м і більше;

- місця переміщення машин та устаткування або їх робочих органів та відкритих рухомих або обертових частин;
- місця, над якими відбувається переміщення вантажів вантажопідйомними кранами;
- місця, де рівні шуму, вібрації або забруднення повітря перевищують гігієнічні норми.

До зон потенційно діючих небезпечних виробничих факторів слід віднести:

- монтажні зони, ділянки території поблизу споруджуваного будинку чи споруди;
- поверхи (яруси) будівель і споруд в одній захватці, над якими відбувається монтаж (демонтаж) конструкцій або обладнання.

Зони постійно діючих небезпечних виробничих факторів, щоб уникнути доступу сторонніх осіб захищаються. Виробництво будівельно-монтажних робіт у цих зонах (за ДБН А.3.2-2-2009) не допускається.

Зони потенційно діючих небезпечних виробничих факторів виділяються сигнальними огорожами.

При виконанні будівельно-монтажних робіт у зазначених небезпечних зонах здійснюються організаційно-технічні заходи, які забезпечують безпеку працюючих.

Кордон небезпечної зони, в межах якої можливо виникнення постійно діючих небезпечних виробничих факторів:

- поблизу місць переміщення вантажів (від горизонтальної проекції траєкторії максимальних габаритів переміщуваного вантажу) - 15м.
- поблизу споруджуваного будинку чи споруди (від зовнішнього периметра) – 10м.

Межі небезпечної зони роботи баштових кранів (за ДБН А.3.2-2-2009) визначаються площею між підкрановими шляхами, збільшеної в кожен бік на  $(R + S_H)$ , тобто

– довжина  $L = l + 2(R + S_H)$ ,

– ширина  $B = b + 2(R + S_H)$ ,

де  $l$  – довжина підкранової колії, м;  $b$  – ширина колії, м;  $R$  – максимальний виліт гака, м;  $S_H$  – відліт вантажу при його падінні з висоти.

Для баштового крана КБ-3211 Б з висотою підйому вантажу 120 м, робочим вильотом 4-50 м, вантажопідйомністю 5,6-12,т:

$$L = 12.5 + 2(50 + 15) = 142,5\text{м};$$

$$B = 7.5 + 2(50 + 15) = 137.5\text{м}.$$

Межі монтажної зони, де виявляється потенційна дія небезпечних виробничих факторів, пов'язаних з падінням предметів, визначаються зовнішніми контурами об'єкта що будується, збільшеними на  $S_H$ : для запроєктованої будівлі при розмірах будівельного майданчика 105 x 55м межа монтажної зони дорівнює 120 x 70 м. Межі небезпечної зони зменшені за рахунок установки на баштовому крані обмежувачів повороту башти.

Межі небезпечних зон поблизу рухомих частин і робочих органів визначаються відстанню в межах 5 м, якщо інші підвищені вимоги відсутні у паспорті та інструкції заводу-виготовлювача.

Межа небезпечної зони роботи вертикального підйомника охоплює простір можливого падіння вантажу, що піднімається. Небезпечну зону слід приймати для будинків висотою до 20 м – не менше 5 м від конструкції підйомника, а для будинків більшої висоти  $0,25 h$ , де  $h$  – висота будівлі, м.

У даному проекті межа небезпечної зони –  $0,25 \times 85 = 21,25$  м.

Межа небезпечної зони в місцях проходження тимчасових електричних мереж визначається простором, в межах якого робітник може торкнутися проводів монтуємими довгомірними деталями. Небезпечна зона в цьому випадку визначається максимальною довжиною деталі плюс 1 м.

## **5.2.2 Транспортні шляхи**

Для під'їзних шляхів максимально використовуються наявні дороги і при об'єктні майданчики.

Проектом також передбачено що, до початку робіт на будівельному майданчику повинні бути споруджені під'їзні шляхи та внутрішньо майданчикові дороги, забезпечуючи вільний і безпечний доступ транспортних

засобів до всіх споруджуваних об'єктів, складських приміщень, до адміністративних і санітарно-побутових приміщень, пункту харчування, медпункту.

Дороги влаштовуються з урахуванням мінімальних наближень до складів (0.6 - 1 м), підкрановим шляхам (6.5 - 12.8 м у залежності від вильоту гака крана), захисній огорожі буд майданчика (не менше 1.5 м), бровкам котлованів і траншей (поза їх небезпечних зон).

Ширина проїзної частини тимчасових доріг для даного проекту при двосмуговій організації руху - 6 м.

Радіус закруглень дорожнього полотна на поворотах в залежності від довжини транспортних засобів (для панелевозів - 12 м).

Дороги повинні бути оснащені дорожніми знаками безпеки, покажчиками місць розвантаження і навантаження; позначенням умовними знаками і написами місць в'їздів і виїздів. У в'їзді на будівельний майданчик повинна бути розміщена схема руху транспортних засобів.

Тимчасові дороги прийняті наступного типу: з твердим покриттям зі збірних інвентарних плит.

Швидкість руху транспортних засобів поблизу місць виконання робіт не повинна перевищувати на прямих ділянках - 10, на поворотах - 5 км / ч.

### **5.2.3 Огородження будівельного майданчика**

Територія будівельного майданчика повинна бути виділена на місцевості огорожами, так як об'єкт, що будується, розташований у межах міста:

– захисно-охоронними, призначеними для запобігання доступу сторонніх осіб на ділянці з небезпечними і шкідливими виробничими факторами та забезпечення збереження матеріальних цінностей;

– захисними, призначеними тільки для запобігання доступу сторонніх осіб на ділянці з небезпечними виробничими чинниками;

– сигнальними, призначеними для попередження про межі територій та ділянок з небезпечними і шкідливими виробничими чинниками.

За конструктивним виконанням огороження підрозділяються на панельні, панельно-стійкові і стійкові (рис. 5.1). Панелі огорож – прямокутні стандартної довжини 1,2, 1,6 і 2 м. Відстань між суміжними елементами огороження заповнення полотна панелей 80 ... 100 мм. Відстані між стійками сигнальних огорож не більше 6 м.

Використовуються збірно-розбірні огорожі з типовими елементами, з'єднаннями і деталями кріплень. Висота панелей для захисно-охоронних (з козирком і без козирка) огорожень території будівельних майданчиків – 2 м, для захисних (без козирка) огорожень території будівництва – 1,6 м, те ж з козирком - 2 м, для захисних огорожень ділянок виробництва робіт – 1,2 м.

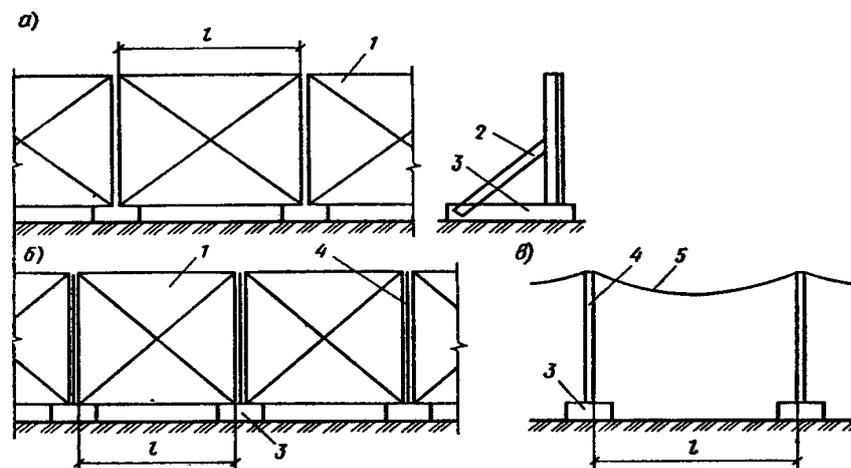


Рисунок 5.1 – Огороження будівельних майданчиків:

*a* – панельне; *б* – панельно-стійкові; *в* – стійкові;

1 – панель огороження; 2 – підкоси панелі; 3 – опора (лежінь);

4 – стійка; 5 – пеньковий або капроновий канат або дріт

Висота стійок сигнальних огорож 0,8 м. Тротуари загородження, розташовані на ділянках примикання будівельного майданчика до вулиць і проїздів, обладнуються поручнями, що встановлюються з боку руху транспорту.

#### 5.2.4 Електропостачання, водопостачання та освітлення.

Для пожежних потреб встановлюються 2 пожежних гідранта (як показано на будгенплані) з дотримань вимог пожежної безпеки: відстань між гідрантами не більше 100 м, відстань від дороги 2 м, відстань від будівлі 5 м.

В якості водопостачання на період будівництва використовується тимчасова лінія.

Визначаємо необхідну кількість води для протипожежних, технологічних та побутових потреб. Вона залежить від площі території будівельного майданчика.

Для даного об'єкту  $Q_{пож} = 10$  л/сек. (площа забудови до 10 Га).

Далі визначаємо  $Q_{обц} = Q_{пр} + Q_{хоз} + Q_{пож}$

$$Q_{пр} = \sum q_i * n * K_n / 8 * 3600$$

де  $q_i$  – питома витрата води на одиницю об'єму робіт або окремого споживача, літрів;  $n$  – обсяг робіт або кількість машин;  $K_n$  – коефіцієнт нерівномірності споживання води – 1,5 - 2,0.

$$\text{Поливання бетону } Q_{пр} = 450 * 118 * 1,5 / 8 * 2 * 3600 = 1,38 \text{ л / сек}$$

$$\text{Мийка автомашин } Q_{пр} = 400 * 10 * 1,5 / 8 * 2 * 3600 = 0,1 \text{ л / сек}$$

$$\text{Штукатурка } Q_{пр} = 8 * 102 * 1,5 / 8 * 2 * 3600 = 0,02 \text{ л / сек}$$

$$Q_{хоз.} = R * q_{хоз.} * K_n / 8 * 3600$$

де  $K_n$  – коефіцієнт нерівномірності споживання – 2,7;  $q_{хоз.}$  – витрата води на одного працюючого орієнтовно приймаємо в кількості 20-25л.; 36 л. – на прийом одного душа одним працівником.

$$Q_{хоз.} = 1968 * 36 * 2,7 / 8 * 3600 = 0,23 \text{ л / сек}$$

$Q_{пож.}$  – мінімальна витрата води для протипожежних цілей визначається з розрахунку одночасної дії двох струменів з гідрантів по 5л/сек на кожному струмінні, тобто 10 л / сек.

$$Q_{хоз.} = 1,38 + 0,1 + 0,02 + 0,23 = 1,73 \text{ л / сек}$$

Отже, остаточно приймаємо потребу у воді на виробничі та господарсько-побутові потреби  $Q_{заг} = 10$  л / сек

Для тимчасового водопостачання прокладаються азбоцементні труби. Так як тривалість будівництва досить велика, труби прокладаються нижче глибини промерзання. У системі водопостачання передбачається розміщення колодязів з

пожежними гідрантами, що забезпечують можливість прокладки від них рукавів до місць загоряння на відстань до 100 м. Діаметр водопроводу визначається за формулою:

$$D = (4 * Q_{заг} / \pi * v)^{1/2} = (4 * 10/1000 * 3,1415926 * 1)^{1/2} = 0,112 \text{ м,}$$

де  $v = 1\text{ м/сек}$  – при малій швидкості руху води.

Приймаємо діаметр трубопроводу 127 мм.

Для забезпечення будівельного майданчика електроенергією, влаштовується тимчасова лінія електропостачання. При улаштуванні лінії повинне дотримуватися правило – висота лінії над землею повинна бути не менше 6м.

Для забезпечення видимості на будівельному майданчику при виконанні робіт у темний час доби передбачено прожекторне освітлення прожекторами: ПЗС-35, ПЗС-45 на щоглах, висота яких встановлюється з умови сліпучої дії. Місця розташування щогл вказані на буд генплані.

Кількість прожекторів визначено розрахунком залежно від площі захватки і висоти розташування.

Розрахунок проводимо за формулою:

$$n = P * E * S / P_{л},$$

де  $P$  – питома потужність прожектора;  $E$  – показник освітленості;  $S$  – освітлювана площа;  $P_{л}$  – потужність лампи.

$$S_{пл} = 17000 \text{ м}^2,$$

$$\text{Лампа ПЗС-35: } P = 0.3 \text{ В/м}^2$$

$$P_{л} = 1000 \text{ Вт}$$

$$E = 2$$

$$n = 0.3 * 2 * 1700/1000 = 12 \text{ шт}$$

За 2 лампи на опорі (6 опор)

Розміщення опор див. на буд генплані. Висота опори 25 метрів.

Освітлення будівельного майданчика має відповідати таким нормам (згідно з ДСТУ Б А.3.2-15:2011):

– загальне – 2 лкс;

– робоче – 50 лкс (для монтажних робіт);

- охоронне – 0,2 лкс;
- аварійне – 0,5 лкс.

### **5.2.5 Безпека при розробці котлованів і траншей**

Безпека праці при розробці котлованів і траншей забезпечується:

- влаштуванням укосів згідно з табл.4 ДБН А.3.2-2-2009 при глибині виїмки до 5м в однорідних ґрунтах або розрахунку у неоднорідних (з нашаруваннях) ґрунтах при глибині виїмки понад 5м або нижче рівня ґрунтових вод;
- влаштуванням вертикальних укосів без кріплень по ДБН А.3.2-2-2009 п. 9.9 на глибину понад 1,8 м в нескельних, незамерзаючих ґрунтах непорушеної структури вище рівня ґрунтових вод і за відсутності поблизу підземних споруд;
- влаштуванням механічних кріплень траншей глибиною до 5м з інвентарних та типових деталей;
- влаштуванням дерев'яних і сталевих кріплень з розрахунку при глибині виїмки понад 5м і в складних гідрогеологічних умовах (перезволоження, нашарування ґрунтів) з урахуванням вказівок ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції.» і ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції»;
- розміщенням виймаємого ґрунта, конструкцій що монтуються і будівельно-дорожніх машин на безпечних відстанях від підшви виїмки по табл. 3 ДБН А.3.2-2-2009;
- влаштуванням водовідводу поверхневих дощових і ґрунтових вод;
- влаштуванням огорожень, покажчиків і світлової сигналізації в небезпечній зоні біля виїмки:
  - механізацією робіт з планування дна і укосів котлованів і траншей;
  - організацією нагляду за безпекою ведення робіт і станом стійкості бортів виїмок.

Згідно зі ДБН А.3.2-2-2009, переміщення, установка і робота машин поблизу виїмок з незакріпленими укосами дозволяються тільки за межами призми обвалення на відстані, встановленої проектом виконання робіт. При

відсутності рішень у ПВР найменша допустима відстань по горизонталі від основи укосу виїмки до найближчих опор машин регламентовано ДБН А.3.2-2-2009 (табл. 5.1, рис. 5.2).

Таблиця 5.1 – Найменша допустима відстань до підшви траншеї

Глибина виїмки, м	Найменша допустима відстань, м, для ґрунту (не насипного)			
	піщаного	супіщаного	суглинного	глинистого
1	1,3	1,25	1	1.5
2	3	2,4	2	1.75
3	4	3,0	3.25	3
4	5	4.4	4	3,5
5		5,3	4,75	

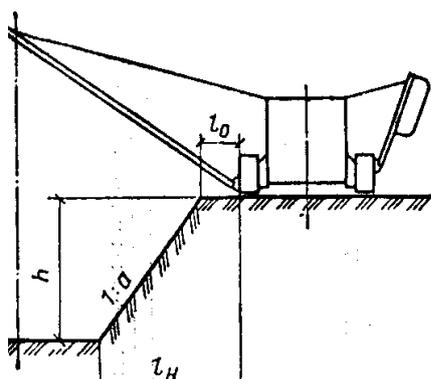


Рисунок 5.2 – Схема безпечної установки крана - трубоукладача біля брівки траншеї:  $a$  - коефіцієнт закладення укосу;  $l_0$  – відстань до брівки виїмки

### 5.2.6 Складування матеріалів і конструкцій

Складування матеріалів, конструкцій і обладнання повинно забезпечувати безпеку ведення вантажно-розвантажувальних робіт, виключати мимовільне зміщення, осідання, осипання, розколювання, зминання і розкочування складованих матеріалів.

На будівельному майданчику для тимчасового зберігання матеріалів і конструкцій влаштовують відкриті, напівзакриті і закриті склади. Майданчики для складування повинні мати ухил в  $2 \dots 5^\circ$  для відведення дощових і поверхневих вод. Підсипку щебенем або піском шаром  $5 \dots 10$  см. У зоні дії

вантажопідіймальних механізмів майданчики складування повинні виділятися захисним огорожуванням.

Відкриті при об'єктні склади влаштовують близько будівель та споруд, з розбивкою на зони дії монтажних кранів, вказівкою місць зберігання збірних елементів, приймання розчину і бетону, розміщення монтажної оснастки і засобів підмощування.

При складуванні збірних елементів і інших штучних виробів зручність і безпека робіт забезпечуються:

- укладанням деталей в штабелі з урахуванням їх стійкості і зручності видачі деталей. Підкладки у прокладки розташовують в одній вертикальній площині;

- формуванням штабелів з однорідних деталей з урахуванням їх допустимої висоти за умовою міцності і жорсткості;

- розміткою меж штабелів і проходів між ними з урахуванням мінімальної ширини проходу для робітників не менш 1 м;

- розміщенням у штабелів покажчиків зі схемами безпечного стропування і технічною характеристикою складованих виробів, а також із зазначенням марок виробів;

- розміщенням штабелів з більш важкими виробами ближче до крану, а з більш легкими – у глибині складу.

При складуванні у відвалах піску, гравію, щебеню та інших сипучих матеріалів безпека робіт забезпечується:

- формуванням відвалу з кутом природного укосу, який зберігається після кожного прийому та відпуску матеріалу;

- розміщенням відвалів з сипучими матеріалами у брівок котлованів і траншей на безпечній відстані, обґрунтованому розрахунком на стійкість навантаженого укосу виїмки.

При зберіганні небезпечних і шкідливих речовин і матеріалів, а також балонів зі стисненим і скрапленим газом безпека забезпечується:

- складуванням в окремих закритих, вентильованих приміщеннях;

- розміщенням складів на території будівельного майданчика з урахуванням рози вітрів та ізоляцією їх від пунктів прийому їжі та водойм;
- роздільним зберіганням речовин, що входять в різні групи;
- необхідною вогнестійкістю складських приміщень;
- забезпеченням безпечних розривів між складськими приміщеннями та сусідніми будівлями і спорудами згідно з вказівками ДБН Б.2.2-12:2019;
- оснащенням ефективними засобами пожежогасіння.

### 5.3 Підбір строп, для кріплення бункеру з бетонною сумішшю

Розрахункова схема (рис. 1)

- 1) Визначаємо розрахункову вагу бункеру з бетону;

$$Q_p = Q_6 \cdot k_1 \cdot k_2 = 30 \cdot 1,2 \cdot 1,1 = 36,9 \text{ кН}$$

де:  $Q_6$  – вага бункеру з бетоном;

$k_1$  – коефіцієнт динамічних навантажень від дії сил інерції (1,2);

$k_2$  – коефіцієнт неврахованих навантажень (1,1)

- 2) Визначаємо зусилля, що діють в гілках стропу;

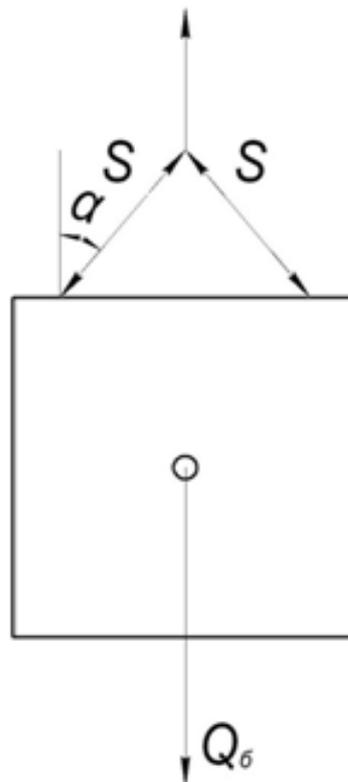


Рисунок 1. – Розрахункова схема бункеру з бетонною сумішшю

$$S = \frac{Q_p}{n \cdot \cos \alpha} = \frac{39,6}{4 \cdot 0,7} = 13,9 \text{ кН}$$

де:  $n$  – кількість гілок стропу  $n = 4$

$\alpha$  – кут нахилу гілок стропу до вертикалі  $\alpha = 45^\circ$

3) Визначаємо розривні зусилля, що діють в гілках стропу, з урахуванням умов його експлуатації:

$$R = S \cdot k_3 = 13,9 \cdot 6 = 83,6 \text{ кН}$$

де:  $k_3 = 6$  коефіцієнт запасу міцності для стропу з гаками

Згідно нормативу вибираємо сталевий канат типу ЛРК 6х19=114 з розривним зусиллям 88,1 кН діаметром 13 мм та маркувальною групою по тимчасовому опору розриву 1700 МПа.

#### **5.4 Протипожежні заходи.**

– Нормативне обґрунтування:

Для проектного механозбірного цеху за нормами ДБН В.2.2-27:2025 «Промислові будівлі» приймається I ступінь вогнестійкості. Згідно отриманого значення, визначаємо за нормами ДБН В.1.2-7:2021 «Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека» межа вогнестійкості будівельних конструкцій проектової будівлі.

При I ступеня вогнестійкості будинку:

– Несучі елементи будівлі – не менше 120 хв.;

– Зовнішні стіни – не менше 30 хв.;

Межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначають за стандартом РЕВ, де вказується, що крім вогневого випробування в ряді випадків межі вогнестійкості конструкцій можуть бути визначені і розрахунковим шляхом

Згідно з принципами розрахунку конструкцій будівель і споруд на вогнестійкість, розробленим А.І. Яковлєвим, розрахунок проводиться за втратою несучої здатності і по прогріванню необігріваних поверхонь конструкцій до неприпустимої температури. Момент часу впливу пожежі, після закінчення якого температура на поверхні конструкції, досягає неприпустимого рівня або несуча здатність знизиться до величини діючих на конструкцію

робочих навантажень, або прогин конструкції досягне неприпустимого рівня, характеризує розрахункову вогнестійкість конструкції.

Розрахунок вогнестійкості конструкцій за прогріванням їх необігріваним поверхонь до неприпустимою температури полягає у вирішенні суто теплофізичної завдання – визначенні зміни температури поверхні конструкції,  $T(x = \delta, \tau)$  під часу впливу пожежі  $\tau$ . Межа вогнестійкості конструкції в цьому випадку визначається з умови: при  $T(x = \delta, \tau) = T_{кр}$ ,  $\tau = P_{ф}$ .

Розрахунок температури  $T_{x,y}$  арматурного стрижня в залізобетонних елементах, що обігріваються з усіх боків, виконують за формулою:

$$T_{x,y} = T_{г} - (T_{г} - T_{у}) * (T_{г} - T_{х}) / (T_{г} - T_{н}),$$

де  $T_{х}$  – температура, що обчислюється за формулою:

$$T_{х} = 1250 - (1250 - T_{н}) * \left[ \operatorname{erf} \frac{k + (x + k_1 d) / \sqrt{a_{np}}}{2\sqrt{\tau}} + \operatorname{erf} \frac{k + b_x - (x + k_1 d) / \sqrt{a_{np}}}{2\sqrt{\tau}} - 1 \right],$$

де  $b_x$  – розмір перерізу по осі  $OX$ , м.;  $x$  – відстань від найближчої обігрівається межі перетину до краю стержня по осі  $OX$ , м.

Визначаємо час нагріву до критичної температури арматури розтягнутої зони багатопротітної жорстко опертого перекриття в умовах вогневого впливу.

*Вихідні дані:*

– Матеріал плити – важкий бетон на вапняковому щебені,  $\rho_0 = 2330 \text{ кг/м}^3$ , вологість  $u_n = 1,4\%$ . Товщина захисного шару бетону до низу робочої арматури  $\delta = 0,015 \text{ м}$ .

– Теплофізичні характеристики бетону –  $\lambda_T = 1,2 - 0,00035T$ ,  $c_T = 0,71 + 0,00084T$ .

– Початкова температура плити  $T_n = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ . Режим теплового впливу при пожежі – стандартний.

– Арматура в розтягнутій зоні – стрижні  $\varnothing 8A400$ ; критична температура прогріву арматури  $T_{кр} = 500 \text{ }^\circ\text{C}$ .

*Рішення:*

Визначаємо щільність сухого бетону:

$$\rho_0 = 100 * \rho_u / (100 + u_n) = 100 * 2330 / (100 + 1,5) = 2296 \text{ кг/м}^3.$$

Визначаємо розрахункові середні значення теплофізичних характеристик:

$$\lambda_T = 1,2 - 0,00035T = 1,2 - 0,00035 * 450 = 1,0425 \text{ Вт}/(\text{м} * \text{°С});$$

$$c_T = 0,71 + 0,00084T = 0,71 + 0,00084 * 450 = 1,09 \text{ Дж}/(\text{кг} * \text{°С});$$

$$a_{np} = 3,6 * \lambda_{T,cp} / [(c_{T,cp} + 0,05 * u_n) * \rho_0] =$$

$$= 3,6 * 1,04 / [(1,09 + 0,05 * 1,5) * 2296] = 0,00140 \text{ м}^2/\text{год}.$$

Визначаємо значення коефіцієнтів  $k$  і  $k_1 - k = 0,62$ ,  $k_1 = 0,5$ .

Визначаємо вихідне час нагріву до критичної температури арматури розтягнутої зони плити:

$$500 = 1250 - (1250 - 20) * \left[ \text{erf} \frac{0,62 + (0,015 + 0,5 * 0,014) / \sqrt{0,0014}}{2\sqrt{\tau}} \right],$$

$$\text{звідки } \text{erf} * (0,619 / \sqrt{\tau}) = 0,61; \sqrt{\tau} = 1,015, \tau = 1 \text{ годину}$$

Отримане час нагріву до критичної температури арматури розтягнутої зони плити  $\tau = 1$  година задовольняє пропонованим вимогам ДБН В.1.2-7:2021 щодо межі вогнестійкості будівельних конструкцій проектованої будівлі для міжповерхових перекриттів.

– Конструктивно - планувальні рішення.

У проектуємій будівлі передбачені конструктивні, об'ємно-планувальні та інженерно-технічні рішення, що забезпечують у разі пожежі:

– Можливість евакуації людей незалежно від їх віку та фізичного стану назовні на прилеглу до будинку територію (далі - назовні) до настання загрози їх життю і здоров'ю внаслідок впливу небезпечних факторів пожежі;

– Можливість порятунку людей;

– Можливість доступу особового складу пожежних підрозділів і подавання засобів пожежогасіння до осередку пожежі, а також проведення заходів з порятунку людей та матеріальних цінностей;

– Обмеження прямого і непрямого матеріального збитку, включаючи вміст будівлі і сам будинок, при економічно обґрунтованому співвідношенні величини збитків і витрат на протипожежні заходи, пожежну охорону та її технічне оснащення.

Для усієшної евакуації мешканців з палаючої будівлі передбачено:

– Незадимлювана сходи з входом в сходову клітку з поверху через зовнішню повітряну зону по відкритих переходах, при цьому забезпечується

Незадимлюваність переходу через повітряну зону.Сходи влаштовується з підпором повітря до сходової клітки у разі пожежі;

- Вихід з техподполья відразу на прилеглу територію;
- Відкриття дверей загального користування передбачено по ходу евакуації;
- Показчики шляхів евакуації.

Для порятунку людей з палаючої будівлі передбачено:

- В квартирах передбачені відстійники на балконах з довжиною протипожежної перешкоди не менше 1,2 м, призначені для того, щоб люди змогли сховатися від вогню до моменту приходу допомоги;
- Можливість зняття людей з відкритих переходів в зоні сходово-ліфтового вузла.

Для доступу особового складу пожежних підрозділів і подавання засобів пожежогасіння до осередку пожежі передбачено:

- Пристрій двох внутрішніх сходів на всю висоту будівлі (звичайної і незадимлюваної);
- Відкриття дверей в квартири у вунурь приміщення;
- Зазор між сходовими маршами у плані - 100мм для протягання пожежних рукавів;

Для обмеження прямого і непрямого матеріального збитку передбачено:

- Поділ будівлі по висоті на 5 зон за допомогою протипожежних перешкод у сходових клітинах;
- Використання в якості матеріалів для ізготавлення несучих і огороджувальних конструкцій матеріали, які мають достатню вогнестійкість і пройшли сертифікацію в органах державної пожежної охорони відповідно до діючих норм;
- Забезпечення утримання будівлі та працездатності засобів її протипожежного захисту у відповідності до вимог проектної та технічної документації на них в експлуатації силами державної пожежної охорони;

– Забезпечення контролю за виконанням правил пожежної безпеки, затверджених в установленому порядку, в тому числі ППБ 01 силами державної пожежної охорони;

– Не допускати змін конструктивних, об'ємно-планувальних та інженерно-технічних рішень без проекту, розробленого відповідно до діючих норм і затвердженого в установленому порядку за допомогою контролю представниками генпроектувальника, замовника та органами державної пожежної охорони;

– При проведенні ремонтних робіт не допускати застосування конструкцій і матеріалів, що не відповідають вимогам діючих стандартів.

### **5.5 Заходи з охорони праці при виконанні земляних робіт**

Земляні роботи виконуються у відповідності до вимог ДБН А.3.2-2-2009 за умови: що рівень ґрунтових вод не вище рівня основи котловану; глибина котловану не перевищує 10 м; розробляємий ґрунт раніше не виймався; в зоні ведення земляних робіт відсутні пустоти природного та штучного походження. Земляні роботи виконувати згідно проекту виконання робіт (ПВР). Зона роботи екскаватору огорожується сигнальним огородженням, забороняючи ми та попереджуючими знаками. При використанні екскаватору зі зворотною лопатою, навантаження ґрунту викопувати в автосамосвали з заднього або бокового борту. Не розташовувати в зоні призми обвалення ґрунту, матеріалів, конструкцій, машин та мехашзмів. Безпечні відстані машин та мехашзмів до вийомок визначаються за таблицею (ДБН А.3.2-2-2009).

Усі вийомки на будівельному майданчику огородити, організувати місця їх переходів. Місця переходів, переїздів забезпечити трапами та освітлювати в темний час доби. Виконання робіт в котлованах та траншеях, які зволожені дозволяється тільки після огляду стану стінок та відкосів ІТР. Роботи в траншеях без кріплення стінок дозволяються до глибини не більше 1.5 м. При більших значеннях глибини - обов'язкове кріплення стінок. Для спуску людей в вийомки використовувати сходи шириною не менше 0.75 м з поручнями.

Передбачити протизливові заходи: - нахил підшви котловану 1 - 2° в сторону водорозбираючих канавок, водорозбираючі канавки з нахилом в сторону зумфу з насосом для відкачки дощової води.

При використанні екскаватору з прямою лопатою забезпечити безпечний з'їзд в котлан екскаватору та автосамосвалів. Якщо в зоні роботи екскаватору знаходяться підземні мережі труб та кабелів з обслуговуючим персоналом необхідно провести інструктаж, а роботи виконувати під наглядом представників технагляду.

Проектуємий 25-типоверховий житловий будинок - висотна будівля, що передбачає виконання робіт на висоті. До таких робіт відносяться роботи, що виконуються на висоті більше 1,3 м та 5 м. Це роботи пов'язані з монтажем вищих поверхів.

### **5.6 Вимоги безпеки при виконанні бетонних та залізобетонних робіт**

Заходи безпеки при бетонних роботах включають в себе: безпеку опалубних робіт; арматурних робіт; при прийманні та подачі (транспортуванні) бетону, а також при його ущільненні та електропрогріві. Усі види бетонних робіт виконувати у відповідності з проектом виконання робіт. При опалубних роботах використовувати опалубку згідно ПВР. (Проекту виконання робіт). При подачі та встановленні опалубки необхідно дотримуватись порядку установки елементів опалубки, а також їх демонтажу. Опалубка перед подачею бетону очищується від бруду, сміття, щілини закривають. Використовувати інвентарні опалубочні конструкції та матеріали. Бетонна суміш, що подається за опалубку повинна приймати форму передбачену проектом. Розбирати опалубку тільки після досягнення бетоном проектної міцності та з дозволу майстру або відповідального за виконання робіт. При армуванні монолітних ділянок робочих забезпечити спецодягом, рукавицями, касками, взуттям, окулярами. Місця заготовки, зберігання арматури, арматурних виробів загородити. При зберіганні арматури прийняти заходи, які б виключали їх розкочування або обвалення. На монолітних ділянках при розкладенні арматурних виробів - сіток, каркасів або окремих стрижнів використовувати

спеціальні трапи, містки та інше. При подачі арматури краном до робочих місць прийняти заходи, що виключають висипання арматури із пачок, в'язанок.

Для подачі бетонної суміші за опалубку використовувати стандарта бункера у відповідності до нормативу.

Останні повинні бути справні, надійно закріплені. Кожного дня перед початком роботи необхідно перевіряти стан тари, бадьїв, бункерів, опалубки, засобів підмоцвання. Перед завантаженням бетону в бункер або баддю перевіряти стан затворів, засобів строповки. При подачі бетону за опалубку відстань між поверхнею укладки бетону та кінцем бункера не повинна перевищувати 1 м. При віброуцільненні бетону електричними вібраторами виконувати заходи електробезпеки. Постійно контролювати стан ізоляції робочих кабелів. Перемішувати електровібратори за гнучкі троси, а не за електричний кабель. При перервах в роботі електровібратори вимикати. Термін роботи електровібраторів повинен бути 30 - 35 хвилин, це не призведе до їх перегріву та виходу з ладу. Робітників забезпечити віброрукавицями.

Вмикати та вимикати електровібратори повинен електроперсонал підприємства. При виконанні бетонних робіт на висоті (перекриття, покриття) встановити тимчасове огороження, робочих забезпечити робочими площадками, монтажними поясами.

# РОЗДІЛ 6

# ЕКОЛОГІЯ

					<i>КНУ.МР.192.25.342с.23 Е</i>			
<i>Зм</i>	<i>Кіль</i>	<i>Прізвище</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>	<i>Проектування механозбірного цеху з конструктивними заходами захисту каркасу</i>	<i>Стадія</i>	<i>Аркуш</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Керівник</i>		<i>Сахно</i>				<i>МР</i>		
<i>Консул.</i>		<i>Паливода</i>				<i>ПЦБ-24М</i>		
<i>Магістр.</i>		<i>Самоткан</i>						
<i>Зав.каф</i>		<i>Валовой</i>						

## **6.1 Опис місця провадження планованої діяльності**

Дана земельна ділянка відповідає містобудівній документації та знаходиться за межами санітарних зон промислових підприємств, охоронних зон ліній електропередач, очисних споруд та залізничної колій, прибережних захисних смуг водних об'єктів, та не відноситься до історико-культурних територій та об'єктів природно-заповідного фонду України Дніпропетровської області.

Земельна ділянка для будівництва вільна від забудови, тому роботи по демонтажу не передбачаються. Під час проведення підготовчих робіт передбачається: здійснення попереднього планування майданчика будівництва; огороження та організації тимчасових мереж; улаштування тимчасових доріг та майданчиків; організація тимчасового містечка будівельників, а в основний будівельний період – проведення земляних робіт, улаштування конструкцій нульового циклу будівель та споруд, монтаж будівельних конструкцій, загально-будівельні роботи, монтаж обладнання, спеціальні та пусконаладжувальні роботи.

Родючий шар ґрунту перед початком будівельних робіт знімається для збереження, після закінчення будівельних робіт повертається та використовується для благоустрою території.

Водопостачання і водовідведення комплексу централізоване.

Для відведення дощових вод з покрівель будівель та споруд передбачається влаштування системи зовнішніх водостоків. Максимально розрахунковий об'єм дощових та зливових вод становить 700 л/сек, що дозволяє приєднання дощової каналізації підприємства до проектної міської дощової каналізаційної мережі по вул. Пришвіна. Дощові води з території комплексу попередньо будуть проходити очищення на локальних очисних спорудах.

Гаряче водопостачання здійснюється від поквартирного котла. Для забезпечення поливального крану гарячою водою в приміщенні мусорокамери встановлюється електроводонагрівач «Thermex»  $V = 10$  л і встановленою потужністю  $N = 1.5$  кВт.

Нормативні рівні шуму в приміщеннях будинку забезпечені архітектурно-

планувальними рішеннями. Проектом передбачена установка вікон з подвійними склопакетами. Зовнішні двері укомплектовані дверними закривачами і ущільнювачами в притворах. У допоміжних приміщеннях будинку устаткування, що виділяє шум, відсутнє.

Вентиляція приміщень запроектована припливно-витяжна з механічним і природним спонуканням. Видалення повітря здійснюється через проєктовані вентканали.

Заходами по енергозбереженню передбачено утеплення зовнішніх конструкцій будинку мінплитами STROPROCK, що являються також звукоізоляційними.

Відповідно до даних інженерно-геологічних досліджень, виконаних ЗАТ "Проектбудвишукування" в березні-квітні 2019 р., геологічна будова ділянки представлена наступними елементами:

- насипні ґрунти: ґрунт, щебінь;
- піски кварцеві сірі пилуваті, в покрівлі жовто-бурі глинисті, неогенові, маловологі, середньої щільності, з уламками окварцованного вапняку (10 - 15 см).

В період досліджень розкритий один безнапірний водоносний горизонт, сталий рівень якого зафіксований на глибині 8,5 м (абс. відм. 63.58 м).

Амплітуда сезонних коливань складає 0,62 м. Вода – середовище, згідно ДСТУ Б В.2.6-145:2010, за змістом сульфатів неагресивна до бетону марок W4, W8 на портландцементе; неагресивна до бетонів марок W4, W6, W8 на портландцементе з вмістом в клінкері C3 S не більше 65%, C3A не більше 7%, C3A+C4 AF не більше 22%, неагресивна до бетонів марок W4, W6, W8 на сульфатостійких цементах за нормативом.

За змістом хлоридів неагресивна до залізобетонних конструкцій при постійному зануренні і середньоагресивна – при періодичному змочуванні. Природною підставою існуючих фундаментів служать ґрунти -піски кварцеві, сірі пилуваті, в покрівлі жовто-бурі глинисті маловологі, з уламками окварцованного вапняку (10 - 15 см), з глибини 8,5 м.

## **6.2 Оцінка впливу на довкілля**

Відповідно до змін у законодавстві, а також Закону України «Про оцінку впливу на довкілля» встановлюються оновлені правові та організаційні засади оцінки впливу на довкілля, спрямованої на запобігання шкоді довкіллю, забезпечення екологічної безпеки, охорони довкілля, раціонального використання і відтворення природних ресурсів, у процесі прийняття рішень про провадження господарської діяльності, яка може мати значний вплив на довкілля, з урахуванням державних, громадських та приватних інтересів.

### **6.2.1 Вплив на атмосферне повітря**

У період виконання будівельних робіт, джерелами надходження забруднюючих речовин до атмосферного повітря можуть бути процеси зварювання, фарбування, складування сипучих матеріалів та здійснення підготовчих земляних робіт, влаштування нового дорожнього покриття, а також робота двигунів внутрішнього згоряння будівельної техніки та автотранспорту.

В атмосферне повітря будуть надходити діоксид азоту, сажа, діоксид сірки, оксид вуглецю, бенз(а)пірен, вуглеводні, метан, свинець, тверді суспендовані частинки, вуглеводні насинені, фенол, етилен, етиловий спирт, ксилол, залізо та його сполуки, марганець та його сполуки, пил неорганічний. Дане забруднення має короткочасний і локальний характер та припиняється після довершення будівельних робіт.

Від неорганізованих джерел викидів (стоянок автомобілів та переміщення автотранспорту по території комплексу) в атмосферне повітря будуть надходити: оксид вуглецю, діоксид азоту, НМЛОС, метан, діоксид сірки, оксиди азоту, аміак та свинець.

На машинах і механізмах встановлюються каталітичні фільтри, сприяючі нейтралізації і очищенню відпрацьованих газів.

Розрахунок розсіювання забруднюючих речовин в атмосферному повітрі на межі санітарно-захисної зони по усіх інгредієнтах не перевищує гранично допустимих концентрацій. При розміщені відкритих автостоянок, нормативні санітарні розриви відповідно до ДСП-173-2016 «Державні санітарні правила

планування та забудови, населених пунктів» дотримуються.

Розсіювання забруднюючих речовин в атмосферному повітрі під час експлуатації обладнання з урахуванням вкладу існуючого стану атмосфери показав, що концентрації забруднюючих речовин, які будуть викидатися в атмосферне повітря, нижче гранично допустимих концентрацій і будуть мати опосередкований вплив на навколишнє середовище та здоров'я населення. тобто загальний кумулятивний вплив є допустимим.

### **6.2.2 Вплив на водне середовище**

Водопостачання і водовідведення забезпечується приєднанням до міських централізованих мереж.

Водопостачання на господарсько-побутові та питні потреби працівників. задіяних у будівництві даного об'єкту, здійснюватиметься за рахунок існуючої мережі водопроводу. Для господарсько-побутових потреб будівельників та робітників передбачено встановлення біотуалетів. Технічний огляд, очищення та промивання кузовів, бетоновозів та інших будівельних машин, а також заправка техніки відбуватиметься у спеціально призначених місцях за межами будівельного майданчика.

Планованою діяльністю передбачається комплекс організаційно-технічних заходів щодо запобігання забрудненню ґрунтів і підземних вод дощовими стоками з території будівництва за допомогою влаштування твердого покриття тротуарів і проїздів, що при прийнятих нахилах забезпечує нормальне стікання атмосферних вод, дощової каналізації з подальшим підключенням її до проектної міської дощової каналізації і попереднім очищенням зливових стоків на локальних очисних спорудах.

### **6.2.3 Вплив на ґрунти та надра**

Ділянка планованої діяльності не піддається шкідливій (руйнівній) дії небезпечних геологічних процесів. Категорія складності інженерно-геологічних умов ділянки друга. Несприятливі фізико-механічні властивості ґрунтів – просідаючі ґрунти. Рівень ґрунтових вод на глибині 2,7-6.9 метра, амплітуда

сезонних коливань рівня фунтових вод – 0,62 м

Вплив на ґрунти під час проведення будівельно-монтажних робіт носить тимчасовий характер і полягатиме у виконанні земляних робіт. Даний вплив буде у нормативних межах. Вплив на ґрунти поза межами ділянки будівництва відсутній. В процесі проведення будівельно-монтажних робіт можливе забруднення ґрунту в результаті проливу паливно-мастильних матеріалів від будівельних машин, а також відходами будівництва і сміттям.

Для запобігання забрудненню ґрунту і води необхідний пристрій механізованої і автоматизованої заправки механізмів і організація збору відпрацьованих масел, а при зміні сезону – відправка їх на регенерацію.

На пунктах технічного обслуговування машин встановлюються ємкості для збору відпрацьованих нафтопродуктів.

З метою захисту ґрунтів від забруднення, в процесі функціонування об'єкту, передбачено наступні заходи: вертикальне планування ділянки майданчика будівництва, з урахуванням існуючого рельєфу і вертикального планування прилеглих вулиць; розміщення контейнерів для відходів на спеціальних майданчиках з твердим непроникним покриттям; влаштування підходів і проїздів до будинків з твердого покриття, для запобігання попаданню в ґрунт і підземні води забруднюючих речовин.

При виконанні планувальних робіт ґрунтовий шар повинен заздалегідь зніматися і складуватися для подальшого використання. Допускається не знімати родючий шар: при товщині його менше 10 см, при розробці траншей шириною зверху 1 м і менш. Зняття і нанесення родючого шару слід проводити, коли ґрунт знаходиться в немерзлому стані. Не допускається не передбачена проектною документацією вирубка дерев і чагарника, засипка ґрунтом стовбурів і корневих шийок деревно-чагарникової рослинності.

#### **6.2.4 Світлове, теплове та радіаційне забруднення, вплив на клімат та мікроклімат**

Джерела потенційного світлового, теплового та радіаційного забруднення під час здійснення будівельних робіт та при експлуатації об'єкту відсутні,

заходи по захисту навколишнього середовища від зазначених чинників впливу не передбачаються.

Кліматичні умови не погіршують розсіювання забруднюючих речовин в атмосферному повітрі, змін мікроклімату також не очікується, оскільки під час експлуатації об'єкту значні виділення теплоти, інертних газів та вологи відсутні.

### **6.2.5 Вплив шуму та вібрацій**

Для пониження шуму на будівельному майданчику виключається одночасна робота декількох машин з високим рівнем шуму.

Джерелом шуму на будівельному майданчику є будівельна техніка: апарат електрозварювання СТЕ-22 – 60 дБА, кран пневмоколісний КС-5363 – 50 дБА, екскаватор ЕО-2621 – 70 дБА, бульдозер Т-180КС – 70 дБА, розпушувач ДП-18 з тягачем Т-180 – 70 дБА, ущільнювач Д-16В – 70 дБА, компресор пересувної ПКС-5 – 80 дБА, автогрейдер – 70 дБА. каток самохідний ДУ-50 – 60 дБА. автомобіль-самоскид ЗИЛ-130 – 60 дБА. Сумарний розрахунковий рівень звукової потужності від усіх джерел становить 80 дБА.

Рівень звуку в розрахунковій точці в південному напрямку на відстані 20 м на території житлової забудови становить 44,8 дБА.

Згідно з п. 5.4, ДСН 3.3.6.037-2019 «Санітарні норми виробничого шуму, ультразвуку та інфразвуку», максимальний рівень шуму, що коливається у часі і переривається, не повинен перевищувати 110 дБА. Санітарні норми звукового тиску для застосованої техніки – виконуються.

Джерелами вібрації є машини і механізми, що побудовані на технологіях з ударними та вібраційними навантаженнями: знесення дорожнього полотна або кам'яних споруд. Менший рівень вібрації створюють компресори, відбійні молотки, гусенична техніка.

Під час будівельних робіт санітарні норми щодо допустимого вібраційного впливу для населення виконуються на межі будівельного майданчика.

Під час підготовчих і будівельних робіт використання будівельної

техніки з високим рівнем шуму, вібрації і морально застарілої техніки не передбачається.

Проведення будівельних робіт передбачено тільки в денний час. Швидкість руху будівельної техніки прийнято до 10 км/год. Ширина зони акустичного дискомфорту змінюється в межах 15-200 м. Дане забруднення матиме тимчасовий характер.

Основними джерелами шуму в процесі планованої діяльності є вентилятори припливно-витяжної вентиляції (не більше 60 дБ), насосне обладнання (60 дБ).

Сумарний рівень звукової потужності від усіх джерел – 74,4 дБА. Очікуваний сумарний рівень від усіх джерел шуму на межі житлової забудови та на межі розрахункової санітарно-захисної зони в контрольній точці у Південному напрямку на відстані 40 м не перевищує нормативного значення і становить 39,2 дБА.

Допустимий рівень звукового тиску на території житлової забудови становить 45 дБА. З урахуванням поправки +10 дБА на час доби, буде становити 55 дБА, що не перевищує санітарних норм та не завдає шкідливого впливу в районі найближчої житлової забудови.

### **6.2.6 Поводження з відходами**

При виконанні будівельних робіт передбачається утворення наступних видів відходів: матеріали обтиральні зіпсовані, відпрацьовані чи забруднені: брухт чорних металів; відходи, одержані у процесах зварювання металів; відходи лако-фарбувальних матеріалів (3 клас небезпеки), надлишковий ґрунт; відходи деревини кускові; відходи комунальні (міські) змішані, у тому числі сміття з урн (4 клас небезпеки).

Тимчасове зберігання кожного виду відходу планується здійснювати на спеціальній контейнерній площадці з твердим покриттям в спеціальних контейнерах на території житлової забудови, що забезпечить локалізацію розміщення відходів та виключить можливість розповсюдження в навколишньому середовищі шкідливих речовин. Вивіз відходів на утилізацію

або на полігон твердих побутових відходів здійснюватиметься згідно з укладеними договорами з спеціалізованими підприємствами.

За умови дотримання чинних вимог тимчасового зберігання відходів та подальшої їх утилізації або вивозу спеціалізованою організацією, значного негативного впливу на стан навколишнього природного середовища не очікується.

### **6.2.7 Вплив на соціальне середовище**

Здійснення планованої діяльності матиме позитивний вплив на соціальне середовище за рахунок організації нових робочих місць, покращення благоустрою та інфраструктури, додаткових надходжень до місцевого бюджету, розвитку економіки міста.

Оцінка ризику впливу планованої діяльності на здоров'я населення проводилась за розрахунками розвитку канцерогенного та неканцерогенного ефекту. Аналіз отриманих розрахунків показав, що ризики розвитку шкідливих ефектів від діяльності проектного об'єкту оцінюються як прийнятні.

### **6.2.8 Вплив на навколишнє техногенне середовище**

Об'єкти, що відносяться до культурно-історичної спадщини та пам'яток архітектури, їх охоронні зони і території, промислові та житлово-цивільні об'єкти на території майданчика будівництва відсутні.

Гарантією виключення виникнення аварій і можливого нанесення шкоди здоров'ю населення та порушення умов життєдіяльності є надійність об'єктів навколишнього техногенного середовища.

## **6.3 Екологічні умови провадження планованої діяльності**

Будівлі і споруди створюють великий вплив на оточуюче середовище. Їх поява викликає значні зміни в повітряному і водному середовищах, в стані ґрунтів ділянки будівництва. Міняється рослинний покрив – на зміну знищуваному природному приходять штучні посадки. Міняється режим випаровування вологи. Середня температура в районі забудови постійно вище,

ніж зовні неї.

Непродумані технології, організація і саме виробництво робіт визначають великі витрати енергії і матеріалів, високий ступінь забруднення навколишнього середовища. Процес будівництва є відносно нетривалим. Взаємодія будівлі або споруди з навколишнім середовищем, його характер і наслідки визначається в період тривалої експлуатації. Звідси витікає важливість цього періоду у визначенні економічності об'єкту, тобто яким чином відобразиться на стані навколишнього середовища не тільки поява, але і його тривале функціонування.

Екологічний підхід повинен характеризувати проектування, будівництво, і експлуатацію будівлі. При проектуванні, у свою чергу, він повинен бути витриманий при рішенні як об'ємно - планувальному, так і конструктивному; при виборі матеріалів для будівництва, при визначенні технології зведення і т.д.

Зусилля всіх керівних органів, як центральних, так і на місцях, повинні бути направлені на те, щоб дбайливе відношення до природи стало предметом постійної турботи колективів, керівників і фахівців всіх галузей господарства, нормою повсякденного життя людей.

Практичне здійснення задач з охорони довкілля може бути успішним тільки за умови об'єднання зусиль фахівців всіх галузей народного господарства, заснованих на чіткому розумінні екологічних проблем і знаннях, які були отримані в процесі навчання в школі і вищому навчальному закладі. Таким чином, слід говорити про необхідність вивчення і виявлення екологічних аспектів в будь-якій діяльності людини, у тому числі і про інженерну екологію, в рамках якої повинні розглядатися екологічні аспекти діяльності галузей промисловості і будівництва. Від фахівців – будівників залежить характер дії на оточуюче середовище цивільних і промислових будівель і їх комплексів - промислових об'єктів, міст і селищ. Інструкцією про склад, порядок розробки, узгодження проектно - кошторисної документації на будівництво підприємств, будівель і споруд (ДБН А.2.2-3-2014) вже передбачена розробка заходів по раціональному використуванню природних ресурсів. Природоохоронні вимоги введені і в ряд інших нормативних документів (ДБН В.1.1-25-2009, ДБН

А.3.1-5:2016 і ін.).

Комплекс прийнятих проектних рішень під час провадження планованої діяльності щодо запобігання можливих вибухів і пожеж, а також забезпечення адекватного на них реагування, дозволить звести до мінімуму ймовірність виникнення і тривалість аварій, а також складність їх наслідків, а також і урахуванням усієї інформації вважає допустимим провадження планованої діяльності з огляду на нижченаведене, а саме на те, то на підставі наведених оцінок ймовірних впливів на складові навколишнього природного середовища (атмосферне повітря, водне середовище та земельні ресурси, ґрунти, кліматичні фактори, рівні шумового, радіаційного, вібраційного та теплового забруднень) сукупний вплив планованої діяльності при штатному режимі експлуатації є екологічно допустимим.

Екологічні умови провадження планованої діяльності:

1. До заходів щодо охорони навколишнього природного середовища відносяться всі види діяльності людини, направлені на зниження або повне усунення негативної дії антропогенних чинників, збереження, вдосконалення і раціональне використання природних ресурсів:

- містобудівні заходи, направлені на екологічно раціональне розміщення підприємств, населених місць і транспортної сітки;
- архітектурно-будівельні заходи, що визначають вибір екологічних об'ємно - планувальних і конструктивних рішень;
- вибір екологічно чистих матеріалів при проектуванні і будівництві;
- застосування маловідходних і безвідходних технологічних процесів і виробництв при переробці будівельних матеріалів;
- будівництво і експлуатація очисних і знешкджуючих споруд і пристроїв;
- рекультивація земель;
- заходи по боротьбі з ерозією і забрудненням ґрунтів;
- заходи по охороні вод і надр і раціональному використуванню мінеральних ресурсів;
- заходи щодо охорони і відтворювання флори і фауни і т.д.

2. Для планованої діяльності встановлюються такі умови використання території та природних ресурсів під час виконання підготовчих і будівельних робіт та провадження планованої діяльності, а саме:

2.1. Під час виконання підготовчих і будівельних робіт забезпечити:

- влаштування тимчасового огороження будівельного майданчика;
- забезпечення встановлення дорожніх знаків на території об'єкту;
- облаштування тимчасових автодоріг для будівельної техніки, для зменшення пилоутворення в межах об'єкта будівництва;
- заборону здійснення будівельних робіт поза межами відведеної земельної ділянки;
- дотримання гранично допустимої висоти будівництва;
- здійснення тимчасового освітлення будівельного майданчика та ділянок робіт;
- встановлення лічильників води;
- встановлення мобільних санітарно-технічних споруд із герметичними ємностями для збору рідких відходів (біотуалети) з розрахунку на чисельність осіб, залучених до виконання робіт;
- виконання необхідних технічних рішень і заходів для раціонального використання, охорони та недопущення забруднення земель в місцях зберігання будматеріалів і обладнання, транспортних засобів;
- встановити контейнери для зберігання відходів;
- недопущення влаштування звалищ будівельного сміття, своєчасно вивозити його в спеціально відведені місця;
- недопущення змішування відходів, забезпечення повного їх збирання, належного зберігання та недопущення знищення відходів, для утилізації яких в Україні існує відповідна технологія; відходи по мірі накопичення збирати у тару, призначену для кожного класу відходів з дотриманням правил безпеки для подальшого перевезення на об'єкти утилізації, місця знешкодження або захоронення;
- вивезення та передачу відходів спеціалізованим підприємствам для подальшої їх утилізації, переробки, видалення або захоронення. Вивезення

відходів повинно здійснюватися в спеціально відведені місця в закритих контейнерах або спецтранспортом, що запобігає розпорошенню відходів під час транспортування;

- організацію регулярної перевірки технічного стану автотехніки (заборона на використання будівельної техніки із підтіканням паливо-мастильних матеріалів та перевищенням нормативно встановлених показників CO і CH у відпрацьованих газах);

- недопущення при роботі будівельних машин підвищених рівнів вібрації, використання захисних кожухів, ізоляційних покриттів;

- будівельні матеріали, що будуть використовуватись при проведенні будівельних робіт, повинні відповідати нормативним рівням радіаційних параметрів;

- обов'язкове проведення радіаційного контролю після будівництва нового об'єкта;

- недопущення забруднення нафтопродуктами ґрунтів на території забудови. У разі виявлення такого забруднення необхідно вжити заходів щодо його ліквідації;

- здійснення благоустрою території об'єкту планованої діяльності та прилеглої території після закінчення будівельних робіт.

2.2. Під час провадження планованої діяльності встановлюються такі екологічні умови:

- забезпечити виконання необхідних технічних рішень і заходів для раціонального використання, охорони та недопущення забруднення земель;

- забезпечити дотримання санітарно-захисної зони;

- здійснювати інструментально-лабораторний контроль параметрів викидів забруднюючих речовин від стаціонарних джерел викидів;

- отримати дозвіл на викиди забруднюючих речовин в атмосферне повітря стаціонарними джерелами викидів відповідно до чинного законодавства;

- суворо дотримуватися умов дозволу на викиди забруднюючих речовин в атмосферне повітря;

– вживати заходів щодо запобігання перевищення нормативного рівня шуму та інших фізичних впливів, що створюються роботою технологічного обладнання та автомобільного транспорту на межі нормативної санітарно-захисної зони;

– під час провадження планованої діяльності рівень шуму на межі нормативної санітарно-захисної зони не повинен перевищувати нормативних значень;

– з метою попередження додаткового шумового навантаження забезпечити здійснення планованої діяльності у денний час;

– забезпечити дотримання нормативних вимог щодо вібрації;

– поводження з відходами здійснювати відповідно до вимог Закону України «Про відходи»;

– забезпечити збір та тимчасове зберігання відходів на спеціально обладнаних майданчиках, недопущення змішування відходів, а також своєчасне вивезення та передачу відходів спеціалізованим організаціям у сфері поводження з відходами, у тому числі з небезпечними;

– виконувати заплановані заходи з охорони та раціонального використання водних ресурсів;

– дотримуватись Правил користування системами централізованого комунального водопостачання та водовідведення в населених пунктах України, затверджених наказом Міністерства з питань житлово-комунального господарства України від 27.06.2008 № 190;

– скидання стічних вод до системи централізованого водовідведення здійснювати згідно з технічними умовами;

– заправку, мийку, технічне обслуговування, ремонт обладнання, техніки тощо (у разі необхідності) проводити у спеціально передбачених та організованих місцях;

– забезпечити збереження та належний догляд за зеленими насадженнями відповідно до ст.ст. 27, 28 Закону України «Про рослинний світ», ст. 28 Закону України «Про благоустрій населених пунктів». Наказу Міністерства

будівництва архітектури та житлово-комунального господарства України від 10.04.2006 № 105 «Про затвердження Правил утримання зелених насаджень у населених пунктах України», постанови Кабінету Міністрів України від 01.08.2006 №1045 «Про затвердження Порядку видалення дерев, кущів, газонів і квітників у населених пунктах»;

– дотримуватись вимог ДБН В.2.2-15:2019 «Житлові будинки. Основні положення»;

– виконувати вимоги пожежної безпеки, ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»;

– забезпечити здійснення додаткової оцінки впливу на довкілля у разі зміни планованої діяльності, яка підлягає оцінці впливу на довкілля відповідно до вимог постанови Кабінету Міністрів України від 13.12.2017 р. № 1010.

3. Для планованої діяльності встановлюються такі умови щодо запобігання виникненню надзвичайних ситуацій та усунення їх наслідків. а саме:

– припинення будь-яких робіт при виникненні нештатних ситуацій (аварія, несправність тощо) до приведення технологічного процесу до нормальних умов;

– розробити та погодити в установленому порядку план організаційних заходів щодо локалізації та ліквідації аварійних ситуацій і аварій;

– дотримуватися вимог пожежної безпеки та охорони праці;

– розробити спеціальні заходи щодо охорони довкілля на випадок виникнення аварійних ситуацій техногенного та природного походження. вживати заходів з ліквідації причин та наслідків забруднення;

– передбачити ряд організаційно-технічних заходів з метою недопущення виникнення аварійних ситуацій, можливості забезпечення їх оперативної локалізації та ліквідації, забезпечення мінімізації можливого негативного впливу на довкілля.

4. Для планованої діяльності встановлюються такі умови щодо зменшення транскордонного впливу планованої діяльності, а саме:

– підстави для здійснення оцінки транскордонного впливу планованої

діяльності відсутні.

5. На суб'єкта господарювання покладається обов'язок із здійснення таких компенсаційних заходів:

- своєчасно і в повному обсязі сплачувати екологічний податок;
- сплачувати нараховані компенсаційні збитки при аварійних ситуаціях.

6. На суб'єкта господарювання покладається обов'язок із запобігання, уникнення, зменшення (пом'якшення), усунення, обмеження впливу планованої діяльності на довкілля, а саме:

– забезпечити дотримання допустимих нормативів гранично допустимих викидів забруднюючих речовин в атмосферному повітрі на межі санітарно-захисної зони відповідно до вимог Закону України «Про охорону атмосферного повітря»;

– забезпечити дотримання вимог Земельного кодексу України щодо забезпечення раціонального використання та охорони земель;

– вживати заходів щодо недопущення впродовж доби перевищень рівнів шуму, встановлених санітарними нормами;

– забезпечити проведення операцій із поводження з відходами різних класів небезпеки відповідно до вимог Закону України "Про відходи".

7. На суб'єкта господарювання покладається обов'язок із здійснення після проектного моніторингу, а саме:

– здійснювати моніторингові спостереження за викидами забруднюючих речовин в атмосферне повітря від стаціонарних джерел один раз на рік;

– здійснювати інструментально-лабораторний контроль викидів забруднюючих речовин в а атмосферне повітря від стаціонарних джерел один раз на рік;

– здійснювати моніторинг радіаційного фону на території планованої діяльності один раз на рік;

– здійснювати моніторинг шумового впливу на межі санітарно-захисної зони та найближчої житлової забудови один раз на рік.

– забезпечити обов'язковий облік відходів, відповідно до чинного законодавства України.

Результати моніторингу та інформацію щодо виконання умов висновку щорічно до 25 січня надавати до уповноваженого територіального органу у сфері охорони навколишнього природного середовища.

Якщо під час провадження даної господарської діяльності буде виявлено значний негативний вплив на життя і здоров'я населення чи довкілля та якщо такий вплив не був оцінений під час здійснення оцінки впливу на довкілля та/або істотно змінює результати оцінки впливу цієї діяльності на довкілля, рішення про провадження такої діяльності за рішенням суду підлягає скасуванню, а діяльність – припиненню.

8. На суб'єкта господарювання покладається обов'язок із здійснення додаткової оцінки впливу на довкілля на іншій стадії проектування, а саме:

– здійснення додаткової оцінки впливу не передбачається.

Висновок і оцінки впливу на довкілля є обов'язковим для виконання, Екологічні умови, передбачені у ньому висновку є обов'язковими. Висновок і оцінки впливу на довкілля втрачає силу через п'ять років у разі якщо не було прийнято рішення про провадження планованої діяльності. Оцінки впливу на довкілля, здійснено відповідно до статей 3, 6, 7, 9 і 14 Закону України «Про оцінку впливу на довкілля», щодо будівництва багатопверхового житлового будинку.

# РОЗДІЛ 7

## ЕКОНОМІКА

Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	КНУ.МР.192.25.342с.23 ЕК			
Керівник	Сахно				Проектування механозбірного цеху з конструктивними заходами захисту каркасу	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консул.	Кадол					МР		
Магістр.	Самоткан					ПЦБ-24М		
Зав.каф	Валовой							

## 7.1 Економічні розрахунки конструктивних рішень

### 7.1.1 Економічне порівняння запропонованих конструктивних рішень

Розрахуємо економічний ефект за приведеними витратами за весь нормативний термін служби фундаментних конструкцій дипломного проекту «Проектування механозбірного цеху з конструктивними заходами захисту каркасу».

Інформація щодо варіантів влаштування фундаментних конструкції наведена в табл.1.

Таблиця 1 – Вихідні дані для визначення економічного ефекту

№з/п	Матеріал	Обсяг
1-й варіант фундамент монолітний стовпчастий окремо стоячий висотою 2.1м, кількість 30 шт. по 1,51 м <sup>3</sup> , 34 шт. по 0,72 м <sup>3</sup>		
1	Бетон класу С12/15	69,78 м <sup>3</sup>
2	Арматура класу А-400	1745 кг
2-й варіант фундамент монолітний стрічковий висотою 2.1м.		
1	Бетон класу С12/15	75 м <sup>3</sup>
2	Арматура класу А-400	1875 кг

Визначення більш ефективного варіанту проведемо за допомогою програмного комплексу «Будівельні – технології Кошторис -8», та відповідно нормативної бази, затвердженої настановою Міністерства регіонального розвитку з визначення вартості будівництва (Наказ від 01.11.2021 р № 281 зі змінами №1 та №2).



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	На ОДИНИЦ Ю	ВСЬОГ О
1	КБ5-74-1	Улаштування буроін'єкційних паль 300х300 мм, довжина паль до 12 м	1м3 конструктивног о об'єму палі	183,5	9 876,59	5 569,10	1 812 354	23 583	1 021 930	1,7600	322,96
					128,52	1 302,94			239 089	13,9559	2 560,91
2	П171-1062	Заглушки металеві	шт	111,0	250,00		27 750				
3	П171-1060	Опалубка металева	т	0,1468	43 000,00		6 312				
4	КБ5-75-1	Установлення арматури окремими стрижнями в тіло бетону при улаштуванні буроін'єкційних паль	1т арматури	4,5	507,30	-	2 283	1 714	-	4,6000	20,70
					380,88	-			-	-	-
5	П171-1063	Арматурні стрижні	т	4,5	39 000,00		175 500				
6	КБ6-1-16	Улаштування залізобетонног о ростверку	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	1,535	338 025,11	8 992,83	518 869	28 300	13 804	249,4100	382,84
					18 436,39	2 923,64			4 488	32,7235	50,23
7	П160-17	Арматура	т	12,4335	39 000,00		484 907				

	<b>Разом прямих витрат по кошторису</b>		3 027 975	53 597	1 035 734	726,50
					<u>243 577</u>	<u>2 611,14</u>
	Разом прямі витрати	грн.	3 027 975			
	в тому числі:					
	вартість матеріалів, виробів і комплектів	грн.	1 938 644			
	вартість ЕММ	грн.	1 035 734			
	в т.ч. заробітна плата в ЕММ	грн.		243 577		
	заробітна плата робітників	грн.		53 597		
	всього заробітна плата	грн.		297 174		
	Загальновиробничі витрати	грн.	155 780			
	трудомісткість в загальновиробничих витратах	люд-г				400,51
	заробітна плата в загальновиробничих витратах	грн.		49 865		
	<b>Всього по кошторису</b>	грн.	3 183 755			
	Кошторисна трудомісткість	люд-г				3 738,15
	Кошторисна заробітна плата	грн.		347 039		

Склав

Самоткан А.С.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

### 7.1.3 Договірна ціна № 1 порівняння варіанту №1

Додаток 30  
до Настанови (пункт 5.2)

Замовник: ПАТ "Дніпровськбуд"  
(назва організації)

Підрядник: ПАТ "Монтажбудінвест"  
(назва організації)

#### ДОГОВІРНА ЦІНА № 1

на будівництво Проектування механозбірного цеху з конструктивними заходами захисту каркасу

(найменування об'єкта будівництва, черги, пускового комплексу, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в \_\_\_\_\_2025\_\_\_\_\_ році

Вид договірної ціни: "тверда"

Договір № 12/Л від 08.12.2024

Визначена згідно з Настановою, Наказ від 1.11.2021 №281

Складена в поточних цінах станом на 8 грудня 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис.грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	<b>Розділ І. Будівельні роботи</b>			
		Прямі витрати	3 027,975	3 027,975	
		у тому числі			
		Заробітна плата будівельників, монтажників	53,597	53,597	
		Вартість матеріальних ресурсів	1 938,644	1 938,644	
		Вартість експлуатації будівельних машин	1 035,734	1 035,734	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	155,780	155,780	
3		Всього прямі і загальновиробничі витрати	3 183,755	3 183,755	

4	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	30,246	30,246	
		<b>Разом</b>	3 214,001	3 214,001	
5	Розрахунок №3 (Додаток 8, Настанова п.26)	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період	20,248	20,248	
6	Розрахунок №4 (Додаток 8, Настанова п.27)	Кошти на виконання будівельних робіт у літній період	8,678	8,678	
		<b>Разом</b>	3 242,927	3 242,927	
7	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова )	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	72,028	72,028	
8	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова )	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	20,125		20,125
		<b>Разом по розділу I</b>	3 335,080	3 314,955	20,125
9		Податок на додану вартість	667,016		667,016
		<b>Всього по розділу I</b>	4 002,096	3 314,955	687,141
10		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	4,537	4,537	
11		Податок на додану вартість	0,907		0,907
12		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	5,444	4,537	0,907
		<b>Розділ II. Устаткування</b>			
13		Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		
14		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		<b>Разом по розділу II</b>	-		

15		Податок на додану вартість	-		
		<b>Всього по розділу II</b>	-		
		<b>Всього договірна ціна (р.I+р.II)</b>	4 002,096		

## 7.1.4 Локальний кошторис на будівельні роботи № 2 - порівняння варіанту №2

Додаток 1  
до Настанови (пункт 3.11)

### Проектування механозбірного цеху з конструктивними заходами захисту каркасу (найменування об'єкта будівництва)

#### Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-002

на Варіант 2 - порівнянні паль  
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:	Кошторисна вартість	4 183,927	тис. грн.
креслення(специфікації)№	Кошторисна трудомісткість	5,26908	тис. люд.-год
	Кошторисна заробітна плата	471,715	тис. грн.
	Середній розряд робіт	3,7	розряд

Складений в поточних цінах станом на 8 грудня 2025 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслугову- ванням машин
					Всього	експлуа- тації машин	Всього	заробітної плати	експлуа- тації машин	
										заробітної плати

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	На ОДИНИЦЮ	ВСЬОГО	
1	КБ5-3-4	Заглиблення дизель-молотом на гусеничному копрі залізобетонних паль довжиною до 7 м у ґрунті групи 2	1м3 паль	247,0	4 616,10	3 947,57	1 140 177	122 831	975 050	6,2600	1 546,22	
						497,29	530,17			130 952	5,3279	1 315,99
2	П171-118	Палі залізобетонні Зрубвання голів	м3	254,41	4 300,00		1 093 963	51 395				
3	КБ5-113-1		1 паля	392,0	670,79	537,38	262 950		210 653	1,6900	662,48	
		залізобетонних паль площею поперечного перерізу до 0,1 м2			131,11	122,94			48 192	1,3904	545,04	
4	КБ6-1-16		Улаштування залізобетонного ростверку	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	2,25	338 025,11	8 992,83	760 556	41 482	20 234	249,4100	561,17
					18 436,39	2 923,64			6 578	32,7235	73,63	
5	П160-17	Арматура	т	18,225	39 000,00		710 775					
		<b>Разом прямих витрат по кошторису</b>						3 968 421	215 708	1 205 937		2 769,87
		<b>Разом прямі витрати</b>					грн.	3 968 421		185 722		1 934,66

	в тому числі:			
	вартість матеріалів, виробів і комплектів	грн.	2 546 776	
	вартість ЕММ	грн.	1 205 937	
	в т.ч. заробітна плата в ЕММ	грн.		185 722
	заробітна плата робітників	грн.		215 708
	всього заробітна плата	грн.		401 430
	Загальновиробничі витрати	грн.	215 506	
	трудоємність в загальновиробничих витратах	люд-г		564,55
	заробітна плата в загальновиробничих витратах	грн.		70 285
	<b>Всього по кошторису</b>	грн.	4 183 927	
	Кошторисна трудоємність	люд-г		5 269,08
	Кошторисна заробітна плата	грн.		471 715

Склав

Самоткан А.С

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірів

Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

## 7.1.5 Договірна ціна № 2 порівняння варіанту №2

Додаток 30  
до Настанови (пункт 5.2)

Замовник: ПАТ "Дніпровськбуд"  
(назва організації)

Підрядник: ПАТ "Монтажбудінвест"  
(назва організації)

### ДОГОВІРНА ЦІНА № 2

на будівництво Проектування механозбірного цеху з конструктивними заходами захисту каркасу

(найменування об'єкта будівництва, черги, пускового комплексу, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в \_\_\_\_ 2025 \_\_\_\_ році

Вид договірної ціни: "тверда"

Договір № 12/Л від 08.12.2024

Визначена згідно з Настановою, Наказ від 1.11.2021 №281

Складена в поточних цінах станом на 8 грудня 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис.грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	<b>Розділ I. Будівельні роботи</b>			
		Прямі витрати	3 968,421	3 968,421	
		у тому числі			
		Заробітна плата будівельників, монтажників	215,708	215,708	
		Вартість матеріальних ресурсів	2 546,776	2 546,776	
		Вартість експлуатації будівельних машин	1 205,937	1 205,937	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	215,506	215,506	
3		Всього прямі і загальновиробничі витрати	4 183,927	4 183,927	

4	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	39,747	39,747	
		<b>Разом</b>	4 223,674	4 223,674	
5	Розрахунок №3 (Додаток 8, Настанова п.26)	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період	26,609	26,609	
6	Розрахунок №4 (Додаток 8, Настанова п.27)	Кошти на виконання будівельних робіт у літній період	11,404	11,404	
		<b>Разом</b>	4 261,687	4 261,687	
7	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова )	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	101,527	101,527	
8	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова )	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	28,367		28,367
		<b>Разом по розділу I</b>	4 391,581	4 363,214	28,367
9		Податок на додану вартість	878,316		878,316
		<b>Всього по розділу I</b>	5 269,897	4 363,214	906,683
10		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	5,962	5,962	
11		Податок на додану вартість	1,192		1,192
12		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	7,154	5,962	1,192
		<b>Розділ II. Устаткування</b>			
13		Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		
14		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		<b>Разом по розділу II</b>	-		

15		Податок на додану вартість	-		
		<b>Всього по розділу II</b>	-		
		<b>Всього договірна ціна (р.I+р.II)</b>	5 269,897		

## 7.2 Розрахунок варіантів конструктивного рішення за приведеними витратами

Витрати праці робітників-будівельників на встановлення окремих видів конструктивних елементів дають можливість розрахувати тривалість виконання будівельних робіт:

$$t = \sum_{i=1}^n \frac{T_{оснi}}{N_i \cdot n_i \cdot K_{зм}}, \text{ дні}$$

де  $T_{оснi}$  – витрати праці робітників-будівельників на встановлення окремих видів конструктивних елементів, людино-годин;

$N_i$  – прийнята кількість бригад для виконання робіт із встановлення  $i$ -того конструктивного елемента;

$n_i$  – середня кількість робітників-будівельників у бригаді за діючими нормативами, осіб;

$K_{зм}$  – кількість робочих змін на добу, прийнята при встановленні  $i$ -того конструктивного елемента.

$$t_1 = \frac{406,340/8}{2 \cdot 5 \cdot 1} = 5,079 \text{ дня};$$

$$t_2 = \frac{442,25/8}{2 \cdot 5 \cdot 1} = 5,528 \text{ дня}.$$

Визначаємо величину капітальних вкладень, необхідних будівельній організації для забезпечення виробництва ( $K$ ):

$$K = K_{осн} + K_{об}$$

де  $K_{осн}$  і  $K_{об}$  – капітальні вкладення відповідно в основні і оборотні фонди, грн.;

$$K_{осн} = \sum_{j=1}^g \frac{M_j \cdot t_j}{t_{нj}}$$

де  $M_j$  – інвентарно-розрахункова вартість машин  $j$ -ї групи;

(для монтажу використовуємо кран з інвентарно-розрахунковою вартістю 4000000 грн. ;

$t_j$  – тривалість роботи машин  $j$ -ї групи на об'єкті, машино-годин;

$t_{nj}$  – нормативна тривалість роботи машин  $j$ -ї групи протягом року, машино-годин:

$$K_{очн1} = \frac{4000 \times 5,079}{100} = 203,160 \text{ тис. грн.}; \quad K_{очн2} = \frac{4000 \times 5,528}{100} = 221,12 \text{ тис. грн.}$$

Визначаємо необхідні капітальні вкладення для забезпечення підрядника необхідної величини оборотних коштів:

$$K_{об} = \frac{(C + ТБ + ДК_3 + ДК_л + КП + АВ)}{n_{об}}$$

де  $C$  – собівартість будівельно-монтажних робіт;

$n_{об}$  – кількість оборотів оборотних коштів (приймається в межах 3 – 4);

Витрати на тимчасові будівлі та споруди, додаткові витрати за роботу взимку, прибуток та адміністративні витрати формуємо на програмному комплексі «Будівельні – технології Кошторис - 8» за варіантами в договірних цінах.

Визначенні витрати на тимчасові будівлі та споруди, витрати за роботу зимою, прибуток та адміністративні витрати, тис. грн. наступні:

1-й варіант:

Витрати на тимчасові будівлі та споруди – 9,491 тис. грн.

Витрати на роботу взимку – 2,335 тис. грн.

Прибуток – 9,332 тис. грн.

Адміністративні витрати – 2,608 тис. грн.

2-й варіант:

Витрати на тимчасові будівлі та споруди – 9,865 тис. грн.

Витрати на роботу взимку – 2,427 тис. грн.

Прибуток – 7,881 тис. грн.

Адміністративні витрати – 2,202 тис. грн.

Визначаємо величину оборотних засобів за варіантами:

$$K_{об1} = \frac{(379,654 + 9,491 + 2,335 + 9,332 + 2,608)}{4} = 403,420/4 = 100,885 \text{ тис. грн.}$$

$$K_{об2} = \frac{(394,585 + 9,865 + 2,427 + 7,881 + 2,202)}{4} = 416,960/4 = 104,24 \text{ тис. грн.}$$

Загальна сума капітальних вкладень в основні виробничі фонди та оборотні кошти підрядника наступна:

$$K1 = 203,160 + 100,885 = 304,045 \text{ тис. грн.}$$

$$K2 = 221,120 + 104,240 = 325,360 \text{ тис. грн.}$$

Витрати на експлуатацію конструктивних елементів включають суму річних амортизаційних відрахувань (А) і витрати на ремонт і утримання конструкцій (В<sub>ру</sub>):

$$V_c = A + B_{ру}$$

$$A = \frac{(C + TБ + ДК_{зл} + КП + АВ)}{100} \cdot N_a$$

де  $N_a$  – річна норма амортизаційних відрахувань на будівлі і споруди (приймається 8 %):

$$A1 = \frac{403,420}{100} \times 8 = 32,274 \text{ тис. грн.};$$

$$A2 = \frac{416,960}{100} \times 8 = 33,357 \text{ тис. грн.}$$

Визначаємо загальну кошторисну трудомісткість будівельно-монтажних робіт ( $T_{заг}$ ):

$$T_{заг} = T_{пв} + T_{зв} + T_{зл} + T_{тб}$$

де  $T_{пв}$  – нормативно-розрахункова трудомісткість робіт, що передбачаються прямими витратами;

$T_{зв}$  – розрахункова кошторисна трудомісткість робіт, що передбачені загально-виробничими витратами:

$$T_{зв} = T_{нв} \cdot K_{тзв}$$

$T_{тб}$  — розрахункова трудомісткість робіт зі зведення і розбирання титульних тимчасових будівель і споруд;

$T_{з}$  і  $T_{л}$  — розрахункова додаткова трудомісткість будівельно-монтажних робіт при їх виконанні відповідно в зимовий та літній періоди.

За інвесторською документацією загальна трудомісткість становить:

1 варіанту - 0,49288 тис. люд. год.;

2-го варіанту - 0,51623 тис. люд. год.

Визначаємо необхідні витрати на ремонт та утримання конструкцій по кожній  $j$ -й групі конструкцій:

$$B_{py} = \frac{\sum_{j=1}^m (C + T_{Бj} + B_{зл} + K_{Пj} + A_{Bj}) \cdot H_{нрj}}{100},$$

де  $H_{нрj}$  — річні норми витрат на ремонт та експлуатацію  $j$ -ї конструкції, які для конструкцій залізобетонних фундаментів дорівнюють 1,5%:

$$B_{py1} = \frac{403,420}{100} \times 1,5 = 6,052 \text{ тис. грн.};$$

$$B_{py2} = \frac{416,960}{100} \times 1,5 = 6,254 \text{ тис. грн.}$$

$$B_{e1} = 32,274 + 6,052 = 38,326 \text{ тис. грн.};$$

$$B_{e2} = 33,357 + 6,254 = 39,611 \text{ тис. грн.}$$

Питомі приведені витрати за варіантами конструктивних рішень за двома варіантами визначаємо за наступною формулою:

$$B_{п} = (B_{пi} + E_{н} \cdot K_i) \cdot (\rho + E_{нп}) + B_{e_i},$$

де  $E_{нп}$  — норматив ефективності (норма прибутку) капітальних вкладень;

$\rho$  — коефіцієнт реновації, частка витрат в розрахунку на рік служби конструкції;

$E_{нп}$  — норматив приведення капітальних вкладень за фактором часу, ( $E_{н.п} = 0,1$ ).

Розраховуємо, враховуючи, що строк використання конструкцій за варіантами – 100 років та відповідно коефіцієнт реновації 0,0000072,

$$B_{п1} = (403,420 + 0,15 \times 304,045) (0,0000072 + 0,1) + 38,326 = 83,232 \text{ тис. грн.}$$

$$B_{п2} = (416,960 + 0,15 \times 325,360) (0,0000072 + 0,1) + 39,611 = 86,191 \text{ тис. грн.}$$

### 7.3 Визначення економічного ефекту від впровадження раціональної конструкції

Розрахуємо економічний ефекту від створення і використання більш ефективних стінових конструкцій за весь строк їх експлуатації:

$$E = \frac{B_2 - B_1}{\rho_2 + E_{нп}}$$

$$E = \frac{86,191 - 83,232}{0,0000072 + 0,1} = 29,588 \text{ тис. грн.}$$

Основні техніко - економічні показники за варіантами конструкцій наведемо в табл. 2.

Таблиця 2 - Основні техніко - економічні показники за варіантами конструкцій

№ п п	Найменування показників	Одиниця виміру	Рівень показника за варіантами	
			1	2
1	Тривалість виконання будівельних робіт	діб	5,079	5,528
2	Загальна кошторисна трудомісткість будівельних робіт	тис люд.-год.	0,49288	0,51623
3	Собівартість БМР	тис. грн.	379,654	394,584
4	Вартість основних виробничих фондів і оборотних коштів	тис. грн.	304,045	325,360
5	Річні приведені витрати	тис. грн.	83,232	86,191
6	Економічний ефект від використання прогресивної конструкції за весь строк її експлуатації	тис. грн.	29,588	-

Економічний ефект від проектування першого варіанту за весь нормативний термін використання конструкції фундаменту дорівнює 29,588 тис. грн., та по всім показникам – тривалості виконання робіт, загальній

кошторисній трудомісткості, собівартості, вартості основних виробничих фондів та оборотних коштів, річних приведених витрат застосування 1-го варіанту фундаментів більш економічно, ніж 2-го.

# РОЗДІЛ 8

## НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	КНУ.МР.192.25.342с.23 НР			
Керівник	Сахно				Проектування механозбірного цеху з конструктивними заходами захисту каркасу	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консул.	Тімченко					МР		
Магістр.	Самоткан					ПЦБ-24М		
Зав.каф	Валовой							

## **8.1 Проблема наукового дослідження**

Карстові території займають приблизно 60% територій України. Тому у зв'язку з постійно збільшуваними обсягами капітального будівництва та дефіцитом вільних територій для будівництва освоєння закарстованих територій в Україні є актуальним дослідженням.

Основною вимогою до будівель і споруд, що зводяться на карстонебезпечних територіях, є забезпечення їх експлуатаційної придатності у разі утворення порожнини під фундаментом будівлі. Дана вимога може забезпечуватися шляхом введення спеціальних пристроїв у каркас будівлі. Мета таких пристроїв – автоматичне збереження проектної позначки конструкцій будівлі, які попали у зону просідання основи.

Освоєння закарстованих територій викликає необхідність удосконалення відомих і розробки нових конструктивних рішень будівель і споруд, вивчення їх напружено-деформованого стану при карстопоявленні, а також визначення найбільш раціонального використання методу захисту будівель від карстопоявлення.

## **8.2 Об'єкт та предмет наукового дослідження**

Об'єкт дослідження – каркасні споруди, які проектуються на закарстованих територіях.

Предмет дослідження – конструктивні методи захисту будівель і споруд, у тому числі які засновані на принципі збереження проектної позначки захищуваних конструкцій при деформації карстонебезпечних основ.

## **8.3 Мета та задачі наукового дослідження**

Мета дослідження – конструктивні заходи захисту споруд, що зводяться на карстонебезпечних територіях і дослідження традиційних методів захисту споруди від карстовиявлення за рахунок визначення коефіцієнта жорсткості основи у зоні карстового провалу та дослідження необхідності урахування розушільнення ґрунту у зоні карстового провалу.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити такі задачі:

1. Узагальнити основні відомості про виникнення та розвиток карстових явищ, а також розглянуто види пошкоджень будівель і споруд від поверхневого карстопрояву.

2. Розглянути пристрої для автоматичного збереження проектної відмітки конструкцій будівель, що потрапили в зону просідання основи.

4. Удосконалити методи захисту будівель і споруд, засновані на принципі автоматичного регулювання проектного положення захищаються конструкцій.

5. Дослідити напружено-деформоване стан конструкцій каркасних будівель при різних діаметрах і розташування карстового провалу.

6. Дослідити залежність витрати арматури на конструкції будівлі від місця розташування і діаметра карстового провалу, а також від виду карстозахисного заходу.

7. Дослідити зміну величини коефіцієнта жорсткості основи навколо циліндричної воронки і запропоновано методу його визначення.

#### **8.4 Методи досліджень**

Теоретичні, аналітичні й чисельні методи, аналіз і зіставлення даних отриманих різними методами.

#### **8.5 Наукова новизна одержаних результатів**

1. Положення щодо визначення геометричних параметрів кінематичних систем автоматичної компенсації локальних деформацій основи для споруд, що зводяться на карстонебезпечних територіях.

2. Врахування взаємодії споруди з основою, ослабленою карстовим провалом та розробка розрахункових моделей каркасних будівель з конструктивними заходами захисту від впливу карстових провалів.

3. В зоні розпушення ґрунту біля меж карстового провалу представлено пропозиції щодо визначення коефіцієнта жорсткості основи.

#### **8.6 Апробація результатів дослідження**

Результати досліджень, представлені у магістерській роботі, доповідались

автором у виступах на щорічних наукових конференціях.

Список наукових публікацій:

1. Тімченко Р.О., Крішко Д.А., Сахно С.І., Самоткан А.С., Ульмасов Т.Т. Урахування деформацій захисного екрану під час посилення ґрунтів основи аварійних і реконструйованих будівель // *Новітні тенденції розвитку міського будівництва та господарства*: доповідь на всеукраїнській науково-технічній інтернет-конференції (23-25 квітня 2025 р.). Рівне. НУВГП, 2025.

2. Тімченко Р.О., Крішко Д.А., Сахно С.І., Самоткан А.С., Ульмасов Т.Т. Захисні заходи від додаткових осідань // *Розвиток промисловості та суспільства*: матеріали міжнародної науково-технічної конференції (28-30 травня 2025 р.). Кривий Ріг. Видавничий центр «КНУ», 2025. С. 181.

3. Тімченко Р.О., Крішко Д.А., Сахно С.І., Самоткан А.С., Ульмасов Т.Т. Методи захисту будівель та споруд від карсту // *Розвиток промисловості та суспільства*: матеріали міжнародної науково-технічної конференції (28-30 травня 2025 р.). Кривий Ріг. Видавничий центр «КНУ», 2025. С. 182.

4. Тімченко Р.О., Крішко Д.А., Савенко В.О., Бихно В.О., Горяшко Т.В., Самоткан А.С. Методи захисту будівель і споруд від прогресуючого руйнування // *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд*: матеріали міжнародної науково-практичної конференції (25-26 вересня 2025 р.). Одеса. ОДАБА, 2025. С. 74-75.

## **8.7 Стан питання**

### **8.7.1 Аналітичний огляд проблеми дослідження карстів**

У інженерному карстознавстві найпоширенішим стало визначення карсту, дане Р.В. Поповим: «Під карстом розуміється сукупність геологічних процесів і створених ними явищ у земній корі та на її поверхні, викликаних хімічним розчиненням гірських порід і виражених утворенням порожнин у земній корі, у руйнуванні та зміні структури та стану порід, у створенні особливого характеру циркуляції та режиму підземних вод.

З погляду інженерно-будівельного освоєння закарстованих територій В.В.Толмачов зробив деякі уточнення формулювання з кількох напрямків.

1. Необхідно звернути увагу, що карст є сукупністю як природних геологічних, і інженерно-геологічних (техногенних чи антропогенних) процесів.

2. Розвиток карстових форм часом на початковому етапі майже цілком визначається розчиненням. Надалі розвиток карстових форм може відбуватися також під дією інших процесів (наприклад, ерозії, обвалення, суффозії тощо) із зменшенням частки власне розчинення у швидкості розвитку карстових форм.

3. Основна небезпека карсту при будівельному освоєнні закарстованих територій полягає у освіті різного типу деформацій земної поверхні та основ споруд.

4. Відомо, що такі гірські породи, як гіпс, ангідрит, кам'яна та калійна солі, розчиняються у воді дифузійно.

До поверхневих карстових форм відносяться карри, жолоби та рови, лійки, блюдця та западини, улоговини, поля, останці.

Карстові явища розвиваються в розчинних природними водами гірських породах, у тому числі найширше поверхні Землі поширені вапняки. Однак карст в гіпсах, ангідритах, кам'яної солі, а так само доломітах та ін. поширений дуже широко, хоча і поступається карсту у вапняках. У гіпсах, ангідритах і солях карст інтенсивно та швидко розвивається, що важливо враховувати при дослідженнях для різного роду будівництва.

Підземні порожнини та тріщини зменшують міцність ґрунту, що змушує вести спеціальні дослідження при будівництві. При відносно слабкому розвитку карсту допускається будівництво житлових будівель на 5 поверхів з обов'язковим посиленням фундаментів, закладання залізобетонних елементів.

Проблема захисту будівель і споруд від шкідливого впливу карсту є досить складною, що вимагає глибокого розуміння природи карстового процесу, знання ступеня відповідальності об'єкта, що захищається, і основних його параметрів. Об'єми протикарстового захисту в різних умовах можуть суттєво відрізнятись. У деяких випадках виконувати її недоцільно, в інших же вартість протикарстових заходів може становити понад десять відсотків кошторисної вартості об'єкта, що проектується.

Таким чином, проблема протикарстового захисту полягає не лише у ґрунтах. Крім подібності, є ще й важливі відмінності аналізованих явищ, яких у першу чергу належить локальний характер осідання земної поверхні при прояві поверхневого карста. З цієї причини в обговорюваній проблемі є найбільш суттєвим проаналізувати конструктивні схеми та технічні рішення будівель, запроектованих для будівництва на підставах, що локально деформуються.

Освоєння закарстованих територій викликає необхідність удосконалення відомих та розробки нових конструктивних рішень будівель та споруд та вивчення їх напружено-деформованого стану при карстопроявленні.

Територія України поділена на райони: 1 – райони карбонатного карсту; 2 – райони крейдяного карсту; 3 – райони гіпсового та карбонатногіпсового карсту; 4 – райони соляного та гіпсово-соляного карсту.

Райони карбонатного карсту характеризуються тим, що розчинення порід за період експлуатації будівель та споруд незначне. Зустрічаються гнізда, лінзи та прошарки порід, ослаблених та зруйнованих до стану доломітового та вапняного борошна. Промислове та цивільне будівництво при правильному виборі площ забудови та дотримання необхідних вимог та заходів, як правило, здійснюється без суттєвих ускладнень.

Райони крейдяного карсту характеризуються тим, що розчинність порід крейди в залежності від їх тріщинуватості та водопроникності різна і нерівномірна. Крейда має високу пористість, легко вимивається, її міцність при зволоженні помітно зменшується. Будівництво можливе без суттєвих ускладнень.

Райони гіпсового та карбонатно-гіпсового карсту характеризуються тим, що розчинення порід за період експлуатації будівель та споруд може бути значним. Промислове та цивільне будівництво найчастіше пов'язане зі значними витратами на дослідження та захисні заходи.

У районах соляного, гіпсово-соляного та карбонатно-гіпсово-соляного карсту, внаслідок пластичності, слабкої тріщинуватості та водонепроникності кам'яної солі, розвиток карсту приурочено до покрівлі та крайових частин соляних покладів. Відбуваються постійні осідання значних площ, що

призводять до масових деформацій будівель та споруд.

Будівництво рекомендується виносити за межі небезпечних ділянок з огляду на перспективи розробки соляних родовищ. Карст дуже часто викликає великі ускладнення при виробництві будівельних і гірничих робіт, обумовлює великі притоки води в підземні виробки та будівельні котловани або великі витікання води під греблями, в обхід їхнього примикання або з водосховищ. У карстових районах численні приклади деформацій та провалів споруд. Захист від небезпечних наслідків розвитку карсту досягається виконанням різноманітних дорогих заходів. Все це становить проблему особливих умов для будівництва споруд у карстових районах.

Наявність карсту в тому чи іншому районі завжди призводить до різних видів поверхневого карстопрояву. Наприклад, коли руйнується над карстовими порожнечами чи вилуговуються породи, виникають своєрідні форми рельєфу – карстові. Внаслідок утворення карстових провалів відбуваються аварії, пошкодження будівель та споруд.

Наявність карстів у тому чи іншому районі, а тим більше в межах певної території чи ділянки, завжди вказує на можливе порушення монолітності чи стійкості порід, збільшення їх водопроникності та дуже часто на велику обводненість. На стадії початкових та регіональних досліджень територій велику увагу необхідно приділяти їхній інженерно-геологічній оцінці, виявленню закарстованих ділянок, зон, горизонтів та попередньої оцінки ймовірності появи карстів. В результаті таких досліджень проводять інженерно-геологічне районування території, що дає обґрунтування проекту її планування, а також програми подальших досліджень.

При районуванні території та оцінці її стійкості, особливо у зв'язку з її господарським використанням і проектуванням масових видів будівництва (міста, населені пункти, дороги та ін.), головну увагу слід приділяти визначенню глибини залягання розчинних гірських порід (особливо гіпсів, ангідридів і солей), їх потужності, вивченню складу і властивостей покривів. земної поверхні.

І.А. Саваренський, розробляючи принципи районування карстових

територій, рекомендує для кількісної оцінки їх стійкості визначати такі характеристики:

- Середньорічна кількість провалів, віднесена до одиниці площі;
- Середньорічну уражаність території карстовими провалами.

В даний час виявлення карстових порожнин потребує значних витрат матеріальних та трудових ресурсів. Застосовуються механічні (буріння, проходження шурфів тощо), геофізичні (на принципах сейсмозв'язки, електророзвідки тощо), гравітаційні, космічні та інші способи. Особливо складно виявити місця розташування потенційно небезпечних карстових зон, де можливе утворення порожнин протягом періоду експлуатації споруди.

Розрахункова схема деформаційного впливу карстонебезпечної основи на споруду може бути прийнята у вигляді провалу, вирви або пологої мульди осідання (рис. 1). При цьому, враховуючи стохастичний характер утворення карстових порожнин і складність їх виявлення, такий вплив має розглядатися, ймовірно, ґрунтуючись на параметрах.

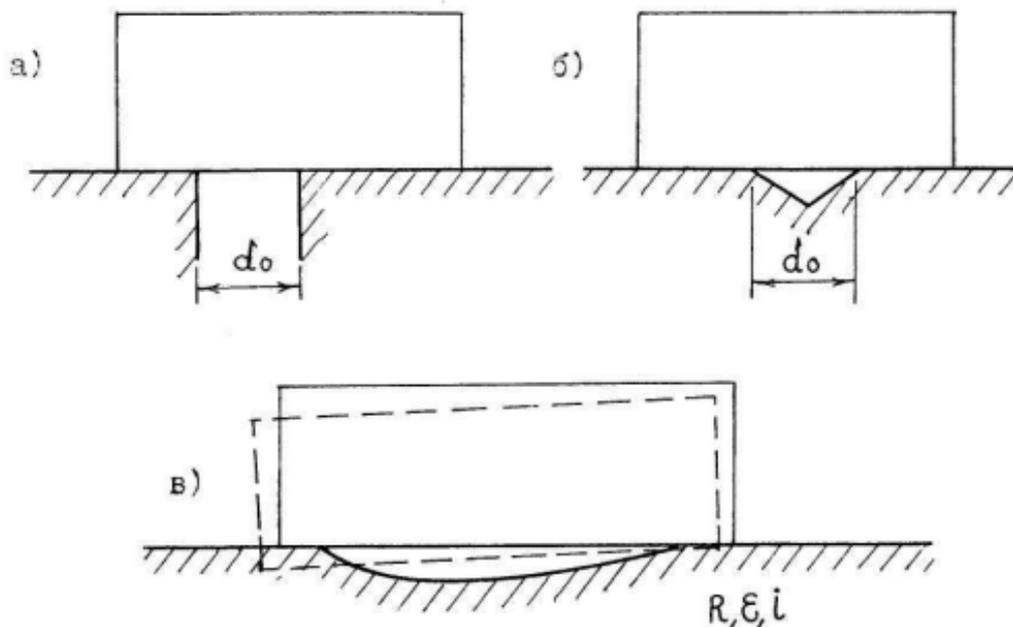


Рисунок 1 – Розрахункова схема деформаційного впливу карстонебезпечної основи на спорудження: а) у вигляді провалу; б) у вигляді вирви; в) у вигляді мульди осідання

У дослідженнях Н.С. Метелюка рекомендується незалежно розглядати два види деформаційних впливів на будівлі та споруди: зосереджені деформації

у вигляді провалів (локальних осідань діаметром  $d_0$ ; загальні деформації ( $\epsilon$ ) майданчика, що характеризуються за аналогією з підроблюваними територіями радіусом кривизни земної поверхні ( $R$ ), горизонтальними деформаціями.

Определение диаметра карстового провала осуществляется из условий равновесия круглоцилиндрического столба грунта, зависающего над карстовой полостью определенного размера. Вес столба уравнивается суммарным трением, действующим по его боковой поверхности (рис. 2).

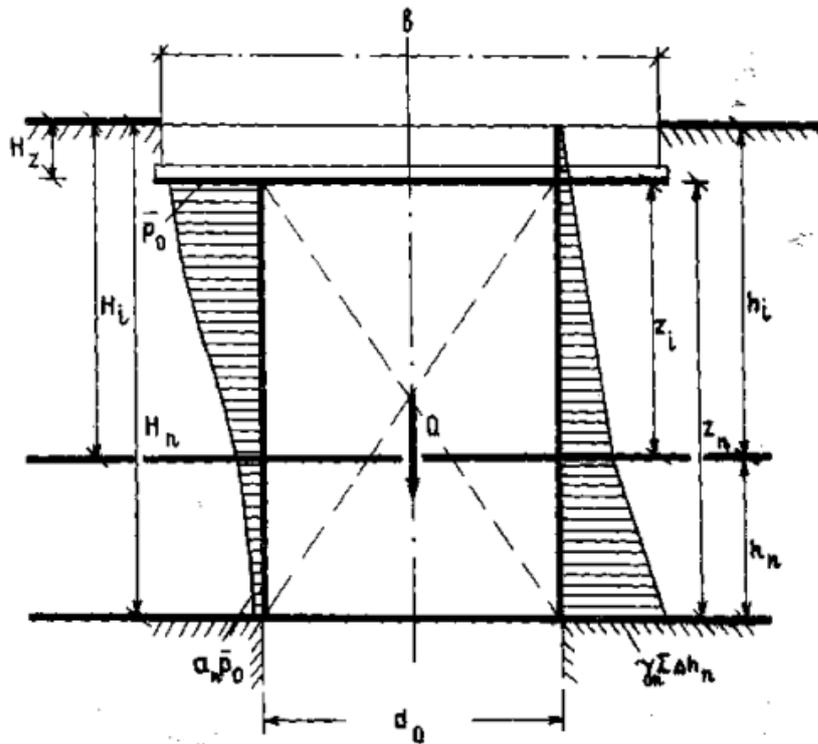


Рисунок 2 – Розрахункова схема визначення діаметра карстового провалу

У розрахунку враховується рівномірно розподілене навантаження від однієї або декількох споруд, розташованих у межах зони впливу, їх форма та розміри в плані, глибина закладення фундаментів  $H_z$ , взаємне розташування споруди та провалу на плані території.

При цьому обрис стійкого схилу борту провальної воронки визначається прямокутною системою координат  $h - Y$  з початком у довільній точці на земній поверхні або під фундаментом споруди (рис. 3). Обчислення  $\sum \Delta h_i$ ,  $\sum y_i$  та  $\sum Y_i$  проводиться до виконання однієї з наступних умов: ордината схилу  $Y_i$  на глибині  $h_i$  дорівнює радіусу провальної воронки.

Глибина провальної воронки  $h_i$  дорівнює видимій глибині  $S_{obs}$  провалу

( $h_i = S_{obs}$ ).

Обидва розрахунки рекомендується виконувати в табличній формі або на комп'ютері.

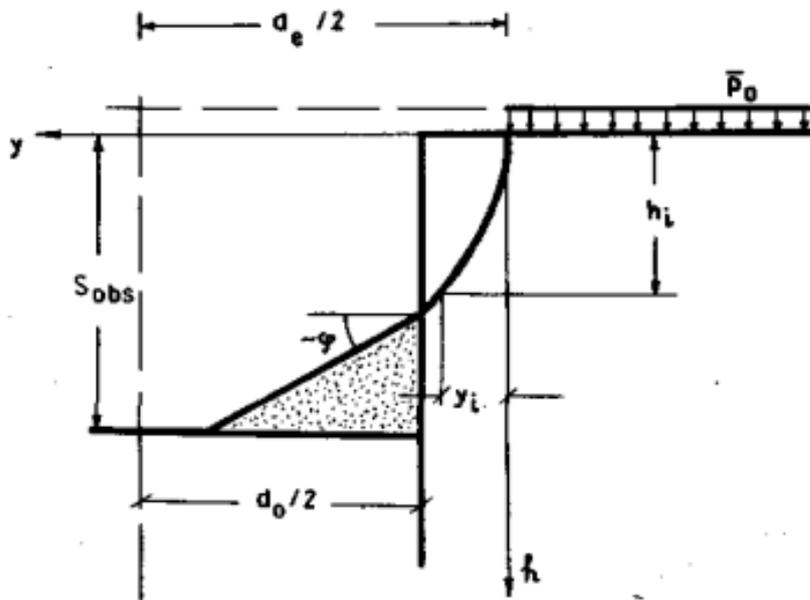


Рисунок 3 – Розрахункова схема визначення діаметра карстової воронки

Розрахунки дозволяють отримати мінімально можливі діаметри провалу  $d_o$  та воронки  $d_e$ , утворення яких можливе з глибини провалу  $S_{obs}$ . Тому для виникнення провалу та лійки необхідно, щоб розмір порожнини в плані був не меншим за розрахункове значення  $d_o$ .

### 8.7.2 Аналіз методів захисту будівель та споруд від поверхневого карстопрояву

Відповідно до чинних нормативних документів для інженерного захисту будівель та споруд від карсту застосовують такі протикарстові заходи або їх поєднання:

1. Планувальні (укладаються в раціональному розміщенні споруд на території будівництва та в її плануванні – з метою створення штучних ухилів для відведення поверхневих атмосферних вод).

2. Водозахисні та протифільтраційні (полягають, в основному, в організації водовідведення, пристрої дренажів, запобігання витоку та скидання вод з умовою, щоб вода не підтікала під фундамент будинку).

3. Геотехнічні (полягають у зміцненні основ, заповненні, "тампонуванні" карстових провалів різними видами розчинів, наприклад, цементних);

4. Експлуатаційні (полягають у здійсненні карстомоніторингу – постійному спостереженні за розвитком карстових процесів).

5. Конструктивні.

Конструктивні заходи мають, мабуть, найбільший інтерес для індивідуального забудовника. Вони полягають у збільшенні жорсткості та міцності надфундаментної частини споруд за рахунок застосування залізобетонних та армованих поясів, тяжів та горизонтальних монолітних діафрагм, у посиленні несучих елементів конструкцій армованими обоймами та сорочками, введенні додаткових зв'язків у каркасних конструкціях.

Основні конструктивні елементи протикарстового захисту споруд слід передбачати в підземній частині шляхом застосування коробчастих фундаментів, плоских або ребристих плит, перехресних фундаментів. Однак необхідно пам'ятати, що розвиток карстонебезпечних процесів, перш за все, пов'язаний з наявністю породи, що карстується, і рівнем ґрунтових вод: як тільки вони збігаються, починається руйнівний процес. І якщо до будівництва не провести карстозахисні заходи, то будь-яка, навіть найменша споруда – чи то індивідуальний будинок чи системи комунікацій – може мати незворотні деформації та дефекти. Для малоповерхової будови найчастіше немає необхідності у проведенні спеціальних дорогих карстозахисних робіт, пов'язаних з улаштуванням глибоких п'ялових фундаментів, з прорізанням шарів порід, що карстуються або заповненням (ін'єкцією) порожнин цементним розчином. Використання відомих конструктивних та водозахисних заходів забезпечить надійну експлуатацію малоповерхового будинку.

Залежно від принципів проектування захисту протикарстові заходи поділяються на три класи.

1. Заходи, створені задля зміна у потрібному напрямі природного розвитку карстових процесів.

2. Заходи, спрямовані на захист будівель та споруд та забезпечення безпеки людей без впливу на природний розвиток карстового процесу.

3. Заходи, створені задля зменшення шкідливого впливу господарську діяльність людини на карстові процеси.

З заходів першого класу широко застосовується заповнення (тампонаж) карстових порожнин та зруйнованих зон та посилення поряд розташованого ґрунту. У багатьох випадках заповнення карстових порожнин є єдиним шляхом захисту споруд, що експлуатуються. У більшості випадків для тампонажу застосовують глинопіщано-цементні розчини, розчини, що спінуються.

З заходів другого класу найчастіше використовуються архітектурно-планувальні та конструктивні. Архітектурно-планувальні заходи включають:

- раціональну розробку проектів районного планування та генеральних планів промислових підприємств;
- Розміщення споруд залежно від параметрів карстових форм;
- Призначення раціональної форми та поверховості будівлі; раціональне трасування лінійних споруд.

Конструктивні заходи є найпоширенішими з усіх видів протикарстового захисту. Таке становище обумовлено низкою причин:

1. Оцінка карстонебезпечності територій ґрунтується на імовірнісному підході, що відображає як стохастичний характер природи карстового процесу, так і реально досягнутий рівень інженерних досліджень. Тому існує невизначеність прояву карстових деформацій у часі та просторі.

2. Конструктивні протикарстові заходи найбільш пристосовані для одночасного виконання необхідної та достатньої умови протикарстового захисту.

3. У більшості випадків карстові деформації (провали, вирви, просідання) мають локальний характер, що дозволяє використовувати досить економічні конструкції для захисту.

В даний час конструктивний протикарстовий захист здійснюється в основному шляхом розробки спеціальних протикарстових фундаментів і лише в деяких випадках шляхом посилення надземної частини. Останнє рішення часто використовується при посиленні будівель, збудованих без урахування карстової небезпеки, наприклад, на територіях непередбаченої активізації карстових

процесів внаслідок техногенного впливу.

Заходи третього класу (наприклад, обмеження відкачування підземних вод) потребують серйозного економічного обґрунтування.

У практиці освоєння закарстованих територій найбільшого поширення набули монолітні залізобетонні фундаменти у вигляді стрічок, перехресних стрічок та плит (рис. 4).

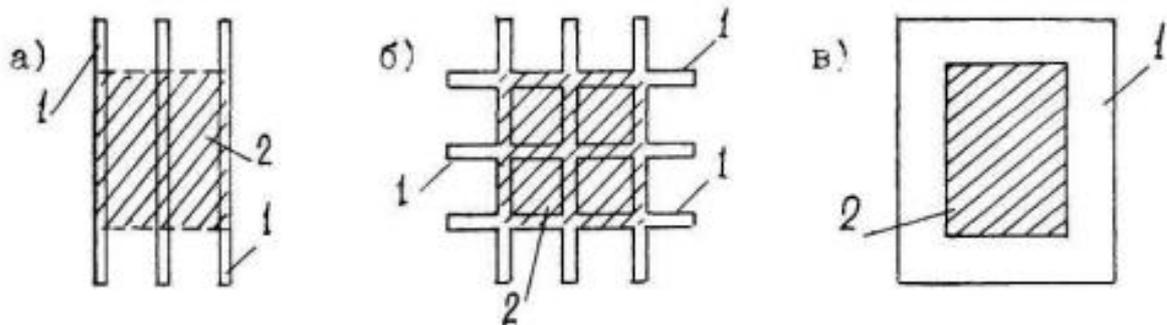


Рисунок 4 – Типи залізобетонних протикарстових фундаментів: а) – стрічки; б) – перехресні стрічки; в) – плита; 1-консольні випуски; 2- контур споруди

Їхньою характерною рисою є те, що вони повинні забезпечувати сприйняття додаткових зусиль в умовах майже повної невизначеності розташування на плані можливих провалів. З метою виключення зависання крайових та особливо куткових частин будівель у плані необхідний пристрій консольних подовжень фундаментних стрічок та плит за межі периметра споруди.

Довжини консольних ділянок залежать від розмірів очікуваних поверхневих проявів і повинні бути не менше 0,7 їх розрахункового розміру для фундаментів стрічкових і не менше 0,4 для плитних. При цьому поперечний розмір плити повинен бути більшим за розмір розрахункового діаметра карстового провалу.

Для будівель та споруд, що мають точкові опори, основним завданням є забезпечення сталої опори. Це зазвичай досягається пристроєм резервного числа елементів спирання (рис. 5, 6).

Для безкаркасних одноповерхових промислових будівель одним із

способів підвищення несучої здатності стрічкового фундаменту є перерозподіл тиску його підшви при утворенні карстового провалу. Для трансформування епюри контактних тисків по підшві запропонований фундамент з вставкою, що легко деформується. Його відмінною особливістю є пристрій у ньому штраб і заповнення їх матеріалом, що легко деформується. Відношення сумарної ширини штраб до повної ширини підшви фундаменту знаходиться в межах 0,5х0,7.

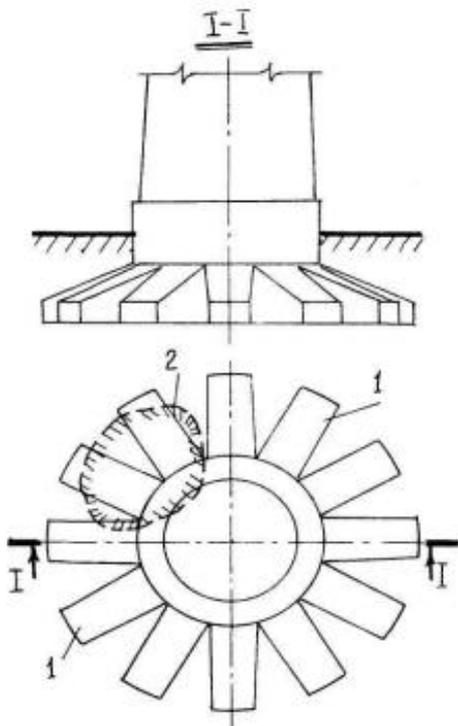


Рисунок 5 – Фундамент опори споруди баштового типу:

1-радіальні консолі;

2-контур провалу

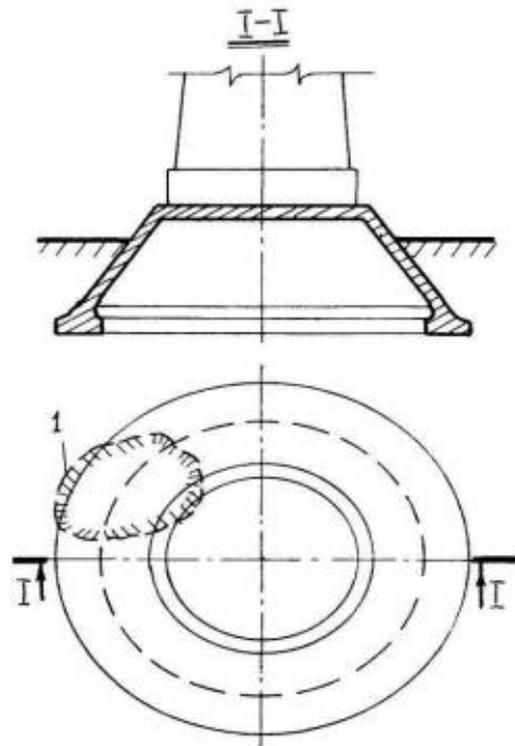


Рисунок 6 – Фундамент із розосередженою кільцевою п'ятою спирання:

1- провал

Як легко деформований матеріал використовується гофрований картон, просочений бітумом. При непорушеній підставі тиск передається на частину підшви, що виступає, де воно зростає до початкового критичного значення. При цьому у ґрунті не виникають зони місцевого руйнування.

При утворенні карстового провалу в прикордонній зоні тиск по підшві фундаменту між штрабами досягає критичної величини і в роботу включається частина підшви фундаменту, заповнена матеріалом, що легко деформується.

Тиск, що передається цією частиною, є привантаженням для початкової ділянки підшови фундаменту, у зв'язку з чим розрахунковий опір під виступаючою частиною фундаменту збільшується.

Подальше зростання навантаження сприймається всією підшовою фундаменту до того часу, поки під її краями не утворюється зона пластичних деформацій глибиною, що дорівнює чверті повної ширини фундаменту.

Для каркасних одноповерхових промислових будівель може бути застосовано конструктивне рішення ґратчастих фундаментів. Було розроблено фундамент каркасної будівлі, яка зводиться на зосереджено деформованій основі.

Його особливість полягає у збереженні експлуатаційної надійності будівлі у разі утворення локальних зон вертикальних деформацій на підставі (воронки, провали, викликані карстовими явищами). Запропоноване технічне рішення полягає у зміні однієї або декількох шарнірних тяг, при цьому змінюється висота групи фундаментних подушок (рис. 7). При деформації основи плити 3 опускаються або піднімаються разом з ґрунтом, а нижній 5 і верхній елементи 4 відповідних подушок 2 переміщуються по поверхнях ковзання, зберігаючи контакт фундаментної подушки 2 з основою, проте при цьому переміщається у вертикальному напрямку фундаментний пояс 1.

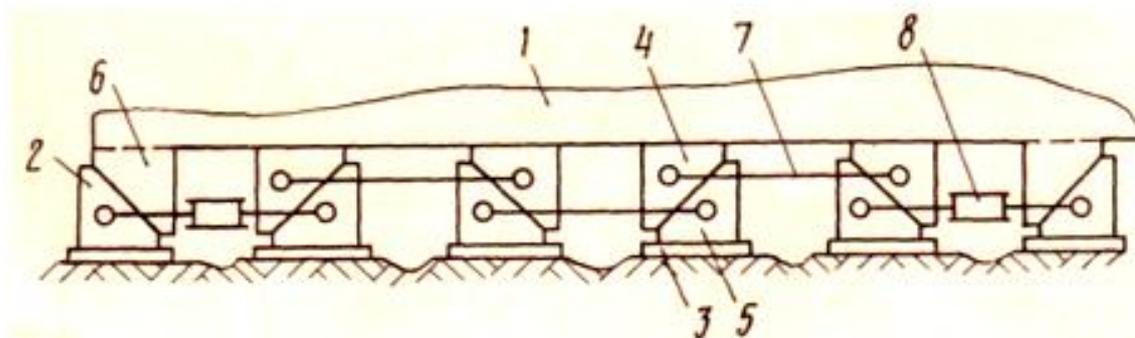


Рисунок 7 – Фундамент будівлі, споруди, що зводиться на основі, що деформується: 1 – надземна частина; 2 - подушка, що переміщається, 3 - основа плити; 4,5 – відповідно верхня та нижня подушка; 6 – кутова подушка; 7,8 – зв'язки

Аналогічним рішенням є схема фундаменту, що включає верхній нерозрізний пояс з наскрізними вертикальними отворами, заповнені сипучим

матеріалом, і фундаментні блоки, останні розташовані із зазором один щодо іншого та виконані з верхнім поздовжнім жолобчастим пазом, а верхній пояс встановлений насуху в пази блоків, причому ширина пояса не перевищує відстані між внутрішніми бічними гранями паза (рис.8).

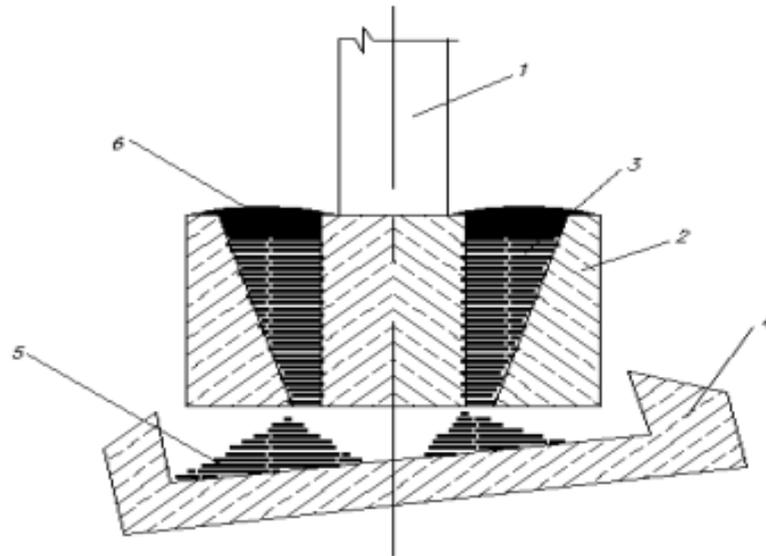


Рисунок 8 – Фундамент, що забезпечує збереження будівель та споруд при нерівномірних осадах: 1 – стіна, 2 – нерозрізний пояс, 3 – наскрізні вертикальні отвори, 4 – фундаментні блоки, 5 – сипуча речовина, 6 – знімна кришка

Цікавим рішенням при опусканні будівлі є використання термопластичного елемента (рис. 9), виконаного у вигляді спеціального вкладиша 10, який розташовується під нижнім торцем колони 6 і забезпечується пластинчастими електронагрівачами 2. При роботі електронагрівачів 2 вкладиш розм'якшується і видавлюється зусиллям 6 від колони. служать стрижень 9 і металева трубка 5, а для полегшення - шовковзання, виконаний з листів поліетилену 3 і мастила 7 із суміші солідолу і графіту.

Підйом просідаючих частин будівлі з метою збереження проектного положення конструкцій здійснюється силовими пристроями - гідравлічними, механічними, плоскими домкратами та ін.

За характером впливу на будівлі та споруди карстонебезпечна основа при прояві поверхневих форм має схожість з такими регіональними умовами як

території, що підробляються, і ґрунти для просадки. Крім подібності є також і важливі відмінності аналізованих явищ, яких у першу чергу належить локальний характер осідань земної поверхні при прояві поверхневого карста. Освоєння закарстованих територій викликає необхідність удосконалення відомих та розробки нових конструктивних рішень будівель та споруд для локально деформованих основ.

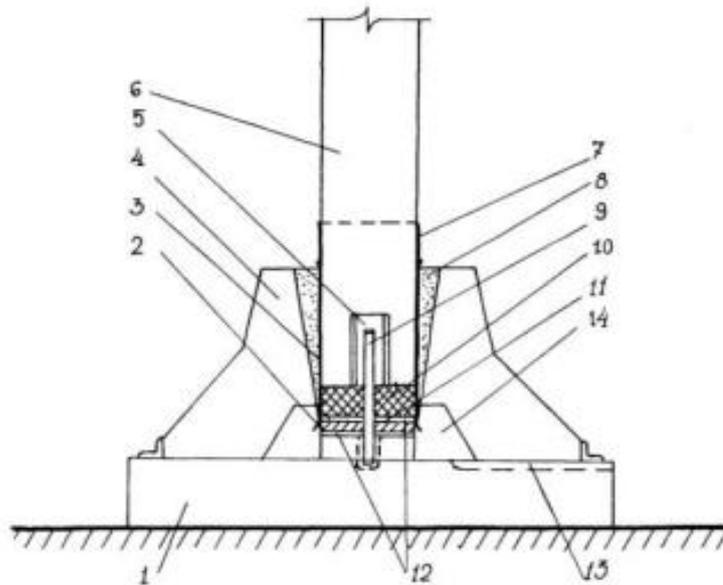


Рисунок 9 – Фундамент із термопластичним елементом: 1-фундаментна плита;  
 2 пластинчастий нагрівач; 3-аркуш поліетилену; 4- підколонник; 5- металева  
 трубка; 6 – колона; 7- мастило; 8- бетон; 9 - металевий стрижень;  
 10 - термоплавкий вкладиш; 11 - покрівельне залізо; 12-азбест;  
 13- борозна; 14- порожнину

При проектуванні та будівництві будівель та споруд у особливих регіональних умовах використовуються протикарстові заходи.

При проектуванні будівель на карстоопасних підставах мало враховується випадковий (стохастичний) характер утворення поверхневих форм (провалів), а конструктивні заходи призначаються з 100-відсотковою ймовірністю прояви деформацій підстави у будь-якому (найнесприятливішому) місці у плані споруди.

Розроблені пристрої для компенсації нерівномірних деформацій основи не набули широкого застосування в будівельній практиці внаслідок своєї

складності та недостатньої технологічності та надійності. Способи та пристрої для компенсації нерівномірних деформацій основи повинні ґрунтуватися на принципах автоматичного регулювання та принципово відрізнятися від традиційних конструктивних систем, що передбачають певне реагування конструкцій на деформації основи.

Традиційні системи такого реагування не припускають. При цьому конструкції споруди, що захищаються, в процесі її експлуатації залишаються практично в незмінному проектному положенні, не реагуючи на нерівномірні деформації основи.

Для окремих категорій територій та конструктивних схем будівель доцільно вдосконалити традиційні заходи захисту, що ґрунтуються на принципі жорсткості. Доцільно також розробки конструктивних систем врахувати стохастичний характер впливів на карстоопасних територіях. У техніко-економічному плані доцільно оцінити принцип тимчасової експлуатаційної придатності будівлі з урахуванням її ремонтпридатності у разі катастрофічних впливів.

## **8.8 Загальні висновки**

1. На основі огляду встановлено, що основною вимогою, яка висувається до будівель і споруд, що зводяться на карстонебезпечних територіях, є забезпечення їх стійкості при утворенні воронки під фундаментом будівлі.

2. Розглянуто пристрої для компенсації нерівномірних деформацій основи, які працюють на принципах автоматичного регулювання.

3. Представлено положення щодо розрахунку геометричних параметрів кінематичних систем, яка відображає новий підхід до проектування будівель і споруд для територій, схильних до карстових процесів.

4. Розглянуто напружено-деформований стан системи «будівля – фундамент – основа» та розрахунок моделей за допомогою програмного комплексу ЛІРА.

5. Досліджено модель ґрунтової основи, ослабленої карстовою воронкою під фундаментами у вигляді фундаментних плит і регульованих фундаментів.

### Список використаних джерел:

1. Планування і забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. Київ: Мінрегіонбуд України, 2019. 183 с.
2. Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації для будівництва: ДБН А.2.2-3-2014. Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. 36 с.
3. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с.
4. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2016. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2017. 37 с.
5. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проектування, улаштування: ДБН В.2.6-33:2018. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2018. 37 с.
6. Будівельні матеріали. Матеріали нерудні для щибених і гравійних основ та покриттів автомобільних доріг Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-30:2013. Київ: Мінрегіонбуд України, 2013. 66 с.
7. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Класифікація і загальні технічні вимоги: ДСТУ Б В.2.6-34:2008. Київ: Мінрегіонбуд України 2009, 20 с.
8. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією та опорядженням штукатурками. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-36:2008. Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. 35 с.
9. Будівельні матеріали. Суміші асфальтобетонні і асфальтобетон дорожній та аеродромний. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-119:2011. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 59 с.
10. Будівельні матеріали. Плити бетонні тротуарні. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-238:2010. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 27 с.
11. Будівельні матеріали. Камені бетонні і залізобетонні бортові (ГОСТ 6665-91, MOD): ДСТУ Б В.2.7-237: 2010. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 55

с.

12. Будівельні матеріали. Цегла та камені силікатні. Технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-80:2008. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 27 с.

13. Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови (EN 771-1:2003, NEQ): ДСТУ Б В.2.7-61:2008 Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 33 с.

14. Будівельні матеріали. Вироби бетонні стінові дрібноштучні. Технічні умови (EN 771-3:2003, NEQ): ДСТУ Б В.2.7-7:2008. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 52 с.

15. Блоки віконні та дверні полівінілхлоридні. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-15:2011. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 42 с.

16. Житлові будинки. Основні положення: ДБН В.2.2-15-2005. Київ: Державний комітет України з будівництва та архітектури, 2005. 76 с.

17. Опалення, вентиляція та кондиціонування: ДБН В.2.5-67:2013. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2013. 147 с.

18. Блоки дверні металеві протиударні вхідні в квартири. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.6-11:2011. Київ Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012. 23 с.

19. Інженерне обладнання споруд, зовнішніх мереж. Труби чавунні каналізаційні і фасонні частини до них Технічні умови (ГОСТ 6942-98): ДСТУ Б.В.2.5-25:2005. Київ: Мінрегіонбуд України, 2005. 26 с.

20. Настанова з монтажу внутрішніх санітарно-технічних систем (СНиП 3.05.01-85, MOD): ДСТУ-Н Б В.2.5-73:2013. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2013. 29 с.

21. Газопостачання. Інженерне обладнання будинків і споруд: ДБН В.2.5-20-2018. Київ: Мінрегіонбуд України, 2019. 113 с.

22. Зображення умовні графічні електрообладнання та проводок на планах: ДСТУ Б А.2.4-19:2008. Київ: Мінрегіонбуд України, 2019. 15 с.

23. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006. Київ:

Мінбуд України, 2006. 60 с.

24. Метали. Метод випробування на розтяг металів і сплавів за низьких та криогенних температур: ДСТУ 7305:2013. Київ: Мінекономрозвитку України, 2014. 14 с.

25. Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення: ДБН В.2.5-23:2010. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 169 с.

26. Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення: ДБН В.2.5-23:2010. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 109 с.

27. Правила будови електроустановок. Електрообладнання спеціальних установок (ДНАОП 0.00-1.32-01): НПАОП 40.1-1.32-01. Київ: Держнаглядохоронпраці, 2001. 78 с.

28. Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд: ДСТУ Б В.2.5-38:2008. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. 72 с.

29. Пожежна безпека об'єктів будівництва Загальні вимоги: ДБН В.1.1-7:2016. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. 39 с.

30. Майданчики і сходи для будівельно-монтажних робіт: ДСТУ Б В.2.8-44:2011. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 16 с.

31. Внутрішній водопровід та каналізація: ДБН В.2.5-64:2012. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2013. 113 с.

32. Житлові будинки. Основні положення: ДБН В.2.2-15:2019. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2019. 42 с.

33. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва: ДБН В.1.1.7-2002. Київ: Держбуд України, 2003. 87 с.

34. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення: ДБН А.3.2-2-2009. Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012, 14 с.

35. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. Київ: Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.

36. Настанова щодо проведення земляних робіт та улаштування основ і фундаментів: ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013. Київ: Мінрегіонбуд України, 2013. 88 с.
37. Охорона праці і промислова безпека в будівництві: ДБН А.3.2-2-2009. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 94 с.
38. Економіка підприємства: Підручник/ За заг.ред С.Ф.Покропивного. – Вид.2-ге, перероб. та доп. – К.: КНЕУ, 2001. – 528с.,іл.
39. Економічний аналіз: навчальний посібник для студентів вищих навчальних закладів. За ред. проф. Ф.Ф. Бутинця. – Житомир: ПП “Рута”, 2003. – 680 с.
40. ДБН В.2.3-15:2007. Споруди транспорту. Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів. – введ. 2007-08-01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2007. – 36 с.
41. Екологія та автомобільний транспорт. Навчальний посібник / [Юрій Гутаревич, Дмитро Зеркалов, Анатолій Говорун та ін.] – К.: Арістей, 2008. – 291 с.
42. Бересневич П. В. Екологія гірничого виробництва / Бересневич П. В, Вілкул Ю. Г., Голишев А. М. – Кривий Ріг: Мінерал, 1998. – 152 с.
43. Оситнянко А. П. Планування розвитку міста: Монографія / А. П. Оситнянко. – К.: КНУБА, 2005. - 385 с.
44. Ключниченко Є. Є. Соціально-економічні основи планування та забудови міст / Є. Є. Ключниченко. – К.: Укрархбудінформ, 1999. – 348 с.
45. Ключниченко Є. Є. Формування житлового середовища: Навчальний посібник / Є. Є. Ключниченко. – К.: КНУБА, 2006. – 164 с.
46. Ціноутворення у будівництві: збірник офіційних документів та роз'яснень. – К.: Інпроект, 2012. – №11,128с.
47. Стельмах О.В. Містобудівні принципи і методи формування системи паркування легкових індивідуальних автомобілів в крупних та найкрупніших містах України: автореф. дис. на здобуття наук, ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.20 „Містобудування та територіальне планування” / О. В. Стельмах. – Київ, 2004. – 16, [1] с.
48. Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів: ДБН В.2.3-15:2007.

Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. 40 с.

49. П.І. Кривошеєв. “Науково-технічні проблеми координації дій щодо захисту будівель, споруд і територій зі складними інженерно-геологічними умовами”. // Будівництво України. – 2001. – № 6. – С. 16-19.

50. ДБН А.3.1-5-96. Управління, організація і технологія. Організація будівельного виробництва / Мінбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 1996. – 66 с.

51. Городецкий О.С. Деякі питання проектування фундаментних конструкцій висотних будинків. // Будівництво України. – 2004. – № 2. – С. 39-43.

52. R.V.I. Brinkgreve. P.A. Vermeer. PLAXIS B.V. Version 7. – Rotterdam, Brookfield, 1998. – 70 p.

53. Шилов Е.Й., Гойко А.Ф. Економіка будівництва. Інвестиції та їх регулювання. Визначення ефективності інвестиційних проектів. – К.: КНУБА, 2003. – 84 с.

# Додатки

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

*Міжнародна науково-технічна конференція*

Матеріали конференції

**РОЗВИТОК ПРОМИСЛОВОСТІ  
ТА СУСПІЛЬСТВА**



**Кривий Ріг - 2025**

### ЗАХИСНІ ЗАХОДИ ВІД ДОДАТКОВИХ ОСІДАНЬ

Зведення підземних та заглиблених споруд у міських умовах завжди супроводжується розвитком додаткових осідань навколишньої забудови, розташованої у зоні впливу нового будівництва. Встановлення розмірів зони впливу нового будівництва та прогноз додаткових осідань споруд є важливою складовою проекту зведення будь-якого об'єкта в міських умовах.

В даний час зона впливу нового будівництва на навколишню забудову попередньо призначається залежно від глибини котловану та конструкції огорожі, а потім уточнюється геотехнічним розрахунком, який виконується чисельним методом у плоскій або просторовій постановці із застосуванням спеціалізованих програмних комплексів. Одночасно, визначаються і додаткові осідання навколишньої забудови, проте при цьому моделюються лише процеси пристрою котловану та зведення будівлі та не враховуються технологічні впливи, до яких відносяться пристрій огорожі котловану, посилення фундаментів будинків навколишньої забудови, якщо воно проводиться. На розмірах зони впливу це практично не відбивається, що стосується додаткових осідань навколишньої забудови, то тут неврахування технологічних впливів може призвести до їхньої істотної недооцінки.

Технологічні впливи, що виникають при виконанні таких геотехнічних робіт, як пристрій «стіни в ґрунті», буронабивних і буроін'єкційних паль при посиленні фундаментів будівель навколишньої забудови, ґрунтових ін'єкційних анкерів можуть викликати осідання навколишньої забудови, що істотно перевищують отримані геотехнічні розрахунки, виконані без їх обліку.

У разі, якщо за результатами геотехнічного розрахунку додаткові осідання фундаментів існуючих будівель та споруд перевищують гранично допустимі значення, виникає необхідність проведення спеціальних захисних заходів з метою зниження негативного впливу на них нового будівництва. До таких заходів відносяться: конструктивні, спрямовані на зміну проектного рішення споруджуваної споруди; посилення конструкцій існуючих будівель і споруд, що захищаються, включаючи фундаменти, а також посилення або закріплення ґрунтів у їх основі; будову геотехнічних бар'єрів, завіс, екранів, розташованих між об'єктом нового будівництва і будівлею або спорудою, що захищається.

Конструктивні заходи спрямовані, перш за все, на підвищення жорсткості огорожувальної конструкції котловану з метою зниження її деформативності, що досягається такими способами: збільшенням товщини стіни в ґрунті або діаметра паль, пристроєм внутрішніх або зовнішніх контрфорсів; підвищенням жорсткості утримуючої системи за рахунок збільшення числа рядів анкерів, розпірок, підкосів, застосуванням технології пристрою підземного простору за схемою «up-down» із заміною металевої розпірної системи на залізобетонні диски перекриттів.

Поряд із підвищенням жорсткості огорожувальної конструкції або застосуванням технології пристрою підземного простору за схемою «up-down» до конструктивних заходів відносяться і зміна проектних рішень будівлі, спрямованих на зменшення навантаження на основу або пов'язаних з перехідом на інший тип фундаментів.

Посилення конструкцій існуючих будівель спрямоване на зниження їх чутливості до додаткових деформацій, викликаних новим будівництвом, яка залежить від категорії технічного стану їх конструкцій та знижується разом з її підвищенням, а посилення фундаментів існуючих будівель або ґрунтів у їх основі призводить до зменшення осідань. Якщо конструктивними заходами та посиленням конструкцій будівель та ґрунтів у їх основі не вдається знизити осідання навколишньої забудови до нормативних меж або з різних причин провести не вдається, тоді використовують інших захисні заходи, до яких відносяться геотехнічні бар'єри та розділові стінки, розташовані між виїмкою та будівлею або спорудою, що захищається.

Геотехнічні бар'єри влаштовують між огорожею котловану і будівлею, що захищається, у вигляді полів з буроін'єкційних паль, або паль, виконаних за допомогою технології Jet-grouting або із застосуванням бурозмішувального способу, а також шляхом ін'єкції під великим тиском твердіючого розчину (метод «Геокомпозит»).

Доповідь присвячено обґрунтуванню вибору захисних заходів від додаткових осідань.

Р.О. ТИМЧЕНКО, д-р техн. наук, проф.,  
Д.А. КРИШКО, С.І. САХНО, кандидати техн. наук, доценти,  
А.С. САМОТКАН, Т.Т. УЛЬМАСОВ, магістранти, Криворізький національний університет

## МЕТОДИ ЗАХИСТУ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД ВІД КАРСТУ

Відповідно до чинних нормативних документів для інженерного захисту будівель та споруд від карсту застосовують такі протикарстові заходи або їх поєднання: планувальні (полягають у раціональному розміщенні споруд на території будівництва та у її плануванні – з метою створення штучних ухилів для відведення поверхневих атмосферних вод); водозахисні та протифільтраційні (полягають, в основному, в організації водовідведення, улаштування дренажів, запобігання витоку та скидання вод з умовою, щоб вода не підтікала під фундамент будинку); геотехнічні (полягають у зміцненні основ, заповненні, "тампонуванні" карстових провалів різними видами розчинів, наприклад, цементних); експлуатаційні (полягають у здійсненні карсто-моніторингу – постійному спостереженні за розвитком карстових процесів); конструктивне (полягають у збільшенні жорсткості та міцності надфундаментної частини споруд за рахунок застосування залізобетонних та армованих поясів, тяжів та горизонтальних монолітних діафрагм, у посиленні несучих елементів конструкцій армованими обоймами та сорочками, введенні додаткових зв'язків у каркасних конструкціях).

Залежно від принципів проектування захисту протикарстові заходи поділяються на три класи: заходи, створені задля зміни у необхідному напрямі природного розвитку карстових процесів; заходи, спрямовані на захист будівель та споруд та забезпечення безпеки людей без впливу на природний розвиток карстового процесу; заходи, створені задля зменшення шкідливого впливу господарської діяльності людини на карстові процеси.

З заходів першого класу широко застосовується заповнення (тампонаж) карстових порожнин та зруйнованих зон та посилення поряд розташованого ґрунту. Заповнення карстових порожнин є єдиним шляхом захисту споруд, що експлуатуються. У більшості випадків для тампонажу застосовують глинопіщано-цементні розчини та розчини, що спінуються.

З заходів другого класу найчастіше використовуються архітектурно-планувальні та конструктивні. Архітектурно-планувальні заходи включають: раціональну розробку проектів районного планування та генеральних планів промислових підприємств; розміщення споруд залежно від параметрів карстових форм; призначення раціональної форми та поверховості будівлі; раціональне трасування лінійних споруд. Конструктивний протикарстовий захист здійснюється в основному шляхом розробки спеціальних протикарстових фундаментів і лише в деяких випадках шляхом посилення надземної частини. Останнє рішення часто використовується при посиленні будівель, збудованих без урахування карстової небезпеки, наприклад, на територіях непередбаченої активізації карстових процесів внаслідок техногенного впливу.

Заходи третього класу (наприклад, обмеження відкачування підземних вод) потребують серйозного економічного обґрунтування. У практиці освоєння закарстованих територій найбільшого поширення набули монолітні залізобетонні фундаменти у вигляді стрічок, перехресних стрічок та плит. Їхньою характерною рисою є те, що вони повинні забезпечувати сприйняття додаткових зусиль в умовах майже повної невизначеності розташування на плані можливих провалів. З метою виключення зависання крайових та особливо кутових частин будівель у плані необхідний пристрій консольних подовжень фундаментних стрічок та плит за межі периметра споруди.

При проектуванні та будівництві будівель та споруд в особливих регіональних умовах використовуються протикарстові заходи, такі як: запобігання або зведення до мінімуму можливості катастрофічних руйнувань та забезпечення достатнього ступеня безпеки людей (необхідних умов); забезпечення рентабельності будівництва з урахуванням можливої шкоди від карстових явищ та витрат на спеціальні дослідження та протикарстові заходи (достатні умови); при проектуванні будівель на карстонебезпечних основах практично не враховується випадковий (стохастичний) характер утворення поверхневих форм (провалів), а конструктивні заходи призначаються виходячи із ймовірності прояву деформацій основи у будь-якому (найнесприятливішому) місці в плані спорудження.

Доповідь присвячено обґрунтуванню вибору методів захисту будівель та споруд від карсту.

Міністерство освіти і науки України  
Одеська державна академія будівництва та архітектури  
Одеська міська рада  
University North (Хорватія)  
Slovak University of Technology in Bratislava (Словаччина)  
ДП Науково-дослідний інститут будівельних конструкцій  
Академія будівництва України



## ***ЗБІРКА ТЕЗ ДОПОВІДЕЙ***

**VI міжнародної науково-практичної  
конференції**

***ЕКСПЛУАТАЦІЯ ТА РЕКОНСТРУКЦІЯ  
БУДІВЕЛЬ І СПОРУД***

**25-26 вересня 2025 р.**

**м. Одеса**

## МЕТОДИ ЗАХИСТУ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ВІД ПРОГРЕСУЮЧОГО РУЙНУВАННЯ

**Тімченко Р.О.**, *д.т.н., проф.*, **Крішко Д.А.**, *к.т.н., доц.*,  
**Савенко В.О.**, *к.т.н., докт.*, **Бихно В.О.**, *асп.*, **Горяшко Т.В.**, *маг.*,  
**Самоткан А.С.**, *маг.*, *Криворізький національний університет*

Як правило, при прогресуючому руйнуванні імітують виключенням однієї або кількох колон. За різних сценаріїв руйнування будівельних конструкцій вивчалися: вузли між двома балками та колонами; рами, утворені балками та колонами. Важливо відзначити, що більшість досліджень проводилися на залізобетонних, сталевих та композитних конструкціях та мало уваги приділяється дослідженням кам'яних та дерев'яних конструкцій у цій галузі. Проаналізуємо проведені дослідження, залежно від типу конструкцій.

Вузли будівельних конструкцій. Випробування будівельних конструкцій на прогресуюче руйнування виконувалося на вузлах, що утворюються двома пролітними балками та кількома колонами. До завдань досліджень включалося: побудова схем руйнування фрагментів залізобетонних плоских та просторових балкових та рамно-стрижневих конструкцій з моментами та лінійними зв'язками; встановлення кількісних параметрів впливу ефекту просторової роботи та фактора часу на параметри живучості конструктивної системи.

Сталеві та композитні конструкції. Важливе значення у роботі сталевих каркасів має вузлове з'єднання балки з колоною для забезпечення опору прогресуючого руйнування. Були виконані дослідження на різних типах зварних та болтових типах з'єднань балки з колоною на аварійну дію. В області конструкцій з композитних матеріалів вивчалася несуча здатність з'єднань двопрогонової сталевої балки зі сталевими колонами з використанням закладних деталей з композитних матеріалів при раптового видаленні однієї з колон.

Збірні та монолітні залізобетонні конструкції. Проведено дослідження спільної роботи ригеля та плит при руйнуванні центральної колони. Проводились дослідження плоских рамно-стрижневих конструкцій з монолітними та збірними вузловими з'єднаннями при руйнуванні центральної колони.

На сьогоднішній день з робіт вчених ясно, що не існує універсальних правил проектування та захисту будівель та споруд від прогресуючого руйнування. Тим не менш, для запобігання або

обмеження прогресуючого руйнування після відмови одного з несучих елементів конструктивної системи (непередбачений гіпотетичний вплив), залежно від ідентифікації будівлі та споруди, запропоновано різні методи захисту.

Було розглянуто класифікацію методів захисту від прогресуючого руйнування за трьома основними категоріями: заходи вторинного захисту, непряме проектування та пряме проектування.

Заходи вторинного захисту. Вони спрямовані на запобігання чи зниження впливу подій, що викликають особливі навантаження на конструкції з використанням захисних заходів. Особливими навантаженнями можуть бути: захисні бар'єри навколо колон, локалізація будівлі від багатолюдних місць, контроль за відвідувачами об'єктів, спеціальне фарбування поверхонь, що підвищує опір вогневому або вибуховому впливу і т.д.

Непряме проектування. Воно ґрунтується на вимогах до конструкцій для забезпечення захисту від прогресуючого руйнування. Так описи цього підходу використовували термін «загальна структурна цілісність». Іншими словами – це метод структурного синтезу конструктивної системи зі створенням наперед заданих вимог, що ефективно виконують функціональні властивості. Проектування конфігурації конструктивної системи полягає у визначенні її топології, геометрії та параметрів армування перерізу.

Метод прямого проектування. Він використовується безпосередньо при проектуванні та конструюванні каркасів будівель та споруд. Цей метод поділяється на: альтернативні шляхи силового опору, при якому потрібно, щоб конструкція була здатна зберегти несучу здатність після втрати конструктивного елемента та руйнування були б локалізовані через перерозподіл зусиль через конструктивні зв'язки;

Метод призначення локального опору – метод, який вимагає, щоб будівля або її частина мали опір спеціальним навантаженням та впливам. Заходи вторинного захисту та непрямого проектування не завжди ефективні, особливо для будівель та споруд підвищеного рівня відповідальності та з масовим перебуванням людей. Заходи активного захисту (пряме проектування) найбільш доцільні для таких об'єктів капітального будівництва, вимоги щодо захисту яких відображені в багатьох законодавчих та нормативно-правових документах різних країн.

Доповідь присвячена дослідженням методів захисту від прогресуючого руйнування, особливо експлуатованих та реконструйованих будівель та споруд.

Національний університет  
водного господарства  
та природокористування



# СЕРТИФІКАТ

учасника V-ої Всеукраїнської науково-технічної Інтернет-конференції  
«Новітні тенденції розвитку міського будівництва та господарства»

виданий

**Артему Самоткану**

магістранту Криворізького національного університету

Голова оргкомітету інтернет-конференції,  
ректор НУВГП

Віктор МОШИНСЬКИЙ



23-25 квітня 2025 р., м. Рівне