

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

## **МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА**

**на тему:**

**«ПРОЕКТУВАННЯ 9-ТИ ПОВЕРХОВОЇ  
ЖИТЛОВОЇ БУДІВЛІ З ВИКОРИСТАННЯМ  
ГРУНТОЦЕМЕНТНИХ ПАЛЬ»**

**Магістрант:** гр. ПЦБ-24м, Митрофанов 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 9-ти поверхової житлової будівлі з використанням ґрунтоцементних паль».

Об'єкт дослідження – дослідження закономірностей роботи та накопичення досвіду застосування нових типів паль.

Предмет дослідження – оцінка впливу ґрунтоцементних конструкцій, виконаних за технологією струминної цементації, на деформованість ґрунтів.

Мета роботи – вивчення, розвиток та вдосконалення методів кількісної оцінки взаємодії ґрунтоцементних паль з навколишнім ґрунтом, аналітичними та чисельними методами.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити такі задачі:

1. Проаналізувати способи виготовлення ґрунтоцементу та світовий досвід використання ґрунтоцементних паль;
2. Виконати дослідження матеріалу паль для визначення основних факторів, які впливають на міцнісні характеристики ґрунтоцементу;
3. Виконати виготовлення, умов твердіння та роботи паль, з визначенням основних факторів, що впливають на роботу конструкції за матеріалом;
4. Проаналізувати влаштування підсилених ґрунтоцементних паль;
5. Проаналізувати отримані результати і розробити методику розрахунку та проектування підсилених ґрунтоцементних паль, скласти проект технічних умов.

У результаті досліджень було:

1. Бурозмішувальна технологія влаштування ґрунтоцементних паль, при котрій не виконується виймання ґрунту є ефективною технологією влаштування ґрунтоцементних паль.
2. При дослідженні фізико-механічних властивостей ґрунтоцементу визначено, що рухливість матеріалу паль значною мірою впливає на міцність та суцільність ствола палі.

3. Результати досліджень по підвищення несучої здатності свідчать, що:

- зменшення пористості та збільшення міцності ґрунтоцементу впливає на використання глибинного вібрування при влаштуванні паль;
- підвищення несучої здатності за матеріалом забезпечується при вібровдавлуванні арматурних каркасів у ґрунтоцементні палі.

4. Встановлено, що при зануренні арматурного каркасу зростає несуча здатність за матеріалом ґрунтоцементних паль при використанні високочастотного глибинного вібрування.

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 Об'ємно - планувальне рішення .....	
1.3 Архітектурно - конструктивні рішення .....	
1.4 Теплотехнічний розрахунок конструкцій .....	
1.4.1 Теплотехнічний розрахунок огороження стін .....	
<b>Розділ 2. Конструктивно-розрахунковий</b> .....	
2.1 Обґрунтування вибору конструкцій запроєктованої будівлі .....	
2.2. Розрахунок і конструювання плити перекриття з круглими порожнинами .....	
2.2.1. Збір навантаження на 1 м перекриття .....	
2.2.2. Вихідні дані .....	
2.2.3. Визначення внутрішніх зусиль.....	
2.2.4. Розрахунок за граничними станами першої групи .....	
2.2.5. Розрахунок плити за граничними станами другої групи .....	
2.3 Розрахунок збірного залізобетонного маршу .....	
2.3.1 Завдання на проектування .....	
2.3.2 Визначення навантаження та зусиль.....	
2.3.3 Розрахунок похилого перерізу на поперечну силу .....	
2.3.4 Розрахунок маршу по деформаціям (прогинам).....	
2.3.5 Розрахунок ребер маршу за розкриттям тріщин, нормальних до поздовжньої вісі .....	
2.3.6 Розрахунок по довготривалому розкриттю тріщин .....	
2.3.7 Розрахунок по короткочасному розкриттю тріщин .....	

### **Розділ 3. Основи та фундаменти.....**

- 3.1 Характеристика будівлі, що проектується .....
- 3.2 Фізико-механічні властивості .....
- 3.3 Збір навантаження навантажень на обріз фундаменту,  
що проектується .....
- 3.4 Розрахунок пальового фундаменту .....

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

- 4.1. Технологічна карта на влаштування каркасу .....
- 4.1.1 Склад робіт, що увійшли до технологічної карти .....
- 4.1.2 Складування і запас матеріалів.....
- 4.1.3 Пристрій опалубки, армування стін та перекриттів .....
- 4.1.4 Бетонування стін і перекриттів .....
- 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 зі зведення багатоповерхової  
будівлі з монолітним залізобетонним каркасом .....
- 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 бюджетного плану .....
- 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 монтажних роботах .....

5.2.6 Складування матеріалів і конструкцій .....

5.3 Розрахунок такелажу для монтажу сходових маршів .....

5.4 Протипожежні заходи .....

5.5 Заходи з охорони праці при виконанні монтажних 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.....

**Розділ 7. Економіка** .....

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.....

**Розділ 8. Науково-дослідний** .....

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 Аналіз сучасних можливостей струминної цементації  
ґрунтів .....

8.7.2 Аналіз геотехнічного досвіду використання  
ґрунтоцементу за умов слабких ґрунтів.....

8.8 Загальні висновки .....

Список використаних джерел.....

**Додатки**.....

Додаток 1.....

Додаток 2.....

Додаток 3.....

## Вступ

Технологія струминної цементації ґрунтів має надзвичайно широку сферу практичного застосування. Насамперед вона включає традиційні завдання зміцнення ґрунтів при будівництві підземних споруд, таких як автотранспортні та комунальні тунелі, шахти та підземні виробки різного призначення.

Другий напрямок пов'язаний з улаштуванням ґрунтоцементних колон як елементів огорожувальних конструкцій – підпірних стін для підвищення стійкості укосів, огорож бортів котлованів тощо.

У третій напрямок можна виділити завдання, пов'язані з улаштуванням паль, але не стільки в галузі нового будівництва, скільки при реконструкції існуючих будівель, а також ремонту аварійних фундаментів.

Останній напрямок (за перерахуванням, а не за значущістю) включає різні варіанти пристрою протифільтраційних завіс. Причому на відміну області вертикальних завіс, в області пристрою горизонтальних завіс дана технологія є практично «монополістом».

На закінчення відзначимо важливу особливість технології, а саме відсутність ударних навантажень у процесі влаштування ґрунтоцементних колон (паль). Саме ця перевага робить технологію незамінною в умовах щільної міської забудови, коли необхідно виконувати роботи без негативного ударного впливу на фундаменти будинків.

До переваг цієї технології варто віднести можливість закріплення майже всього діапазону ґрунтів, відсутністю динамічних впливів, високу продуктивність. Однак, незважаючи на досить широке застосування, актуальним залишається питання розгляду взаємодії ґрунтоцементних паль з навколишнім ґрунтом, як у вигляді одиночних паль, так і у складі пального фундаменту з плитним ростверком.

У архітектурно-будівельному розділі 1 запропоновано планувальне рішення 9-ти поверхову житлову будівлю, що представляє собою будівлю цікавого архітектурно-планувального рішення.

Будівля житлового будинку – прямокутної форми у плані, з розмірами в осях 1-9/А-Г – 45 х 15 м. Планування будинку вирішене з певним ступенем

комфортності й чітким функціональним зонуванням

Всі житлові кімнати освітлені природним світлом відповідно до вимог норматива, кімнати у квартирах мають окремі входи, висота приміщення – 2,8 м.

У конструктивно-розрахунковому розділі 2 проведено розрахунок розрахунок плити перекриття розміром 6,3 x 1,5 м і представлено її армування, а також розрахунок сходового маршу.

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

Наступним розділом роботи є розділ 4 «Технологія та організація будівництва», який включає розробку технологічної карти на монтажні роботи 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 такелажу для монтажу сходових маршів 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 стосовно використання ґрунтоцементних паль.

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

# РОЗДІЛ 1

## АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

					<i>КНУ.МР.192.25.342с.21 АР</i>			
<i>Зм</i>	<i>Кіль</i>	<i>Прізвище</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				
<i>Керівник</i>		<i>Сахно</i>			<i>Проектування 9-ти поверхової житлової будівлі з використанням ґрунтоцементних паль</i>	<i>Стадія</i>	<i>Аркуш</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Консул.</i>		<i>Крішко</i>				<i>МР</i>		
<i>Магістр.</i>		<i>Митрофанов</i>				<i>ПЦБ-24М</i>		
<i>Зав.каф</i>		<i>Валовой</i>						

## 1.1. Генеральний план

Будівництво 9-ти поверхової житлової будівлі буде проводитись в м. Кривий Ріг, Саксаганському районі.

Рельєф місцевості спокійний. На генплані виконано горизонтальну та вертикальну прив'язку проектованої будівлі.

Тротуари вздовж території проектуємої будівлі виконують з дрібнорозмірної тротуарної плитки.

В межах огорожі будови передбачено зелені насадження, устрій майданчика для короткочасного відпочинку працівників.

В озеленінні території використовуються листвяні і хвойні дерева, чагарник, квіткові клумби, основу озеленіння складає газонна трава, також використовуються рядова посадка дерев вздовж огорож і автомобільних шляхів.

Техніко економічні показники за генпланом

Площа ділянки	4858 м <sup>2</sup>
Площа забудови	675 м <sup>2</sup>
Площа мощення	1853 м <sup>2</sup>
Площа озеленення	2330 м <sup>2</sup>
Коефіцієнт озеленення	0,48
Щільність забудови	0,14
Коефіцієнт мощення	0,38

## 1.2. Об'ємно - планувальне рішення

Будівля житлового будинку запроектована 9-ти поверховою. При визначенні поверховості будівель враховано технічний поверх у верхній частині будівлі (технічне горище). Будинки житлові багатоквартирні, з технічним підпіллям, технічним горищем і об'ємом сходово-ліфтового вузла, що виступає. Будівля житлового будинку – прямокутної форми у плані, з розмірами в осях 1-9/А-Г – 45 x 15 м.

Висота 1-го та типових поверхів житлової будівлі – 2,80 м, висота технічного підпілля – 2,61 м, висота приміщень технічного горища – 1,79 м.

Технічне підпілля призначене для прокладання інженерних комунікацій, розміщення приміщення ІТП, водомірного вузла, насосної.

Технічне підпілля запроектовано з входом/виходом по зовнішніх сходах.

На першому поверсі будівлі житлового будинку передбачено 10 квартир, електрощитову, вхідну групу (тамбури, ліфтовий хол), приміщення прибирального інвентарю, коридор. Будівлю житлового будинку передбачено обладнати сміттєпроводом зі сміттєкамерою на першому поверсі, із ізольованим входом від під'їзду.

У під'їзд будівлі запроектований один вхід/вихід, з улаштуванням подвійного тамбуру, ганку та пандусу. Приміщення електрощитової запроектовано із ізольованим входом від під'їзду.

Загальна кількість квартир у житловому будинку – 98 шт. Склад квартир першого поверху – 7-однокімнатні, 2-двокімнатні, 1-трикімнатна.

Склад квартир типового поверху з 2-го по 9-ий - 7-однокімнатні, 4-двокімнатні. Планувальними рішеннями забезпечуються функціонально обґрунтовані взаємозв'язки між окремими приміщеннями кожної квартири. У складі проєктованих квартир житлової частини будинку є житлові кімнати, вітальні, кухні, сан. вузли, балкони.

Всі квартири запроектовані із суміщенням сан. вузлом.

Технічне горище запроектовано на позначці 25,550, машинне приміщення ліфтів запроектоване на позначці 26,530.

Житловий будинок, що проєктується, обладнується одним ліфтом, вантажопідйомністю 630 кг. У будівлі житлового будинку запроектовано одну сходову клітку. Доступ на горище і вихід на покрівлю здійснюється зі сходової клітки.

Проектними рішеннями передбачено влаштування екранних огорож балконів, висотою 1200 мм.

Покриття будівлі житлового будинку – суміщене, із внутрішнім водостоком. На даху будівлі передбачено парапет, висотою 1200 мм.

По периметру будівлі передбачено влаштування асфальтобетонного вимощення, шириною 1500 мм.

Кількість квартир:  
однокімнатних – 63  
двокімнатних – 34  
трикімнатних – 1

### **1.3. Архітектурно - конструктивні рішення**

Конструктивна система будівлі – стінова, з поздовжніми несучими стінами. Стійкість та просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою жорстких горизонтальних дисків залізобетонних поверхових перекриттів та вертикальних поздовжніх та поперечних стін.

За відносну нульову позначку прийнято рівень чистої статі першого поверху. Фундаменти житлового будинку - пальові, з використанням забивних залізобетонних паль, перерізом 300x300 мм, довжиною 9,00; 11,00 та 12,00 м. по серії 1.011.1-10 випуск 1, з бетону класу C18/20, F50, W4.

Підставою для пальових фундаментів будівлі служить суглинок пилюватий, твердий та напівтвердий; глина пилювата, тверда напівтверда. Закладення паль у ростверк будівлі прийнято жорстке. Розставляння паль у ростверках під стіни житлового будинку - двох (в шаховому порядку) і однорядне, з основним кроком в осях 0,9 - 1,50 м. Розрахункове навантаження на палю - 54,30 тс, здатність палі, що несе, - 93,20 тс. Розрахункове навантаження на палю, прийняте від будівлі - 50,00 тс. Для визначення несучої здатності паль передбачені динамічні та статичні випробування.

Ростверки під стіни житлового будинку, стіни шахти ліфта - стрічкові • монолітні залізобетонні, з бетону класу C112/15, F50, W4, перерізом 1400x500(h), 1250x500(h), 1100x500(h) та 600x5. Ростверки під ганки - монолітні залізобетонні із бетону класу C12/15, F50, W4, перетином 500x500(h) мм. Ростверки запроектовані з армуванням просторовими каркасами з арматурної сталі 12, 10, 6-А400 та 10-А240.

Під монолітними ростверками передбачено підготовку з бетону класу C8/10, товщиною 100 мм. Усі поверхні бетонних конструкцій, що стикаються з ґрунтом, обмазуються гарячим бітумом.

Передбачені заходи, що запобігають впливу сил морозного пучення на період будівництва на пучинистих ґрунтах.

Зовнішні стіни та внутрішні стіни технічного підпілля до позначки мінус 0,890 - 600, 500 та 400 мм, із збірних бетонних блоків для стін підвалу ФБС, із бетону класу С8/10, F50, на розчині марки М100. Фундаментні блоки передбачено укладати з перев'язкою кладкових швів у кожному ряду, і у всіх вузлах і перетинах. У парах стін підвалу, в горизонтальні шви, передбачена укладання сіток з арматурної сталі 8-А400.

Для зовнішніх стін по верху стін із фундаментних блоків на позначці мінус 0,270 передбачений монолітний залізобетонний пояс, товщиною 240 мм, із бетону класу С12/15, F75. Армування пояса - у нижній та верхній грані сітками з арматурної сталі 10-А400 та дроту 5 Вр 1.

Конструкції прямиків у технічному підпіллі – монолітні залізобетонні, з бетону класу С12/15, F50. Конструкції зовнішніх сходів з технічного підпілля - сходові марші сходові марші зі збірними залізобетонними сходами, з опорою на цегляні притискні стінки, товщиною 120 мм.

Утеплення стін технічного підпілля прийнято зовні екструзійними пінополістирольними плитами завтовшки 80 мм.

Зовнішні стіни будинку житлового будинку запроектовані багат шарові армоцегляні, загальною товщиною 860 мм. Несучий шар стін - завтовшки 640 мм відповідно; зовнішній шар передбачено жорстко з'єднувати з основною кладкою.

Внутрішні стіни будівлі, стіни ліфтових шахт – армоцегляні, завтовшки 380 мм.

Перегородки технічного підпілля запроектовані завтовшки 120 мм, з цегли. Перегородки технічного горища, першого поверху запроектовані завтовшки 120 мм, з цегли. Перегородки у сан. вузлах – товщиною 120 мм. З цегли.

Міжквартирна перегородка на першому поверсі запроектована товщиною 300 мм, передбачена з пористих блоків марки D600/С8/10/F35 на клейовому розчині. Перемички в цегляних стінах та перегородках - збірні залізобетонні брускові; у перегородках із блоків - збірні пористі. Виробництво робіт з влаштування перемичок передбачено у літніх умовах.

Переkritтя та покриття будівлі житлового будинку запроектовано з індивідуальних збірних залізобетонних багатопустотних та плоских плит. Монолітні залізобетонні ділянки переkritтів запроектовані з бетону класу C12/15 завтовшки 220 мм.

Плити балконів – суцільні залізобетонні збірні, індивідуального виготовлення, товщиною 120-150 мм, із бетону класу C20/25, F75, із заставними виробами. Анкерування плит забезпечується зварюванням закладних деталей зі сталевими анкерами в стінах і закладенням в несучий шар цегляної стіни на 380 мм. Огородження балконів запроектовані екранні, заввишки 1200 мм.

Сходи ганків входів - із збірних залізобетонних плитних перемичок. Вхідні майданчики та плита пандуса – зі збірних плоских залізобетонних плит.

Покрівельне покриття будівлі - з рулонних матеріалів, що наплавляються по армованій стяжці з цементнопіщаного розчину, товщиною 50 мм.

Віконні блоки та балконні двері передбачені з ПВХ профілів.

Зовнішні двері - сталеві дверні блоки та дерев'яні дверні блоки.

Внутрішні двері – дерев'яні дверні блоки.

## **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)

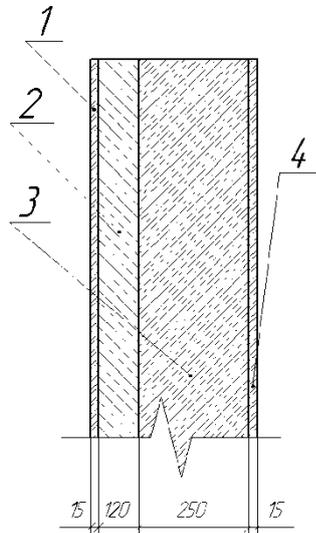


Рис. 1.1 Переріз стіни Розрахункові параметри

Таблиця 1.4

	Щільність $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	$\lambda$ , Вт/м*°С	S, Вт/м <sup>2</sup> *°С
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  $t_g = +18^{\circ}\text{C}$  - розрахункова температура внутрішнього повітря, °С, прийнята відповідно до нормативу та нормам проектування відповідних будинків і споруджень;

$t_{on} = -1^{\circ}\text{C}$  середня температура опалювального періоду;

$Z_{on} = 185$  діб – тривалість, днів, періоду із середньою добовою температурою

повітря нижче або рівної  $8^{\circ}\text{C}$ ;

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

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

Визначаємо термічний опір  $R_k$  ( $\text{m} \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$ ) 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:

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

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

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

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

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

де  $\delta$  — товщина шару, м;

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

Визначаємо  $R_k$

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

Визначаємо опір теплопередачі  $R_o$  за формулою:

$$R_o = 1 / \alpha_v + R_k + 1 / \alpha_n \quad (1.4)$$

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

де:  $\alpha_v = 8,7$  - коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні конструкцій, що обгороджує,  $\text{Вт}/(\text{m}^2 \text{ } ^{\circ}\text{C})$ , прийнятий за нормативом.

$\alpha_n = 23$  - коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні конструкції, що обгороджує,  $\text{Вт}/(\text{m}^2 \text{ } ^{\circ}\text{C})$ , прийнятий за нормативом

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

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

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

## РОЗДІЛ 2

# КОНСТРУКТИВНО-РОЗРАХУНКОВИЙ

					<i>КНУ.МР.192.25.342с.21 КЗ</i>			
<i>Зм</i>	<i>Кіль</i>	<i>Прізвище</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>	<i>Проектування 9-ти поверхової житлової будівлі з використанням ґрунтоцементних паль</i>	<i>Стадія</i>	<i>Аркуш</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Керівник</i>	<i>Сахно</i>					<i>МР</i>		
<i>Консул.</i>	<i>Єрмоєнко</i>					<i>ПЦБ-24М</i>		
<i>Магістр.</i>	<i>Митрофанов</i>							
<i>Зав.каф</i>	<i>Валовой</i>							

## 2.1 Обґрунтування вибору конструкцій запроєктованої будівлі

Запроєктована будівля каркасного типу. Сітка колон 6х3 м, 6х6 м, 6х7,2 м. Колони залізобетонні, поперечним перерізом 400 х 400 мм, виготовлені з бетону класу С12/15 та армовані робочою арматурою  $\varnothing 28A400$ . Плити перекриття збірні залізобетонні з круглими порожнинами, розмірами 6х1,5 м, 7,2х1,5 м, 3х1,5 м, висота 220 мм; виготовлені з бетону класу С12/15, заармовані поздовжньою робочою арматурою класу  $\varnothing 10At-V$ . Колони замонолічені в окремих залізобетонних монолітних фундаментах стаканного типу розмірами у плані 2,4х2,4 м, виготовленими з бетону класу В15, армовані зварною сіткою з арматури  $\varnothing 14A400$  і  $\varnothing 12A400$ .

У розрахунково-конструктивній частині виконано проектування плити перекриття, ригеля перекриття, колони, фундаменту.

## 2.2. Розрахунок і конструювання плити перекриття з круглими порожнинами

### 2.2.1. Збір навантаження на 1м перекриття

Міжповерхове перекриття запроєктоване збірним з плит з круглими порожнинами, розміри яких 6х1,5 м, 6х1,8 м, 7,2 х 1,5 м, 3х1,5м. Навантаження на перекриття пораховане в таблиці 3.1.

Розрахунковий проліт:  $l_0 = 6000 - 2 \cdot 200/2 - 2 \cdot 125/2 = 5675$  мм.

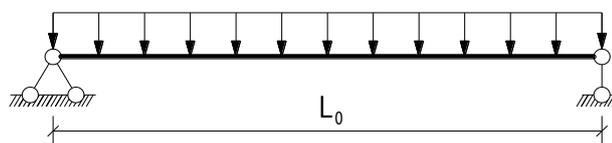


Рисунок 2.1. Розрахункова схема плити

Таблиця 2.1. Збір навантаження на плиту перекриття

№ п/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження кПа	Коефіцієнти		Розрахункове навантаження кПа
			$\gamma_f$	$\gamma_n$	
1	Керамічна плитка $b=7$ мм, $\rho_m=1900$ кг/м	0,14	1,1	0,95	0,146
2	Клей для плитки $B=3$ мм, $\rho_m=1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,06	1,3	0,95	0,074
3	Цементно- піщана стяжка, $b=30$ мм, $\rho_m=1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,66	1,3	0,95	0,82
4	Шлакобетон $b=35$ мм	0,42	1,3	0,95	0,52
5	Гідроізоляція $b=5$ мм	0,075	1,3	0,95	0,093
6	Залізобетонна плита, $b=220$ мм, $\rho_m=2600$ кг/м <sup>3</sup>	2,6	1,1	0,95	2,72
7	Вага перегородок	0,5	1,1	0,95	0,52
8	Постійне навантаження	4,46			4,89
	Тимчасове навантаження довготривале	2,00	1,3	0,95	2,47
	короткотривале	1,20	1,3	0,95	1,48
	0,8	1,3	0,95	0,99	
	Повне навантаження, в т.ч. довготривале	6,46			7,36
		5,66			6,37

### 2.2.2. Вихідні дані

Виготовляють плиту з важкого бетону класу C12/15. Бетон твердне в умовах теплообробки (пропарювання). Характеристики бетону:  $R_b=8,5$ МПа;  $R_{bt}=0,75$  МПа;  $R_{bt,ser}=1,15$  МПа;  $R_{b,ser}=11,0$  МПа;  $E_b=23000$  МПа (для важкого бетону, що твердне в умовах пропарювання). Плиту армують термічно зміцненою стержневою арматурою періодичного профілю класу А600, яку натягують на упори форми. Характеристики цієї арматури:  $R_{sn} = 785$  МПа;  $R_s = 680$  МПа;  $E_s=190000$  МПа; арматура зварних каркасів та сіток – дріт класу Вр-I, для якого  $R_s = 360$  МПа;  $R_{sw} = 265$  МПа;  $E_s=170000$  МПа.

Арматуру натягують на упори форми електротермічним способом, а обтиск бетону виконують зусиллям напруженої арматури при досягненні міцності  $R_{bp}=0,5 \cdot C12/15 = 7,5$  МПа. Бетон твердне в умовах теплообробки (пропарювання). Попередній натяг арматури становить

$$\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 471 \text{ МПа.}$$

Перевіримо, як виконуються умови:

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser}; \quad \sigma_{sp} - p \geq 0,3R_{s,ser}.$$

При електротермічному способі натягу допустимі відхилення  $p$  значення попереднього натягу визначаються за формулою:

$$p = 30 + 360 / l = 30 + 360 / 6 = 90 \text{ МПа,}$$

тут  $l$  - довжина натягнутого стержня, м.

$$\text{Отже, } \sigma_{sp} + p = 471 + 90 = 561 \text{ МПа} \leq R_{s,ser} = 785 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - p = 471 - 90 = 381 \text{ МПа} \geq 0,3R_{s,ser} = 235,5 \text{ МПа,}$$

тобто, умови виконуються.

Значення попереднього натягу в арматурі вводиться в розрахунок з коефіцієнтом точності натягу арматури  $\gamma_{sp}$ , що визначається за формулою:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta \gamma_{sp}.$$

Значення  $\Delta \gamma_{sp}$  при електротермічному способі натягу визначається за формулою:

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) \geq 0,1,$$

де  $n_p$  - число стержнів напруженої арматури в перерізі елемента.

$$\text{Підрахувавши } \Delta \gamma_{sp} = 0,5 \frac{90}{471} \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{6}} \right) = 0,134, \quad \text{отримаємо при}$$

сприятливому впливі попереднього натягу  $\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 0,866$ ; при перевірці на утворення тріщин у верхній стиснутій зоні плити при обтиску  $\gamma_{sp} = 1 + \Delta \gamma_{sp} = 1,134$ .

Попередні напруження в арматурі з урахуванням точності натягу

$$\sigma_{sp} = 0,866 \cdot 471 = 407,9 \text{ МПа.}$$

### 2.2.3. Визначення внутрішніх зусиль

При відомій ширині плити перекриття  $b = 1,49$  м розрахунковий згинальний момент (рис. 2.1) від повного навантаження становитиме:

$$M = ql_0^2 / 8 = 7,36 \text{ кПа} \cdot 1,49 \text{ м} \cdot 5,675^2 \text{ м}^2 / 8 = 44,18 \text{ кНм,}$$

те ж, від нормативного:

$$M^n = q^n l_0^2 / 8 = 6,46 \text{ кПа} \cdot 1,49 \text{ м} \cdot 5,675^2 \text{ м}^2 / 8 = 38,75 \text{ кНм},$$

від постійного і довготривалого навантаження:

$$M_l = q_l l_0^2 / 8 = 5,66 \text{ кПа} \cdot 1,49 \text{ м} \cdot 5,675^2 \text{ м}^2 / 8 = 33,95 \text{ кНм},$$

від короткотривалого навантаження:

$$M_c = q_c l_0^2 / 8 = 0,8 \text{ кПа} \cdot 1,49 \text{ м} \cdot 5,675^2 \text{ м}^2 / 8 = 4,8 \text{ кНм}.$$

Поперечна сила на опорі становитиме

$$Q = q l_0 / 2 = 7,36 \text{ кПа} \cdot 1,49 \text{ м} \cdot 5,675 \text{ м} / 2 = 31,12 \text{ кН},$$

нормативне значення

$$Q^n = q^n l_0 / 2 = 6,46 \text{ кПа} \cdot 1,49 \text{ м} \cdot 5,675 \text{ м} / 2 = 27,31 \text{ кН}.$$

## 2.2.4. Розрахунок за граничними станами першої групи

*Розрахунок за нормальними перерізами*

Дійсний поперечний переріз плити перекриття (рис. 2.2) зводимо до еквівалентного двотаврового (рис. 2.3) з такими розмірами:  $b_f = 1490 \text{ мм}$ ;  $b'_f = 1470 \text{ мм}$ ;  $h = 220 \text{ мм}$ ;  $h_f = h'_f = (h - h_1) / 2 = (22 - 14,3) / 2 = 3,85 \text{ см}$ , де  $h_1 = 0,9 \cdot d = 14,3 \text{ см}$ , тут  $d$  - діаметр отворів у плиті, він становить  $159 \text{ мм}$ . Зведена ширина ребра  $b = b'_f - n h_1 = 147 - 7 \cdot 14,3 = 46,9 \text{ см}$ , де  $n = 7$  - кількість отворів у плиті.

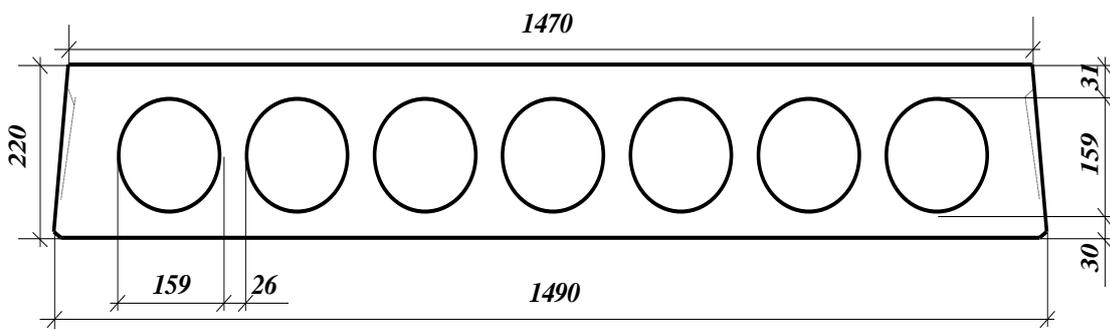


Рисунок 2.2 – Дійсний переріз плити перекриття

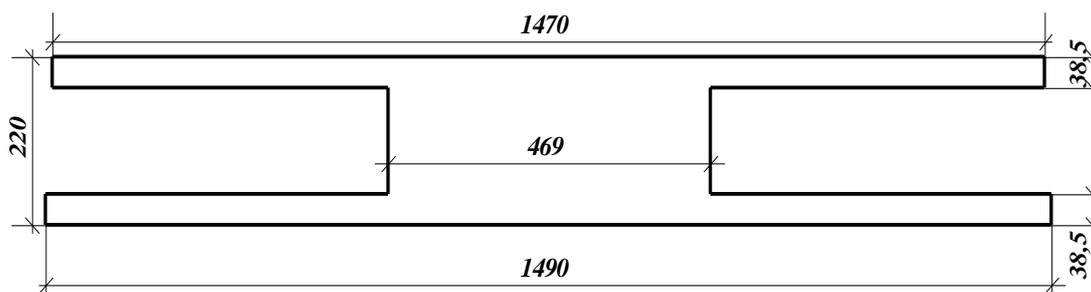


Рисунок 2.3 – Зведений переріз плити перекриття

Робоча висота перерізу  $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19\text{см}$ .

Визначаємо момент, що сприймається полицею тавра:

$$\begin{aligned} M'_f &= R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0,5h'_f) = \\ &= 8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 1,47 \cdot 0,0385 \cdot (0,19 - 0,5 \cdot 0,0385) = 74\text{кНм}. \end{aligned}$$

Отже,  $M'_f = 74\text{кНм} > M = 44,18\text{кНм}$ , а це означає, що нейтральна вісь проходить у полиці тавра, тому розрахунок ведемо, як для прямокутного перерізу, ширина якого  $b = b'_f = 1,47\text{м}$ .

Обчислимо коефіцієнт

$$\alpha_m = M / (R_b \gamma_{b2} b'_f h_0^2) = 44,18 \cdot 10^3 / (8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 1,47 \cdot 0,19^2) = 0,108.$$

За таблицями знаходимо відповідні значення  $\xi = 0,110$ ;  $\zeta = 0,943$ .

Характеристика стиснутої зони перерізу

$$\omega = 0,85 - 0,008 R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 8,5 \cdot 0,9 = 0,789.$$

Гранична висота стиснутої зони бетону

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,789}{1 + \frac{775}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,789}{1,1}\right)} = 0,548,$$

де  $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 680 + 400 - 0,75 \cdot 407,9 = 775\text{ МПа}$ , тут умовним коефіцієнтом  $0,75$  попередньо враховано втрати попереднього натягу арматури.

Коефіцієнт умов роботи арматури класу Ат-V (А800 ДСТУ 3760-98) визначається за умови:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta,$$

де  $\eta = 1,15$  для арматури класу Ат-V (А800 ДСТУ 3760-98),

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1)(2 \cdot 0,11/0,548 - 1) = 1,06.$$

Обчислимо площу поперечного перерізу робочої поздовжньої арматури

$$A_s = M / (\zeta h_0 R_s \gamma_{s6}) = 44,18 / (0,943 \cdot 0,19 \cdot 680 \cdot 1,06) = 3,42\text{см}^2.$$

За сортаментом приймаємо  $6\text{Ø}10$  Ат-V, з  $A_{sp, \text{факт.}} = 4,71\text{ см}^2$ .

*Розрахунок міцності за нахиленими перерізами*

Розрахункове поперечне зусилля  $Q = 31,12\text{кН}$ . Перевіримо умову міцності по нахиленому перерізу між похилими тріщинами, припускаючи, що  $\varphi_{wI} = 1$

(тобто, без врахування поперечної арматури):

$$Q = 31,12 \text{ кН} \leq 0,3 \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o,$$

$$\text{де } \varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 8,5 \cdot 0,9 = 0,924.$$

Підставивши значення, отримаємо

$$0,3 \cdot 1 \cdot 0,924 \cdot 8,5 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19 = 189 \text{ кН}.$$

Отже,  $31,12 \text{ кН} < 189 \text{ кН}$ , умова виконується, розміри поперечного перерізу плити достатні.

Розрахунок залізобетонної плити з поперечною арматурою на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій тріщині ведеться по найнебезпечнішому перерізу за умовою :

$$Q \leq Q_b + Q_{sw},$$

де  $Q$  - поперечна сила від зовнішнього навантаження;

$Q_b$  - поперечне зусилля, що сприймається бетоном;

$Q_{sw}$  - поперечне зусилля, що сприймається поперечною арматурою.

Зусилля  $Q_b$  визначається за формулою:

$$Q_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2 / c \geq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o$$

$$\text{причому } (1 + \varphi_f + \varphi_n) \leq 1,5,$$

де  $\varphi_{b2}$  - коефіцієнт, що враховує вплив виду бетону,

для важкого бетону  $\varphi_{b2} = 2,0$ ;

$\varphi_f$  - коефіцієнт, що враховує вплив стиснутої полиці двотаврового

перерізу,  $\varphi_f \leq 0,5$ , і при восьми ребрах між порожнинами визначається за формулою:

$$\varphi_f = 8 \cdot 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_o} = 8 \cdot 0,75 \frac{(584,5 - 469) 38,5}{469 \cdot 190} = 8 \cdot 0,037 = 0,296 \leq 0,5,$$

$$\text{тут } b'_f \leq b + 3h'_f = 469 + 3 \cdot 38,5 = 584,5 \text{ мм}.$$

$\varphi_n$  - коефіцієнт, що враховує вплив поздовжніх стискуючих сил:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_o} \leq 0,5.$$

Для попередньо напруженої плити  $N = P$ , де  $P$  - зусилля попереднього

обтиску, що обчислюється так:

$$P = A_{sp} \cdot \sigma_{sp} = 4,71 \cdot 0,75 \cdot 407,9 = 144,1 \text{ кН}.$$

$$\text{Обчислимо } \varphi_n = 0,1 \frac{144,1}{0,75 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19} = 0,293 < 0,5, \text{ отже, в розрахунках}$$

приймаємо  $\varphi_n = 0,293$ .

Обчислимо  $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,296 + 0,293 = 1,589 > 1,5$ , тому в розрахунках приймаємо  $1,5$ .

$\varphi_{b3}$  – коефіцієнт, для важкого бетону  $\varphi_{b3} = 0,6$ .

Виконаємо підстановку у формулу

$$Q_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o^2 / c$$

$$Q_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 0,75 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19^2 / (2 \cdot 0,19) = 90,2 \text{ кН}.$$

Обчислене значення є більшим від

$$\varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_o = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,75 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19 = 54,1 \text{ кН}.$$

Значення  $Q_b = 90,2 \text{ кН} > Q = 31,12 \text{ кН}$ , отже, поперечна арматура за розрахунком не потрібна і встановлюємо її лише за конструктивними вимогами.

У припорних ділянках симетрично з кожного боку плити встановлюють по 5 каркасів з дротової арматури  $\varnothing 4Bp-I$ . Поперечні стержні в каркасах з дроту  $\varnothing 3Bp-I$  з постійним кроком 100 мм. У верхній полиці встановлюємо конструктивну сітку C1 марки  $\frac{3\hat{A}\delta - 2; 200}{3\hat{A}\delta - 2; 300}$ , причому в поздовжньому напрямку

$A'_s = 0,565 \text{ см}^2$ . В нижній полиці встановлюємо сітку C2 марки  $\frac{4\hat{A}\delta - 2; 70}{5\hat{A}\delta - 2; 300}$ .

## 2.2.5. Розрахунок плити за граничними станами другої групи

*Визначення геометричних характеристик перерізу*

Геометричні характеристики зведеного перерізу при

$$\alpha = E_s / E_b = 190000 / 23000 = 8,26,$$

$$\alpha A_{sp} = 8,26 \cdot 4,71 = 38,9 \text{ см}^2.$$

Площа зведеного перерізу

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s.$$

У стиснутій зоні не встановлюється попередньо напружена арматура, тому  $A'_{sp} = 0$ .

Для арматури Вр-1 сітки С-1 визначимо

$$\alpha = E_s / E_b = 170000 / 23000 = 7,39.$$

$$A_{red} = \{149 \cdot 3,85 + 147 \cdot 3,85 + 46,9 \cdot (22 - 2 \cdot 3,85)\} + 38,9 + 7,39 \cdot 0,565 = 1853,35 \text{ см}^2,$$

Статичний момент відносно нижньої грані перерізу панелі:

$$\begin{aligned} S_{red} &= S + \alpha S_{sp} + \alpha S_s + \alpha S'_s = \\ &= \{149 \cdot 3,85 \cdot 3,85 / 2 + 147 \cdot 3,85 \cdot (22 - 3,85 / 2) + 46,9 \cdot 14,3 \cdot (14,3 / 2 + 3,85)\} + 38,9 \cdot 3 + \\ &+ 7,39 \cdot 0,565 \cdot 1,3 + 7,39 \cdot 0,565 \cdot 20 = 20048,7 \text{ см}^3. \end{aligned}$$

Віддаль від центру ваги зведеного перерізу до нижньої грані панелі

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 20048,7 / 1853,35 = 10,82 \text{ см}.$$

Момент інерції зведеного перерізу відносно центру ваги становить:

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_1^2 + \alpha A'_s y_2^2 + \alpha A_s y_3^2.$$

$$y_1 = 10,82 - 3 = 7,82 \text{ см}; \quad y_2 = 22 - 10,82 - 2 = 9,18 \text{ см}; \quad y_3 = 10,82 - 1,3 = 9,52 \text{ см}.$$

$$\begin{aligned} I_{red} &= 149 \cdot 3,85^3 / 12 + 149 \cdot 3,85 \cdot (10,82 - 3,85 / 2)^2 + 147 \cdot 3,85^3 / 12 + 46,9 \cdot 14,3^3 / 12 + \\ &+ 147 \cdot 3,85 \cdot (22 - 10,82 - 3,85 / 2)^2 + 46,9 \cdot 14,3 \cdot (14,3 / 2 + 3,85 - 10,82)^2 + 38,9 \cdot (10,82 - 3)^2 + \\ &+ 7,39 \cdot 0,565 \cdot (22 - 10,82 - 2)^2 + 7,39 \cdot 0,565 \cdot (10,82 - 1,3)^2 = 109831,5 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Момент опору для розтягнутої грані перерізу

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 109831,5 / 10,82 = 10150,8 \text{ см}^3.$$

Для стиснутої зони:

$$W'_{red} = I_{red} / (h - y_0) = 109831,5 / (22 - 10,82) = 9823,9 \text{ см}^3.$$

Знайдемо віддаль від центру ваги зведеного перерізу до ядрової точки, найвіддаленішої від розтягнутої зони, де перевіряється тріщиноутворення:

$$r = \varphi W_{red} / A_{red} = 0,83 \cdot 10150,8 / 1853,35 = 4,56 \text{ см},$$

$$\text{тут } \varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 1,6 - 8,5 / 11 = 0,83, \text{ причому } 0,7 \leq \varphi \leq 1,0.$$

Аналогічно визначимо віддаль від центру ваги зведеного перерізу до ядрової точки, найвіддаленішої від розтягнутої зони при дії зусиль попереднього обтиску

$$r = \varphi W'_{red} / A_{red} = 0,83 \cdot 9823,9 / 1853,35 = 4,40 \text{ см}.$$

Визначення втрат попереднього натягу при натягуванні арматури на упори

Попередній натяг арматури  $\sigma_{sp}$  без врахування втрат приймається рівним 0,6  $R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 471 \text{ МПа}$ . При розрахунку втрат коефіцієнт точності натягу арматури  $\gamma_{sp} = 1$ .

Визначимо перші втрати :

ВІД РЕЛАКСАЦІЇ НАПРУЖЕНЬ АРМАТУРИ при електротермічному способі натягу стержньової арматури

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 471 = 15,7 \text{ МПа};$$

ВІД ТЕМПЕРАТУРНОГО ПЕРЕПАДУ для бетону класу В15

$$\sigma_2 = \Delta t^0$$

проте при пропарюванні форма з упорами нагрівається разом з плитою, тому

$$\sigma_2 = 0;$$

ВТРАТИ ВНАСЛІДОК ДЕФОРМАЦІЇ АНКЕРІВ, розташованих біля натяжних пристроїв, для електротермічного способу

$$\sigma_3 = 0;$$

ВТРАТИ ВНАСЛІДОК ТЕРТЯ АРМАТУРИ відсутні, тому

$$\sigma_4 = 0;$$

ВТРАТИ ВНАСЛІДОК ДЕФОРМАЦІЇ СТАЛЕВОЇ ФОРМИ для електротермічного способу натягу

$$\sigma_5 = 0;$$

ВТРАТИ ВІД ШВИДКОНАРОСТАЮЧОЇ ПОВЗУЧОСТІ БЕТОНУ

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp}.$$

Обчислимо зусилля обтиску

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2) = 4,71 \cdot (471 - 15,7) = 214,4 \text{ кН}.$$

Ексцентриситет зусилля обтиску  $P_1$  відносно центру ваги зведеного перерізу  $e_{op} = y_0 - a_p = 10,82 - 3 = 7,82 \text{ см}$ .

Напруження в бетоні при обтиску

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} y_o}{I_{red}} = \frac{214,4}{1853,35} + \frac{214,4 \cdot 7,82 \cdot 10,82}{109831,5} = 2,81 \text{ МПа}.$$

Встановлюємо значення передаточної міцності бетону з умови:

$$\sigma_{bp} / R_{bp} \leq 0,75 \Rightarrow R_{bp} = \sigma_{bp} / 0,75 = 2,81 / 0,75 = 3,75 \text{ МПа}.$$

Зважаючи на  $R_{bp} \geq 0,5B15 = 7,5 \text{ МПа}$ , тому,  $R_{bp} = 7,5 \text{ МПа}$ .

$$\text{Тоді співвідношення } \sigma_{bp} / R_{bp} = 2,81 / 7,5 = 0,375 < 0,75.$$

Обчислимо стискуєче напруження в бетоні на рівні центру ваги напруженої арматури від зусиль обтиску  $P_1$  (без врахування моменту від власної ваги плити перекриття)

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}^2}{I_{red}} = \frac{214,4}{1853,35} + \frac{214,4 \cdot 7,82^2}{109831,5} = 2,35 \text{ МПа}.$$

$$\text{Співвідношення } \sigma_{bp} / R_{bp} = 2,35 / 7,5 = 0,313.$$

Обчислимо коефіцієнт  $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} \leq 0,8$ ;

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 7,5 = 0,438 < 0,8.$$

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 0,313 < \alpha = 0,438, \text{ тому можна визначити втрати від}$$

швидконаростаючої повзучості для бетону, що піддається теплообробці:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,313 = 10,6 \text{ МПа}.$$

Сумарні перші втрати становитимуть:

$$\sigma_{los,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 15,7 + 10,6 = 26,3 \text{ МПа}.$$

З врахуванням перших втрат  $\sigma_{los,1}$  зусилля обтиску

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los,1}) = 4,71 (471 - 26,3) = 209,5 \text{ кН}.$$

Тоді напруження  $\sigma_{bp}$  становитиме:

$$\sigma_{bp} = \frac{209,5}{1853,35} + \frac{209,5 \cdot 7,82^2}{109831,5} = 2,3 \text{ МПа}..$$

$$\text{Співвідношення } \sigma_{bp} / R_{bp} = 2,3 / 7,5 = 0,31..$$

Обчислимо другі втрати :

ВІД УСАДКИ БЕТОНУ – для важкого бетону класу В15, що пропарюється

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа};$$

ВІД ПОВЗУЧОСТІ БЕТОНУ при  $\sigma_{bp}/R_{bp} = 0,31 < 0,75$  :

$$\sigma_9 = 150 \alpha \sigma_{bp}/R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,31 = 39,5 \text{ МПа},$$

де  $\alpha = 0,85$  – для бетону, що пропарюється.

Другі втрати становитимуть

$$\sigma_{los,2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 39,5 = 74,5 \text{ МПа}.$$

Сумарні втрати попереднього натягу арматури становлять

$$\sigma_{los} = \sigma_{los,1} + \sigma_{los,2} = 26,3 + 74,5 = 100,8 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа} \text{ (встановлений}$$

мінімум втрат). Приймаємо значення усіх втрат  $\sigma_{los} = 100 \text{ МПа}$ .

Зусилля обтиску з врахуванням всіх втрат становитиме:

$$P_2 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 4,71 (471 - 100) = 174,7 \text{ кН}.$$

*Розрахунок на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента*

Розрахунок плити як згинального елемента на утворення тріщин виконуємо за умовою:

$$M_r \leq M_{crc} ,$$

де  $M_r$  – момент зовнішніх сил, розташованих по один бік від розрахункового перерізу, відносно осі, що проходить через ядрову точку, найвіддаленішу від розтягнутої зони, тріщиностійкість якої перевіряється, і паралельної до нульової лінії;

$M_{crc}$  – момент, що сприймається перерізом, нормальним до поздовжньої осі елемента, при утворенні тріщин і визначається за формулою:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \pm M_{rp} ,$$

тут  $M_{rp}$  – момент зусилля  $P$  відносно тієї ж осі, що і для визначення  $M_r$ ; знак моменту визначається за напрямком обертання (“плюс” – коли напрямки обертання моментів  $M_{rp}$  і  $M_r$  протилежні; “мінус” – коли напрямки співпадають); визначається за формулою:

$$M_{rp} = P (e_{0p} \pm r) .$$

Значення  $W_{pl}$  можна визначити наближено, виходячи з пружного моменту

опору  $W_{red}$  за формулою

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 10150,8 = 15226,2 \text{ см}^3,$$

де  $\gamma$  – коефіцієнт, що враховує вплив непружних деформацій бетону розтягнутої зони залежно від форми поперечного перерізу, при  $b'_f / b = 1470/469 = 3,13 \approx b'_f / b = 1490 / 469 = 3,17$ , ці значення більші за 2, але менші від 6, тому  $\gamma = 1,5$ .

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням всіх втрат при коефіцієнті точності натягу  $\gamma_{sp} = 0,8$  становить

$$P = \gamma_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp} = 0,866 \cdot (471 - 100) \cdot 4,71 = 151,3 \text{ кН}.$$

Момент при утворенні тріщин становитиме

$$\begin{aligned} M_{crc} &= R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp} = \\ &= 1,15 \text{ МПа} \cdot 0,9 \cdot 15226,2 \text{ см}^3 + 151,3 \text{ кН} \cdot (7,82 + 4,56) \text{ см} = 17,6 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

$$M_r = M^n = 38,75 \text{ кНм} > M_{crc} = 17,6 \text{ кНм},$$

отже, тріщини утворюються.

Для елементів третьої категорії тріщиностійкості, які розраховують на розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, при дії короткотривалих і довготривалих навантажень повинна виконуватись умова:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} < a_{crc,max},$$

де  $a_{crc1} - a_{crc2}$  – приріст ширини розкриття тріщин в результаті короткотривалого збільшення навантаження від постійного і довготривалого до повного;

$a_{crc3}$  – ширина розкриття тріщин від довготривалої дії постійного і довготривалого навантаження.

Ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, визначають за формулою :

$$a_{crc} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_s}{E_s} d,$$

де  $\varphi_l$  – коефіцієнт, що при дії короткотривалих навантажень і нетривалій дії постійних і довготривалих навантажень становить 1,0; при тривалій дії постійних і довготривалих навантажень для конструкцій з важкого бетону при

звичайній вологості  $\varphi_t = 1,60-15\mu$ ;

$\eta$  – коефіцієнт, для стержневої арматури періодичного профілю  $1,0$ ;

$\delta$  – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d(1 + 2\alpha\mu)},$$

тут  $\alpha = E_s/E_b = 190000/23000 = 8,26$ ;

$\varphi_d$  – коефіцієнт, що залежить від діаметру арматури, для  $\varnothing 10$   $\varphi_d = 1,0$ ;

$\mu$  – коефіцієнт, що дорівнює відношенню площі перерізу арматури  $S$  до площі перерізу бетону розтягнутої зони в нормальному перерізі

*Визначення ширини розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження*

Розрахунок виконуємо за формулою:  $a_{cr,1} = \varphi_1 \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,1}}{E_s} d$  при дії

нормативного експлуатаційного навантаження  $M_{tot} = M^n = 38,75$  кНм. Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших втрат становить  $P_1 = 209,5$  кН, що діє з ексцентриситетом  $e_{sp} = 7,82$  см.

Ексцентриситет

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N_{tot}} \right| = \left| \frac{M_{tot} + P_1 e_{sp}}{P_1} \right| = \left| \frac{38,75 + 209,5 \cdot 0,0782}{209,5} \right| = 0,263 \text{ м.}$$

Відстань від центру ваги зведеного перерізу до центру ваги поздовжньої арматури розтягнутої зони  $y = 7,82$  см, відстань від центру ваги зведеного перерізу до верхньої ядрової точки  $r = 4,56$  см.

$$\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+r}{e_{s,tot}}} = \frac{1}{1 - \frac{7,82 + 4,56}{26,3}} = 1,89;$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M\gamma \pm M_{rp}|} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{1,15 \cdot 15226,2}{38,75 - 151,3(7,82 + 4,56)} = 0,475 \leq 1,0;$$

$$\varphi_{ls} = 1,1,$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{0,263}{0,19} = 1,38 > \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{1,1} = 0,9;$$

Обчислимо коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \leq 1,0,$$

тут  $\varphi_{ls}$  – коефіцієнт, що враховує вплив тривалості дії навантаження; для бетону класу B15 і стержневої арматури періодичного профілю при нетривалій дії навантаження  $\varphi_{ls} = 1,1$ , а при тривалій дії  $\varphi_{ls} = 0,8$ ;

після підстановки отримаємо:

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,475 - \frac{1 - 0,475^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,475) \cdot 1,38} = 0,21 < 1,0;$$

$$\psi_b = 0,9;$$

$$\varphi_s = \frac{A'_s \psi_s}{A_s \psi_b} = \frac{0,565 \cdot 0,21}{(4,71 + 0,565) \cdot 0,9} = 0,020;$$

$$\beta = \alpha \mu \frac{\psi_b \varphi_{b2}}{\psi_s \varphi_{b1}} = 8,26 \cdot 0,0059 \frac{0,9 \cdot 1}{0,21 \cdot 0,85} = 0,25;$$

$$\text{тут } \mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{4,71 + 0,565}{46,9 \cdot 19} = 0,0059;$$

Коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць у таврових і двотаврових елементах, визначається за формулою:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f}{\beta b h_0} = \frac{(147 - 46,9) \cdot 3,85}{0,25 \cdot 46,9 \cdot 19} = 1,73;$$

$$\varphi_\zeta = \beta \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \left( 1 + \varphi_s \frac{a'}{h_0} \right) \left( 1 + 0,5 \varphi_f \frac{h_f}{h_0} \right)}{\varphi_n \beta (1 + \varphi_s)^2 (1 + \varphi_f)^2}} - 1 \right], \quad \text{після підстановки}$$

отримаємо:

$$\varphi_\zeta = 0,25 \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \left( 1 + 0,020 \frac{3}{19} \right) \left( 1 + 0,5 \cdot 1,73 \frac{3,85}{19} \right)}{1,89 \cdot 0,25 (1 + 0,020)^2 (1 + 1,73)^2}} - 1 \right] = 0,071;$$

Висота стиснутої зони у нормальному перерізі з тріщиною, яку обчислюють

за формулою

$$x_1 = \varphi_s (1 + \varphi_s) (1 + \varphi_f) \varphi_n h_0 = 0,071(1 + 0,071)(1 + 1,73)1,89 \cdot 19 = 7,5 \text{ см};$$

Коефіцієнт, що дорівнює відношенню площі перерізу арматури до площі перерізу бетону розтягнутої зони в нормальному перерізі елемента

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{(h - x - h_f) b + h_f b_f} = \frac{4,71 + 0,565}{(22 - 7,5 - 3,85)46,9 + 3,85 \cdot 149} = 0,0049;$$

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d (1 + 2\alpha\mu)} = \frac{8,26}{1,0 \cdot (1 + 2 \cdot 8,26 \cdot 0,0049)} = 7,6;$$

$$\lambda = \frac{\left(2 - \frac{h'_f}{x}\right)(b'_f - b)h'_f}{bx} = \frac{\left(2 - \frac{3,85}{7,5}\right)(147 - 46,9)3,85}{46,9 \cdot 7,5} = 1,63;$$

$$z = \left(h_0 - \frac{x}{3}\right) \left(\frac{1 + \lambda \frac{h_0 - 0,5h'_f}{h_0 - x/3}}{1 + \lambda}\right) = \left(19 - \frac{7,5}{3}\right) \left(\frac{1 + 1,63 \frac{19 - 3,85/2}{19 - 7,5/3}}{1 + 1,63}\right) = 16,86.$$

Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших та других втрат

$$P_2 = 174,7 \text{ кН}.$$

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{tot} - P_2(z - e_{sp})}{A_s z} = \frac{38,75 - 174,7(0,1686 - 0,0782)}{(4,71 + 0,565)10^{-4} \cdot 0,1686} = 224,4 \text{ МПа};$$

$$w = \frac{5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \frac{224,4}{11}}{7,6} = 2,27;$$

$$\lambda = 2 \left(1 - \frac{1}{e^w}\right) = 2 \left(1 - \frac{1}{e^{2,27}}\right) = 1,79 \geq 1,45, \text{ тому приймаємо } \lambda = 1,45.$$

Обчислимо ширину розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження за формулою:

$$a_{cr,1} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,1}}{E_s} d = 1 \cdot 1 \cdot 7,6 \cdot 1,45 \frac{224,4}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 10 = 0,130 \text{ мм}.$$

Визначення ширини розкриття тріщин від нетривалої дії постійного та довготривалого тимчасового навантаження

Розрахунок виконуємо за формулою:  $a_{cr,2} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,2}}{E_s} d$  при дії

нормативного довготривалого навантаження  $M_l = 33,95 \text{ кНм}$ . Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших втрат становить  $P_l = 209,5 \text{ кН}$ , що діє з ексцентриситетом  $e_{sp} = 7,82 \text{ см}$ .

Ексцентриситет

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N_{tot}} \right| = \left| \frac{M_l + P_l e_{sp}}{P_l} \right| = \left| \frac{33,95 + 209,5 \cdot 0,0782}{209,5} \right| = 0,240 \text{ м.}$$

Відстань від центру ваги зведеного перерізу до центру ваги поздовжньої арматури розтягнутої зони  $y = 7,82 \text{ см}$ , відстань від центру ваги зведеного перерізу до верхньої ядрової точки  $r = 4,56 \text{ см}$ .

$$\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+r}{e_{s,tot}}} = \frac{1}{1 - \frac{7,82 + 4,56}{24,0}} = 2,08;$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{\left| \pm M_r \mp M_{rp} \right|} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{1,15 \cdot 15226,2}{33,95 - 151,3 \cdot (7,82 + 4,56)} = 0,546 < 1,0;$$

$$\varphi_{ls} = 1,1,$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{0,240}{0,19} = 1,26 > \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{1,1} = 0,9;$$

Обчислимо коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \leq 1,0,$$

після підстановки отримаємо:

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,546 - \frac{1 - 0,546^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,546) \cdot 1,26} = 0,17 < 1,0;$$

$$\psi_b = 0,9;$$

$$\varphi_s = \frac{A'_s \psi_s}{A_s \psi_b} = \frac{0,565 \cdot 0,17}{(4,71 + 0,565) \cdot 0,9} = 0,0164;$$

$$\beta = \alpha \mu \frac{\psi_b \varphi_{b2}}{\psi_s \varphi_{b1}} = 8,26 \cdot 0,0059 \frac{0,9 \cdot 1}{0,17 \cdot 0,85} = 0,3$$

$$\text{ТУТ } \mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{4,71 + 0,565}{46,9 \cdot 19} = 0,0059;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{\beta b h_0} = \frac{(147 - 46,9) \cdot 3,85}{0,3 \cdot 46,9 \cdot 19} = 1,44;$$

$$\varphi_s = \beta \left( \sqrt{1 + \frac{2 \left( 1 + \varphi_s \frac{a'}{h_0} \right) \left( 1 + 0,5 \varphi_f \frac{h'_f}{h_0} \right)}{\varphi_n \beta (1 + \varphi_s)^2 (1 + \varphi_f)^2}} - 1 \right), \quad \text{після підстановки}$$

отримаємо:

$$\varphi_s = 0,3 \left( \sqrt{1 + \frac{2 \left( 1 + 0,0164 \frac{3}{19} \right) \left( 1 + 0,5 \cdot 1,44 \frac{3,85}{19} \right)}{2,08 \cdot 0,3 (1 + 0,0164)^2 (1 + 1,44)^2}} - 1 \right) = 0,079;$$

$$x_2 = \varphi_s (1 + \varphi_s) (1 + \varphi_f) \varphi_n h_0 = 0,079 (1 + 0,0164) (1 + 1,44) 2,08 \cdot 19 = 7,7 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{\left( 2 - \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) h'_f}{b x} = \frac{\left( 2 - \frac{3,85}{7,7} \right) (147 - 46,9) 3,85}{46,9 \cdot 7,7} = 1,6;$$

$$z = \left( h_0 - \frac{x}{3} \right) \left( \frac{1 + \lambda \frac{h_0 - 0,5 h'_f}{h_0 - x/3}}{1 + \lambda} \right) = \left( 19 - \frac{7,7}{3} \right) \left( \frac{1 + 1,6 \frac{19 - 3,85/2}{19 - 7,7/3}}{1 + 1,6} \right) = 16,83.$$

$$P_2 = 174,7 \text{ кН};$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_1 - P_2(z - e_{sp})}{A_s z} = \frac{33,95 - 174,7(0,1683 - 0,0782)}{(4,71 + 0,565) 10^{-4} \cdot 0,1683} = 205,1 \text{ МПа};$$

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{(h - x - h_f) b + h_f b_f} = \frac{4,71 + 0,565}{(22 - 7,7 - 3,85) 46,9 + 3,85 \cdot 149} = 0,005.$$

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d (1 + 2\alpha\mu)} = \frac{8,26}{1,0 \cdot (1 + 2 \cdot 8,26 \cdot 0,005)} = 7,63;$$

$$w = \frac{5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \frac{205,1}{11}}{7,63} = 2,12;$$

$$\lambda = 2 \left( 1 - \frac{1}{e^w} \right) = 2 \left( 1 - \frac{1}{e^{2,12}} \right) = 1,76 > 1,45, \text{ тому приймаємо } \lambda = 1,45.$$

Обчислимо ширину розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження за формулою:

$$a_{crc,2} = \varphi_1 \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,2}}{E_s} d = 1 \cdot 1 \cdot 7,63 \cdot 1,45 \frac{205,1}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 10 = 0,119 \text{ мм.}$$

$$a_{crc,2} = 0,119 \text{ мм} < [a_{crc,2}] = 0,2 \text{ мм.}$$

Визначення ширини розкриття тріщин від тривалої дії постійного та довготривалого тимчасового навантаження

Розрахунок виконуємо за формулою:  $a_{crc,3} = \varphi_1 \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,3}}{E_s} d$  при дії нормативного довготривалого навантаження  $M_l = 33,95 \text{ кНм}$ . Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших втрат становить  $P_l = 209,5 \text{ кН}$ , що діє з ексцентриситетом  $e_{sp} = 7,82 \text{ см}$ .

Ексцентриситет

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N_{tot}} \right| = \left| \frac{M_l + P_l e_{sp}}{P_l} \right| = \left| \frac{33,95 + 209,5 \cdot 0,0782}{209,5} \right| = 0,24 \text{ м.}$$

$$\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+r}{e_{s,tot}}} = \frac{1}{1 - \frac{7,82 + 4,56}{24,0}} = 2,08;$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{\left| \pm M_r \mp M_{rp} \right|} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{1,15 \cdot 15226,2}{33,95 - 151,3 \cdot (7,82 + 4,56)} = 0,546 < 1,0;$$

$$\varphi_{ls} = 0,8,$$

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{0,24}{0,19} = 1,26 > \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{0,8} = 1,5;$$

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \leq 1,0, \text{ після підстановки отримаємо:}$$

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 0,546 - \frac{1 - 0,546^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,546) \cdot 1,26} = 0,592 < 1,0;$$

$$\psi_b = 0,9;$$

$$\varphi_s = \frac{A'_s \psi_s}{A_s \psi_b} = \frac{0,565 \cdot 0,592}{(4,71 + 0,565) \cdot 0,9} = 0,07;$$

при довготривалій дії навантаження для бетону класу В15 при вологості повітря навколишнього середовища 80...100%  $\varphi_{b2} = 2,2$ .

$$\beta = \alpha \mu \frac{\psi_b \varphi_{b2}}{\psi_s \varphi_{b1}} = 8,26 \cdot 0,0059 \frac{0,9 \cdot 2,2}{0,592 \cdot 0,85} = 0,192;$$

$$\text{ТУТ } \mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{4,71 + 0,565}{46,9 \cdot 19} = 0,0059;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{\beta b h_0} = \frac{(147 - 46,9) \cdot 3,85}{0,192 \cdot 46,9 \cdot 19} = 2,25;$$

$$\varphi_s = \beta \left( \sqrt{1 + \frac{2 \left( 1 + \varphi_s \frac{a'}{h_0} \right) \left( 1 + 0,5 \varphi_f \frac{h'_f}{h_0} \right)}{\varphi_n \beta (1 + \varphi_s)^2 (1 + \varphi_f)^2}} - 1 \right), \quad \text{після підстановки}$$

отримаємо:

$$\varphi_s = 0,192 \left( \sqrt{1 + \frac{2 \left( 1 + 0,07 \frac{3}{19} \right) \left( 1 + 0,5 \cdot 2,25 \frac{3,85}{19} \right)}{2,08 \cdot 0,192 (1 + 0,07)^2 (1 + 2,25)^2}} - 1 \right) = 0,044;$$

$$x_2 = \varphi_s (1 + \varphi_s) (1 + \varphi_f) \varphi_n h_0 = 0,044 (1 + 0,07) (1 + 2,25) 2,08 \cdot 19 = 6,0 \text{ см};$$

$$\lambda = \frac{\left( 2 - \frac{h'_f}{x} \right) (b'_f - b) h'_f}{bx} = \frac{\left( 2 - \frac{3,85}{6,0} \right) (147 - 46,9) 3,85}{46,9 \cdot 6,0} = 1,86;$$

$$z = \left( h_0 - \frac{x}{3} \right) \left( \frac{1 + \lambda \frac{h_0 - 0,5 h'_f}{h_0 - x/3}}{1 + \lambda} \right) = \left( 19 - \frac{6}{3} \right) \left( \frac{1 + 1,86 \frac{19 - 3,85/2}{19 - 6/3}}{1 + 1,86} \right) = 17,0.$$

$$P_2 = 174,7 \text{ кН};$$

$$\sigma_{s3} = \frac{M_1 - P_2 (z - e_{sp})}{A_s z} = \frac{33,95 - 174,7 (0,17 - 0,0782)}{(4,71 + 0,565) 10^{-4} \cdot 0,17} = 199,7 \text{ МПа};$$

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{(h - x - h_f) b + h_f b_f} = \frac{4,71 + 0,565}{(22 - 6 - 3,85) 46,9 + 3,85 \cdot 149} = 0,0046$$

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d(1 + 2\alpha\mu)} = \frac{8,26}{1,0 \cdot (1 + 2 \cdot 8,26 \cdot 0,0046)} = 7,68;$$

$$w = \frac{5 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \frac{199,7}{11}}{7,68} = 2,07;$$

$$\lambda = 2 \left( 1 - \frac{1}{e^w} \right) = 2 \left( 1 - \frac{1}{e^{2,07}} \right) = 1,75 > 1,45, \text{ тому приймаємо } \lambda = 1,45.$$

При тривалій дії постійних і довготривалих навантажень для конструкцій з важкого бетону при звичайній вологості

$$\varphi_l = 1,60 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0046 = 1,531.$$

Обчислимо ширину розкриття тріщин від тривалої дії навантаження за формулою:

$$a_{crc,3} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,3}}{E_s} d = 1,531 \cdot 1 \cdot 7,68 \cdot 1,45 \frac{199,7}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 10 = 0,179 \text{ мм.}$$

Для елементів третьої категорії тріщиностійкості, які розраховують на розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, при дії короткотривалих і довготривалих навантажень повинна виконуватись умова:  $a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} < a_{crc,max}$ , після підстановки отримаємо:

$$a_{crc} = a_{crc,1} - a_{crc,2} + a_{crc,3} = 0,130 - 0,119 + 0,179 = 0,190 \text{ мм.}$$

$$a_{crc} = 0,190 \text{ мм} < [a_{crc,1}] = 0,3 \text{ мм.}$$

*Розрахунок на утворення тріщин, нахилених до поздовжньої осі елемента*

Розрахунок на утворення тріщин виконуємо за умовою

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt, ser},$$

де  $\gamma_{b4}$  – коефіцієнт умов роботи бетону і визначається за формулою:

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}}{0,2 + \alpha \cdot B} \leq 1,0,$$

тут  $\alpha$  – коефіцієнт, для важкого бетону  $\alpha = 0,01$ ;

$B$  – клас бетону за міцністю на стиск, МПа (В15), причому  $\alpha \cdot B \leq 0,3$ .

Значення головних розтягуючих і головних стискуючих напружень у бетоні визначаються за формулою

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2},$$

тут  $\sigma_x$  – нормальне напруження в бетоні в перерізі, перпендикулярному до поздовжньої осі елемента, від зовнішнього навантаження та зусилля попереднього обтиску, визначається за формулою (знак “-”, бо ці напруження стискуючі):

$$\sigma_x = -\frac{P}{A_{red}} = -\frac{174,7 \text{ кН}}{1853,35 \text{ см}^2} = -0,943 \text{ МПа};$$

$\sigma_y$  – нормальні напруження в бетоні в перерізі, паралельному до поздовжньої осі елемента, від місцевої дії опорних реакцій, зосереджених сил та розподіленого навантаження, а також зусилля обтиску внаслідок попереднього натягу хомутив та відігнутих стержнів; оскільки напружувана поперечна арматура відсутня, то  $\sigma_y = 0$ ;

$\tau_{xy}$  - дотичні напруження в бетоні від зовнішнього навантаження:

$$\tau_{xy} = \frac{Q^n S_{red}}{I_{red} b} = \frac{27,31 \text{ кН} \cdot 20048,7 \text{ см}^3}{109831,5 \text{ см}^4 \cdot 46,9 \text{ см}} = 1,1 \text{ МПа}.$$

Головні стискуючі напруження

$$\sigma_{mc} = -\frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} = -\frac{0,943}{2} - \sqrt{\frac{0,943^2}{4} + 1,1^2} = -1,67 \text{ МПа}.$$

Головні розтягуючі напруження

$$\sigma_{mt} = -\frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} = -\frac{0,943}{2} + \sqrt{\frac{0,943^2}{4} + 1,1^2} = 0,72 \text{ МПа}.$$

Коефіцієнт умов роботи бетону

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}}{0,2 + \alpha \cdot B} = \frac{1 - 1,67 / 11}{0,2 + 0,15} = 2,42 > 1, \text{ тому приймаємо } \gamma_{b4} = 1.$$

$\sigma_{mt} = 0,72 \text{ МПа} < R_{bt, ser} = 1,15 \text{ МПа}$ , отже нахилені тріщини не утворюються.

Визначення прогинів на ділянках з тріщинами

Повний прогин:

$$f = f_1 - f_2 + f_3,$$

де  $f_1$  – прогин від нетривалої дії всього навантаження;

$f_2$  – прогин від нетривалої дії постійних і тривалих навантажень;

$f_3$  – прогин від тривалої дії постійних та тривалих навантажень.

Прогини визначаються за формулою:

$$f = s \cdot l^2 \frac{I}{r},$$

де  $s = 5/48$ ;

$l$  – розрахунковий проліт,  $l = 5,675$  м;

$I/r$  – відповідна кривина при прогині елемента, визначається для кожного випадку за формулою:

$$\frac{I}{r} = \frac{M\psi_s}{zA_s E_s (h_0 - x)} - \frac{N_{tot}\psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)},$$

де  $M$  – момент відносно осі, нормальної до площини дії моменту, що проходить через центр ваги перерізу розтягнутої арматури, від усіх зовнішніх зусиль, розташованих по один бік перерізу, і від зусиль попереднього обтіску, визначених з урахуванням перших втрат;  $z$  – віддаль від центру ваги площі перерізу арматури до точки прикладання рівнодійної зусиль в стиснутій зоні перерізу над тріщиною;

$\psi_s$  – коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами.

*Розрахунок кривини при нетривалій дії повного навантаження*

$$M = M^n = 38,75 \text{ кНм}; \quad N_{tot} = P_1 = 209,5 \text{ кН};$$

$$\psi_s = 0,21;$$

$$x = 7,5 \text{ см};$$

$$z = 16,86 \text{ см};$$

$$\begin{aligned} \frac{I}{r_1} &= \frac{M^n \psi_s}{z A_s E_s (h_0 - x)} - \frac{P_1 \psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)} = \\ &= \frac{(38,75 \text{ кНм} + 209,5 \text{ кН} \cdot 7,82 \text{ см}) \cdot 0,21}{16,86 \text{ см} \cdot 5,275 \text{ см}^2 \cdot 190000 \text{ МПа} \cdot (19 - 7,5) \text{ см}} - \\ &= \frac{209,5 \text{ кН} \cdot 0,21}{5,275 \text{ см}^2 \cdot 190000 \text{ МПа} \cdot (19 - 7,5) \text{ см}} = 2,14 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}. \end{aligned}$$

Розрахунок кривини при короткотривалій дії довготривалого навантаження

$$M = M_1 = 33,95 \text{ кНм}; \quad N_{tot} = P_1 = 209,5 \text{ кН};$$

$$\psi_s = 0,17;$$

$$x = 7,7 \text{ см};$$

$$z = 16,83 \text{ см};$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_2} &= \frac{M_1 \psi_s}{z A_s E_s (h_0 - x)} - \frac{P_1 \psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)} = \\ &= \frac{(33,95 \text{ кНм} + 209,5 \text{ кН} \cdot 7,82 \text{ см}) 0,17}{16,83 \text{ см} \cdot 5,275 \text{ см}^2 \cdot 190000 \text{ МПа} \cdot (19 - 7,7) \text{ см}} - \\ &- \frac{209,5 \text{ кН} \cdot 0,17}{5,275 \text{ см}^2 \cdot 190000 \text{ МПа} \cdot (19 - 7,7) \text{ см}} = 1,34 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}. \end{aligned}$$

Розрахунок кривини від довготривалої дії довготривалого навантаження

$$M = M_1 = 33,95 \text{ кНм}; \quad N_{tot} = P_1 = 209,5 \text{ кН};$$

$$\psi_s = 0,592;$$

$$x = 6,0 \text{ см};$$

$$z = 17,0 \text{ см};$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{r_3} &= \frac{M_1 \psi_s}{z A_s E_s (h_0 - x)} - \frac{P_1 \psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)} = \\ &= \frac{(33,95 \text{ кНм} + 209,5 \text{ кН} \cdot 7,82 \text{ см}) 0,592}{17 \text{ см} \cdot 5,275 \text{ см}^2 \cdot 190000 \text{ МПа} \cdot (19 - 6) \text{ см}} - \\ &- \frac{209,5 \text{ кН} \cdot 0,592}{5,275 \text{ см}^2 \cdot 190000 \text{ МПа} \cdot (19 - 6) \text{ см}} = 3,93 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}. \end{aligned}$$

$$\text{Загальна кривина } \frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} = (2,14 - 1,34 + 3,93) \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1} = 4,73 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}.$$

$$\text{Прогин } f = s \cdot l^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} \cdot 5,675^2 \cdot 4,73 \cdot 10^{-4} = 15,9 \cdot 10^{-4} \text{ м} = 0,00159 \text{ м}.$$

$$\text{Допустимий прогин } [f] = \frac{l}{200} = \frac{5,675}{200} = 0,0284 \text{ м}.$$

$$f = 0,00159 \text{ м} < [f] = 0,0284 \text{ м}.$$

Отже, розрахунковий прогин менший від допустимого. Це свідчить про те, що армування плити є достатнім.

Відповідно до виконаних розрахунків виконують конструювання плити. У нижній полиці плити встановлюють попередньо напружену арматуру класу Ат-V. У верхній та нижній полицях вкладають сітки С-1, у приопорних ділянках ребер встановлюють каркаси К-1. В нижній частині плити в приопорних ділянках встановлюють додаткові гнуті сітки С-2. У нижніх кутах закладають деталі М-1, а вгорі – петлі монтажні П-1.

### *Конструювання плити*

Відповідно до виконаних розрахунків виконують конструювання плити. У нижній полиці плити встановлюють попередньо напружену арматуру  $6\text{Ø}10\text{Ат-V}$ . У приопорних ділянках симетрично з кожного боку плити встановлюють по 5 каркасів з дротової арматури  $\text{Ø}4\text{Вр-I}$ . Поперечні стержні в каркасах з дроту  $\text{Ø}3\text{Вр-I}$  з постійним кроком 100 мм. У верхній полиці встановлюємо конструктивну сітку С1 марки  $\frac{3\hat{A}\delta - 2; 200}{3\hat{A}\delta - 2; 300}$ , причому в поздовжньому напрямку  $A'_s = 0,565 \text{ см}^2$ .

В нижній полиці встановлюємо сітку С2 марки  $\frac{4\hat{A}\delta - 2; 70}{5\hat{A}\delta - 2; 300}$ .

У нижніх кутах закладають деталі М-1, а вгорі – петлі монтажні П-1.

## **2.3 Розрахунок збірного залізобетонного маршу**

### **2.3.1 Завдання на проектування.**

Розрахувати і сконструювати залізобетонний марш шириною 1350 мм для сходів у розважально-оздоровчому комплексі. Висота поверху 3,3м. Кут нахилу маршу  $\alpha = 30^\circ$ , сходинки розміром 15x30см. Бетон класу С20/25, арматура каркасів класу А300, сіток класу ВР-I. Розрахункові дані для бетону і арматури: для бетону класу С20/25 (табл. 1.3-1.4 [10]): розрахунковий опір бетону осьовому стиску  $R_b = 14.5 \text{ МПа}$ ; розрахунковий опір бетону осьовому розтягненню  $R_{bt} = 1.05 \text{ МПа}$ ; коефіцієнт умови роботи бетону  $\gamma_{b2} = 1.05$ ; розрахунковий опір бетону осьовому стиску для граничних станів II групи  $R_{b,ser} = 18.5 \text{ МПа}$ ; розрахунковий опір бетону осьовому розтягненню для граничних

станів II групи  $R_{bt,ser}=1.6\text{МПа}$ ; початковий модуль пружності бетону  $E_b=27000\text{МПа}$ ; для арматури класу А300 (табл. 1.7 [10]): розрахунковий опір арматури розтягненню  $R_s=280\text{МПа}$ ; розрахунковий опір поперечної арматури розтягненню  $R_{sw}=215\text{МПа}$ ; для дротяної арматури класу Вр-I  $R_s=365\text{МПа}$ ;  $R_{sw}=265\text{МПа}$  при  $d=4\text{мм}$ .

### 2.3.2 Визначення навантаження та зусиль

Власна вага типових маршів складає  $g^n = 3.63\text{кН/м}^2$  горизонтальної проекції. Розрахункова схема маршу приведена на рис. 2.1. Тимчасове нормативне навантаження згідно табл. 2, 3 [10] для сходів житлового будинку  $p^n=3\text{кН/м}^2$ , коефіцієнт надійності по навантаженню  $\gamma_f=1,2$ ; довгочасне тимчасове навантаження  $p^{n_{td}}=1\text{кН/м}^2$ .

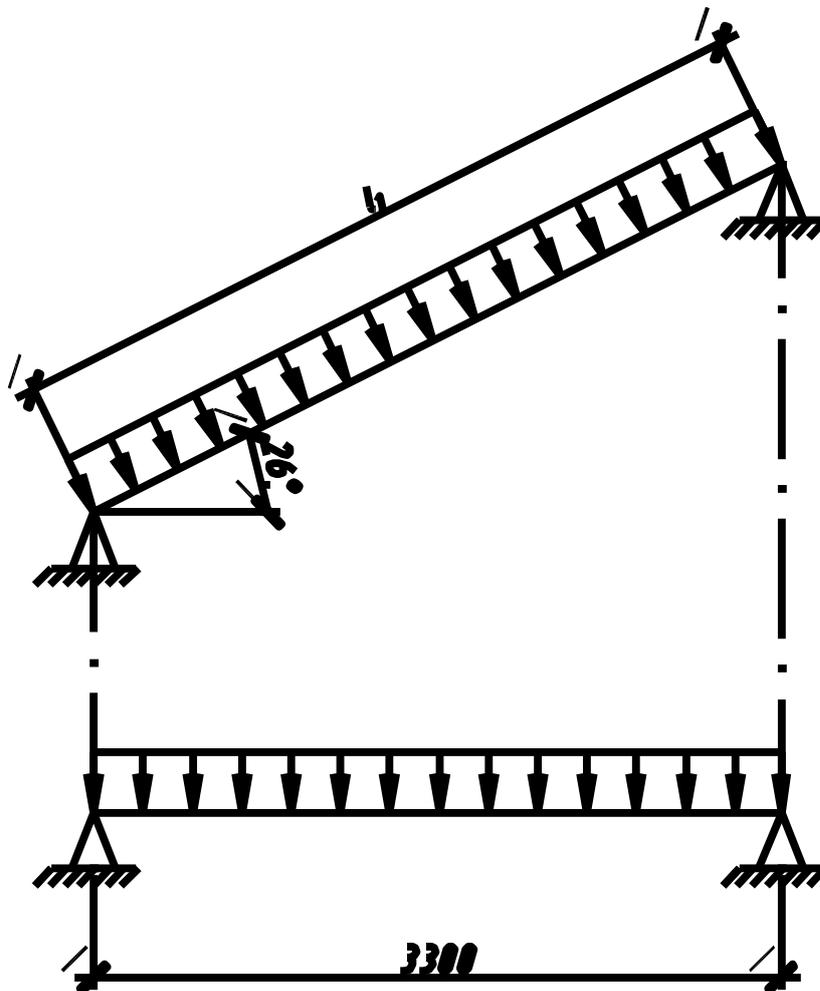


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема сходового маршу.

Розрахункове навантаження на 1 м довжини маршу

$$q = (g^n \gamma_f + p^n \gamma_f) a = 3,6 * 1,1 + 3 * 1,2 * 1,35 = 10,3 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахунковий згинаючий момент в середині прольоту маршу

$$M = \frac{ql^2}{8 \cos \alpha} = \frac{10,3 * 3,3^2}{8 * 0,867} = 16,17 \text{ кНм.}$$

Поперечна сила на опорі

$$Q = \frac{ql}{2 \cos \alpha} = \frac{10,3 * 3,3}{2 * 0,867} = 19,60 \text{ кН.}$$

Попереднє призначення розмірів перерізу маршу

Призначаємо товщину плити ( по перерізу між сходами)  $h'_f = 30 \text{ мм}$ , висоту ребер (костурів)  $h = 170 \text{ мм}$ , товщину ребер  $b_r = 80 \text{ мм}$  (рис. 2.2). Існуючий переріз маршу замінюємо на розрахунковий тавровий з полицею в стиснутій зоні (рис1, в):  $b = 2b_r = 2 * 80 = 160 \text{ мм}$ ; ширину полки  $b'_f$  при відсутності поперечних ребер приймаємо не більше  $b'_f = 2(l/6) + b = 2(330/6) + 16 = 126 \text{ см}$  або  $b'_f = 12h'_f + b = 12 * 3 + 16 = 52 \text{ см}$ , приймаємо за розрахункове менше значення  $b'_f = 52 \text{ см}$ .

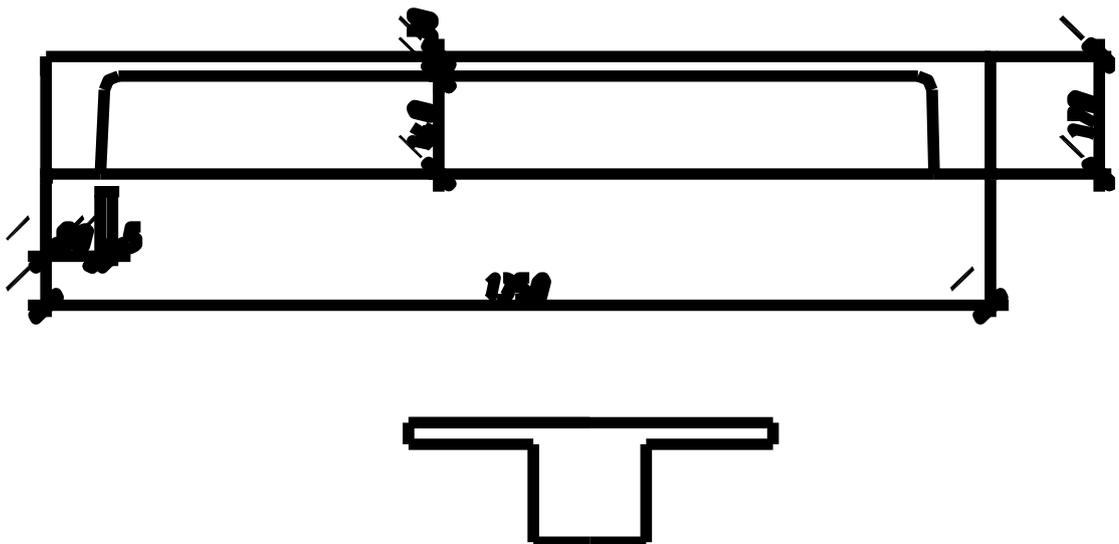


Рисунок 2.2 – Фактичний і приведенний поперечний переріз сходового маршу.

Підбір площі перерізу повздожньої арматури

За умовою (2.35) [10] встановлюємо розрахунковий випадок для таврового перерізу (при  $x = h'_f$ ): при  $M \leq R_b \gamma_{b2} b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)$  нейтральна вісь проходить в полиці;  $1617000 < 14,5(100)0,9 \times 52 \times 3((14,5 - 0,5 \times 3)) = 2640000 \text{ Н} \cdot \text{см}$ ; умова виконується, нейтральна вісь проходить в полиці; розрахунок арматури виконуємо за формулами для прямокутних перерізів шириною  $b'_f = 52 \text{ см}$ .

Розраховуємо:

$$A_0 = \frac{M \gamma_n}{R_b \gamma_{b2} b'_f h_0^2} = \frac{1617000 \cdot 0,95}{14,5 \cdot (100) \cdot 0,952 \cdot 14,5^2} = 0,108;$$

По таблиці 2.12 [10] знаходимо коефіцієнт  $\eta = 0,943$ ; відносна висота стиснутої зони бетону  $\xi = 0,114$ ;

$$A_s = \frac{M \gamma_n}{\eta h_0 R_s} = \frac{1617000 \cdot 0,95}{0,943 \cdot 14,5 \cdot 280 \cdot (100)} = 4,012 \text{ см}^2,$$

де  $\gamma_n$  - коефіцієнт надійності.

Приймаємо  $2\text{Ø}16 \text{ A}300$ ,  $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ . В кожному ребрі встановлюємо по одному плоскому каркасу К-1 (рис. 2.3).

### 2.3.3 Розрахунок похилого перерізу на поперечну силу

Міцність елемента по похилому перерізу на дію поперечної сили забезпечується умовою:

$$Q \leq Q_b + Q_{SW} + Q_{S,inc},$$

де  $Q_b, Q_{SW}, Q_{S,inc}$  - поперечні зусилля, які сприймають відповідно бетон, хомути (поперечні стержні) та відгини.

Поперечне зусилля  $Q_b$  визначають за формулою:

$$Q_b = \left[ \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 \right] / c,$$

де  $c$  - довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу на повздовжню вісь елемента;

$\varphi_{b2}$  - коефіцієнт, який приймають в залежності від виду бетону, для важкого бетону  $\varphi_{b2}=2,0$ ;

$\varphi_f$  - коефіцієнт, який враховує вплив стиснутих полиць в таврових і двотаврових елементах;

$$\varphi_f = 2 \frac{0.75(3h'_f)h'_f}{bh_0} = 2 \frac{0.75(3*3)3^2}{2*8*14.5} = 0.175 < 0.5;$$

$\varphi_n$  - коефіцієнт, який враховує вплив повздовжніх сил,  $\varphi_n=0$ ;  $(1+\varphi_f+\varphi_n)=1+0,175<1,5$ ;

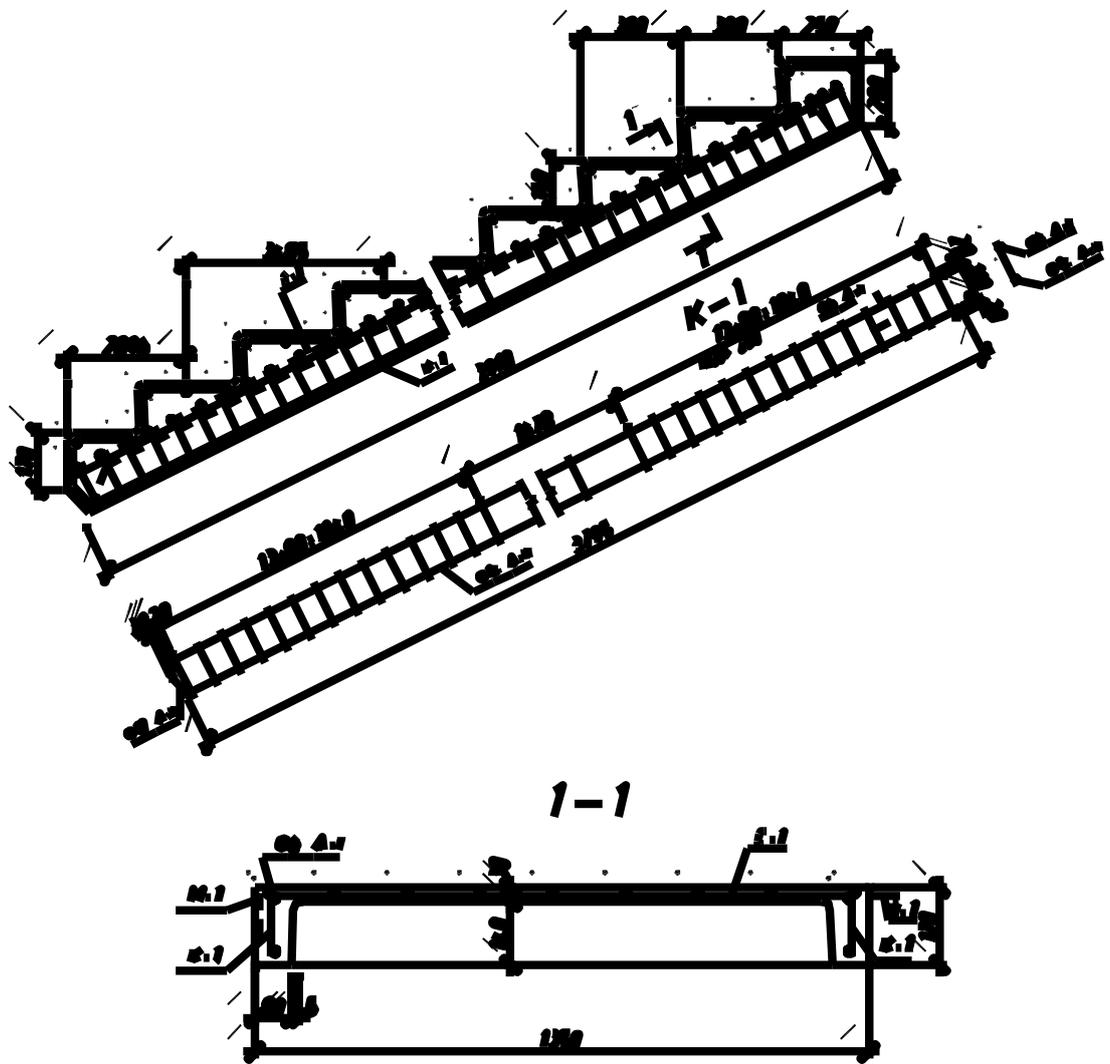


Рисунок 2.3 – Армування сходового маршу.

Позначимо:

$$B_b = [\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}\gamma_{b2}bh_0^2] = 2 * 1.175 * 1.05 * (100) * 16 * 14.5^2 = 7.5 * 10^5 \text{ Н/см.}$$

Поперечна сила на опорі  $Q_{\max} = 19.6 * 0.95 = 18.6 \text{ кН}$ . В розрахунковому похилому перерізі  $Q_b = Q_{sw} = Q/2$ , а так як  $Q_b = B_b / c$ , то  $c = B_b / 0.5Q = 7.5 * 10^5 / 0.5 * 1862 = 80.56 \text{ см}$ , що більше  $2h_0 = 29 \text{ см}$ . Тоді  $Q_b = B_b / 2 = 7.5 * 10^5 / 29 = 25.9 * 10^3 \text{ Н} = 25,9 \text{ кН}$ , що більше  $Q_{\max} = 18.6 \text{ кН}$ , тобто поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

В  $1/4$  прольоту призначаємо з конструктивних міркувань поперечні стержні діаметром 6 мм зі сталі класу А240, з кроком  $s=80 \text{ мм}$  (не більше  $h/2=170/2=85 \text{ мм}$ ),  $A_{sw}=0,283 \text{ см}^2$ ,  $R_{sw}=175 \text{ МПа}$ ; для двох каркасів  $n=2$ ,  $A_{sw}=0,566 \text{ см}^2$ ;  $\mu_w = 0.566 / 16 * 8 = 0.0044$ ;  $\alpha = E_s / E_b = 2.1 * 10^5 / 2.7 * 10^4 = 7.75$ . В середній частині ребер поперечну арматуру розташовуємо конструктивно з кроком 200мм.

Перевіряємо міцність елемента по похилій смузї між похилими тріщинами за формулою:

$$Q \leq 0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b\gamma_{b2}bh_0,$$

де  $\varphi_{w1}$  - коефіцієнт, який враховує вплив хомутів, нормальних до поздовжньої вісі елемента:  $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 * 7.75 * 0.0044 = 1.17$ ;

$\varphi_{b1}$  - коефіцієнт, який визначається за формулою:  $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0.01 * 14.5 * 0.9 = 0.87$ ; ( $\beta$  - коефіцієнт, який залежить від виду бетону, для важкого бетону  $\beta=0,01$ ).

$$18620 < 0.3 * 1.17 * 0.87 * 14.5 * 0.9 * 16 * 145 * (100) = 93000 \text{ Н};$$

Умова виконується, міцність маршу по похилому перерізу забезпечена.

### 2.3.4 Розрахунок маршу по деформаціям (прогинам)

Згинаючий момент в середині прольоту дорівнює: від повного розрахункового навантаження:

$$M = 16.17 \text{ кНм};$$

від повного нормативного навантаження:

$$M^n = \frac{(g^n + p^n)l^2}{8 \cos \alpha} = \frac{(3.6 + 3) * 3.3^2}{8 * 0.867} = 10.36 \text{ кНм};$$

від нормативного постійного і тривалого тимчасового навантаження:

$$M_{ld}^n = \frac{(g^n + p_{ld}^n)l^2}{8 \cos \alpha} = \frac{(3.6 + 1) * 3.3^2}{8 * 0.867} = 7.22 \text{ кНм}.$$

Визначаємо геометричні характеристики приведенного перерізу маршу (рис1):

$$\alpha = E_s / E_b = 2.1 * 10^5 / 2.7 * 10^4 = 7.75;$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s}{bh_0} \alpha = \frac{4.02}{16 * 14.5} * 7.78 = 0.135;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(52 - 16) * 3}{16 * 14.5} = 0.47;$$

Розраховуємо прогин ребер маршу наближеним методом. Перевіряємо умову (2,145)[10], яка визначає необхідність розрахунку прогинів при  $l/h_0 = 330/14.5 = 22.8 > 10$ :

$$l/h_0 \leq \lambda_{lim},$$

по табл. 2.20 [10] при  $\mu\alpha = 0.135$  та арматурі зі сталі класу А400 знаходимо  $\lambda_{lim} = 18.6$ .

$$330/14.5 = 22.8 > \lambda_{im} = 18.6,$$

тобто розрахунок прогинів потрібен.

Прогин в середині прольоту маршу визначаємо за формулою:

$$f_{tot} = Sl^2 * 1/r_c,$$

де  $1/r_c$  - кривизна в середині маршу,

$$\begin{aligned} 1/r_c &= \frac{1}{E_s A_s h_0^2} \frac{M_{ld} - k_{2ld} b h^2 R_{bt,ser}}{k_{1ld}} = \frac{1}{2.1 * 10^5 * 4.02 * (100) * 14.25^2} * \\ &\frac{722200 - 0.219 * 16 * 17^2 * 1.6 * (100)}{0.387} = 8.155 * 10^{-5} \text{ cm}^{-1} \end{aligned}$$

у формулі коефіцієнти  $k_{1ld} = 0.387$  та  $k_{2ld} = 0.219$  прийняті по табл. 2.19 в залежності від  $\mu\alpha = 0.135$  та  $\varphi_f(\gamma) = 0.47$  (за інтерполяцією) для таврових перерізів з полицею в стиснутій зоні.

$$f_{tot} = \frac{5}{48} * 330^2 * 8.155 * 10^{-5} = 0.92 \text{ cm} < [f_{lim}] = l / 300 \text{ cm} = 330 / 300 \text{ cm} = 1.1 \text{ cm} -$$

для елементів сходів з естетичних міркувань (табл. 2.2 [10]).

### 2.3.5 Розрахунок ребер маршу за розкриттям тріщин, нормальних до поздовжньої вісі

При розрахунку на розкриття тріщин повинна виконуватись умова:  
 $a_{crc} \leq [a_{crc,i}]$

де  $[a_{crc,i}]$  - гранично допустима ширина розкриття тріщин. Згідно табл. 2.9 сходовий марш відноситься до третьої категорії тріщиностійкості. Гранично допустима ширина розкриття тріщин: при довготривалому розкритті  $[a_{crc1}] = 0,4 \text{ мм}$ , при короткочасному розкритті  $[a_{crc2}] = 0,3 \text{ мм}$ .

$a_{crc}$  - ширина розкриття тріщин на рівні розтягнутої арматури.

Величину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої вісі елемента, визначаємо за формулою:

$$a_{crc} = \delta \varphi_1 \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3.5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} \delta_a,$$

де  $\delta$  - коефіцієнт, який дорівнює 1 для стискаючих і позacentрово стиснутих елементів;

$\varphi_1$  - коефіцієнт, який враховує види навантажень та бетонів,  $\varphi_{1,cd} = 1$ ;  
 $\varphi_{1,ld} = (1.6 - 15\mu)$ ;

$\eta$  - коефіцієнт, який залежить від виду і профілю поздовжньої арматури, для стержневої арматури періодичного профілю  $\eta = 1$ ;

$\sigma_s$  - напруження розтягнення в стержнях крайнього ряду;

$\mu$  - коефіцієнт армування перерізу,  $\mu = A_s / (bh_0) = 4.02 / (16 * 14.5) = 0.0173 < [0.02]$ .

$d$  - діаметр стержневої арматури;

$\delta_a$  - коефіцієнт, який враховує вплив товщини захисного шару бетону зі сторони розтягнутої арматури площею  $A_s$ ,  $\delta_a = 1$  (так як  $a_2 = 3\text{cm} < 0.2h = 0.2 * 17 = 3.4\text{cm}$ ).

### 2.3.6 Розрахунок по довготривалому розкриттю тріщин

Ширину довготривалого розкриття тріщин визначаємо від довготривалої дії постійних і тривалих навантажень. Згинаючий момент в середині прольоту маршу  $M_{ld} = 7.22$  кНм. Напруження в розтягнутій арматурі:

$$\sigma_{s2} = \frac{M_{ld}}{A_s z_1},$$

де  $z_1$  - плече пари сил, що відповідає відстані між центрами ваги арматури S і S'.

$$z_1 = h_0 \left[ 1 - \frac{\varphi_f h'_f / h_0 + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right],$$

де  $\xi$  - відносна висота стиснутої зони в перерізі з тріщиною,

$$\xi = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(0.116 + 0.421)}{10 * 0.135}} = 0.221,$$

у формулі значення  $\delta = \frac{M_{ld}}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{7.222 * 10^5}{16 * 14.5^2 * 18.5 * (100)} = 0.116$

$$\lambda = \varphi_f \left( 1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 0.47 \left( 1 - \frac{3}{2 * 14.5} \right) = 0.421.$$

Тоді  $z_1 = 14.5 * \left[ 1 - \frac{0.47 * 3 / 14.5 + 0.221^2}{2(0.47 + 0.221)} \right] = 12.967$ ;

$$\sigma_{s2} = \frac{7.222 * 10^5}{4.02 * 12.967 * (100)} = 138.5 \text{ МПа.}$$

При тривалій дії навантажень приймаємо

$$\varphi_{1,ld} = (1.6 - 15\mu) = 1.6 - 15 * 0.0173 = 1.341.$$

$$a_{crc} = 1 * 1.341 * 1 * \frac{138.5}{2.1 * 10^5} * 20(3.5 - 100 * 0.0173) \sqrt[3]{16} * 1 = 0.08mm < [a_{crc2}] = 0.3mm .$$

### 2.3.7 Розрахунок по короткочасному розкриттю тріщин

Ширину короткочасного розкриття тріщин визначаємо як суму ширини розкриття від довготривалої дії постійних і тривалих навантажень  $a_{crc3}$  та приросту ширини розкриття від дії короткочасних навантажень  $(a_{crc1} - a_{crc2})$ , формула:

$$a_{crc} = (a_{crc1} - a_{crc2}) + a_{crc3} ,$$

де  $a_{crc3}$  - ширина розкриття тріщин від довготривалої дії постійних і тривалих навантажень,  $a_{crc3} = 0.08mm$ .

Напруження в розтягнутій арматурі при короткочасній дії усіх нормативних навантажень:

$$\sigma_{s1} = \frac{M^n}{A_s z_1} = \frac{10.36 * 10^5}{4.02 * 967} = 199 \text{ МПа.}$$

Напруження в стиснутій арматурі від дії постійних і тривалих навантажень:

$$\sigma_{s2} = 138.5 \text{ МПа.}$$

Приріст напруження при короткочасному зростанні навантаження від тривалого діючого до його повної величини складає:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_{s1} - \sigma_{s2} = 199 - 138.5 = 60.5 \text{ МПа.}$$

Приріст ширини розкриття тріщин при  $\varphi_l = 1$  за формулою:

$$\Delta a_{crc} = (a_{crc1} - a_{crc2}) = 1 * 1 * 1 * \frac{60.5}{2.1 * 10^5} * 20(3.5 - 100 * 0.0173) \sqrt[3]{16} = 0.026mm .$$

Сумарна ширина розкриття тріщин:

$$a_{crc,tot} = 0.08 + 0.026 = 0.106mm < [a_{crc1,lim}] = 0.4mm.$$

Плиту маршу армуємо сіткою зі стержнів діаметром 4 ÷ 6 мм, розташованих з кроком 100 ÷ 300 мм. Плита монолітно зв'язана зі ступенями, які армуємо з конструктивних міркувань, і її несуча здатність з урахуванням роботи східців цілком забезпечується. Діаметр робочої арматури східців з урахуванням транспортних та монтажних впливів призначаємо в залежності від довжини східців – 6мм; хомути виконуємо із арматури діаметром 4 ÷ 6мм з кроком 200мм.

# РОЗДІЛ 3

## ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

					<b>КНУ.МР.192.25.342с.21 ОФ</b>			
<b>Зм</b>	<b>Кіль</b>	<b>Прізвище</b>	<b>Підпис</b>	<b>Дата</b>		<b>Стадія</b>	<b>Аркуш</b>	<b>Аркушів</b>
Керівник		Сахно			<i>Проектування 9-ти поверхової житлової будівлі з використанням ґрунтоцементних паль</i>	МР		
Консул.		Тімченко				<b>ПЦБ-24М</b>		
Магістр.		Митрофанов						
Зав.каф		Валовой						

### **3.1 Характеристика будівлі, що проектується**

Проектується 9-ти поверхова житлова будівля.

Дана будівля має складну форму у плані. Район будівництва – м. Кривий Ріг.

Вибір типу основи і фундаменту заснований на інженерно-геологічних умовах майданчику будівництва та конструктивному рішенні споруди.

Геологічний розріз ділянки був складений на основі інженерно-геологічних вишукувань.

### **3.2 Фізико-механічні властивості**

Глибина сезонного промерзання для Кривого Рогу складає 0,9 м.

Рівень підземних вод: 4,05 м

Фізико-механічні властивості ґрунтів визначені в лабораторних умовах та зведені в табл. 3.1.

.

Таблиця 3.1 – Фізико-механічні властивості ґрунтів

Назва ґрунту	h, м	$\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	$\rho_d$ , кг/м <sup>3</sup>	$\rho_s$ , кг/м <sup>3</sup>	W	W <sub>L</sub>	W <sub>P</sub>	I <sub>P</sub>	I <sub>L</sub>	e	S <sub>r</sub>	E, МПа	C <sub>n</sub> , МПа	$\varphi_n^0$
Насипний ґрунт, що не злежався, представлений різнорідними суглинками з включенням рослинного шару та уламками шлаку і цегли	1,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Лесовидний світло-жовтий суглинок, від напівтвердого до напівпластичного стану, водонасичений	0,8	1931	1639	2670	0,175	0,303	0,132	0,16	0,29	0,628	0,759	6,2	0,029	17,5
Суглинок сірий, що переходить в сірий дрібнозернистий пісок, вологий, середньої щільності	0,8	1990	1641	2670	0,213	0,279	0,157	0,12	0,47	0,629	0,908	3,28	0,012	14
Лесовидний світло-жовтий суглинок, від	1	1931	1639	2670	0,175	0,303	0,132	0,16	0,29	0,628	0,759	6,2	0,029	17,5

напівтвердого до напівпластичного стану, водонасичений														
Сугленок світлопалевий, текучепластичний, водонасичений, при вскритті переходить в пливунний стан	1	1842	1681	2665	0,096	-	-	-	-	0,587	0,446	4,76	0,022	15
Сугленок коричневий, що переходить в глину, місцями з конкреціями кальциту від напівтвердого до тугопластичного стану, водонасичений	2,5	1992	1622	2679	0,228	0,388	0,171	0,22	0,266	0,653	0,939	9,54	0,041	16
Суглинок темнокоричневий, що переходить в глину напівтвердого стану, водонасичений		1959	1568	2680	0,25	0,46	0,203	0,26	0,178	0,711	0,944	11,37	0,05	17,5

### 3.3 Збір навантаження навантажень на обріз фундаменту, що проектується

Навантаження, що діють на ростверк під колоною в осях Д-9 беремо з розрахунків конструкцій будівлі, що виконувались за допомогою програмного комплексу SCAD і складають:

$$N=8760 \text{ кН};$$

$$q=15 \text{ кПа}.$$

### 3.4 Розрахунок пальового фундаменту

Розрахунок пальового фундаменту починаємо з вибору глибини закладання, яку визначаємо виходячи з наступних умов:

- призначення і конструктивних особливостей будівлі;
- існуючого і проєктованого рельєфу території, що забудовується;
- інженерно-геологічних умов майданчика будівництва;
- глибини сезонного промерзання ґрунту.

Глибину закладання ростверку приймаємо  $d_n = 1,6 \text{ м}$ .

Діаметр палі приймаємо  $1,2 \text{ м}$ .

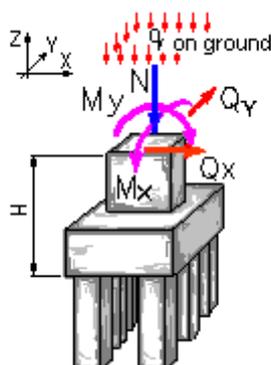
Користуючись програмним комплексом Foundation, визначаємо несучу здатність однієї палі, геометричні характеристики ростверку, його конструювання та визначаємо осідання пальового куща.

Результати розрахунку:

Тип фундаменту:

Стовпчастий на пальовій основі

1. - Вихідні дані:



Спосіб визначення несучої здатності палі

Розрахунком (коэф. надійності за ґрунтом  $G_k=1.4$ )

Тип палі

Набивна та бурова

Тип розрахунку

Підібрати оптимальний

Спосіб розрахунку

Розрахунок на вертикальне навантаження і висмикування

З розрахунком осідання і крену (по окремій палі)

Початкові дані для розрахунку:

Несуча здатність палі (без урахування  $G_k$ ) ( $F_d$ ) 1816.46 кН

Несуча здатність палі на висмикування (без  $G_k$ ) ( $F_{du}$ ) 539.34 кН

Пружність (жорсткість) палі-опори ( $K_i$ ) 62606 кН/м

Діаметр (сторона) палі 1.2 м

Висота фундаменту ( $H$ ) 1.4 м

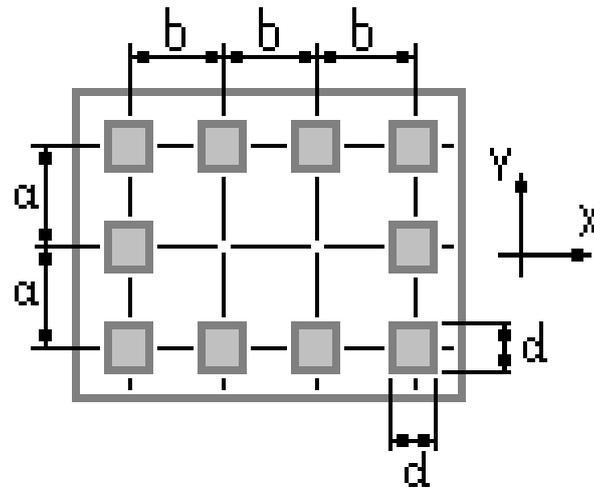
Максимальні габарити (по осях крайніх паль) по довжині ростверку ( $b_{max}$ ) 7 м

Максимальні габарити (по осях крайніх паль) по ширині ростверку ( $a_{max}$ ) 7 м

Розрахункові навантаження:

Найменування	Величина	Од. вимірювання	Примітки
N	8760	кН	
$M_y$	258	кН*м	
$Q_x$	0	кН	
$M_x$	0	кН*м	
$Q_y$	0	кН	
q	15	кПа	

## 2. - Висновки:



Необхідні характеристики ростверку:  $a = 2.2$  м  $b = 2.2$  м

Кількість палей ( $n$ ) 10 шт.

Максимальне навантаження на палю 1259.29 кН

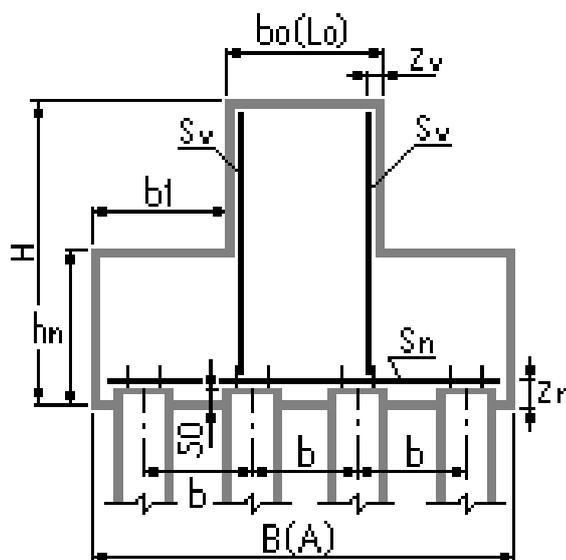
Мінімальне навантаження на палю 1235.02 кН

Осідання ростверку (по окремій палі) 19.92 мм

Крен ростверку (по окремій палі) 6E-5

Прийнятий коефіцієнт надійності по ґрунту  $G_k = 1.4$

## 3. - Результати конструювання:



Геометричні характеристики конструкції::

Найменування	Позначення	Величина	Од. вимір.
Задана довжина підшви	(A)	5.8	м
Задана ширина підшви	(B)	8	м
Ширина перерізу підколонника	(b0)	2,6	м
Довжина перерізу підколонника	(L0)	1	м
Висота ступенів фундаменту	(hn)	1	м
Захисний шар підколонника	(zv)	3,5	см
Захисний шар арматури підшви	(zn)	7,0	см
Довжина сходинок верхньої вздовж X	(b1)	2.7	м
Довжина сходинок верхньої вздовж Y	(a1)	2.4	м
Клас бетону	(Rb)	B25	

Ростверк ступінчастого виду

Підшва стовпчастого ростверку

Робоча арматура вздовж X 29D 36 A400

Підшва стовпчастого ростверка

Робоча арматура вздовж Y 40D 36 A400

Підколонник стовпчастого фундаменту, грані вздовж X

Вертикальна робоча арматура 9D 10 A400

Підколонник стовпчастого фундаменту, грані вздовж Y

Вертикальна робоча арматура 5D 10 A400

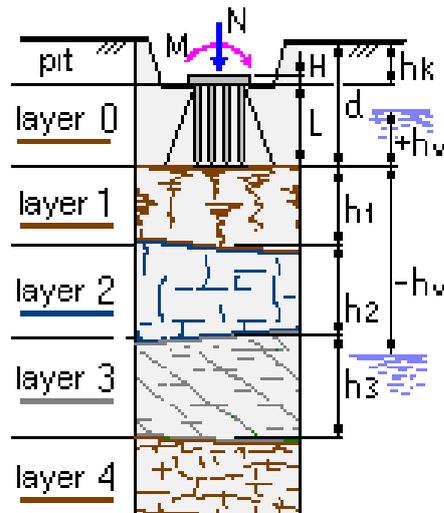
Розрахункові навантаження: Основні поєднання

Результати розрахунку:

Тип розрахунку:

Розрахунок осідання пального куща

## 1. - Вихідні дані:



Тип фундаменту:

Прямокутний

Спосіб розрахунку:

Розрахунок осідання

Вихідні дані для розрахунку:

Від поверхні до низу палі (d) 9 м

Довжина палі (L) 7.4 м

Ширина підшви умовного фундаменту (b) 8.89 м

Довжина підшви умовного фундаменту (a) 6.69 м

Рівень ґрунтових вод ( $H_v$ ) 4.95 м

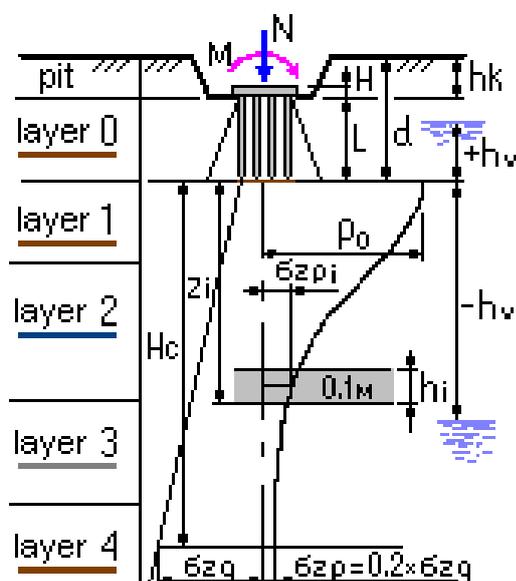
### Характеристики ґрунтів за шарами

Номер шару	Тип ґрунту	Товщина, м	Модуль E	Од.вимірювання
Шар 1	Суглинки	0.5	6200	кПа
Шар 2	Суглинки	0.8	3280	кПа
Шар 3	Суглинки	1	6200	кПа
Шар 4	Суглинки	1	4760	кПа
Шар 5	Суглинки	2.5	9540	кПа
Шар 6	Суглинки	не визначено	11370	кПа

## Нормативне навантаження на фундамент:

Позначення	Величина	Од.вимірювань	Примітки
N	8760	кН	
M <sub>y</sub>	258	кН*м	
M <sub>x</sub>	0	кН*м	
q	15	кПа	

## 2. - Висновки:



Осідання основи  $S = 11.7$  мм

Крен фундаменту в напрямку осі  $X = 0.00042$

Крен фундаменту в напрямку осі  $Y = 0$

Нижня межа стисливої товщі (рахуючи від підошви) ( $H_c$ ) 2.3 м

Розрахунок осідання виконано за схемою лінійно-деформованого напівпростору

$E_{mid} = 6200$  (кПа) (Середній модуль деформації розрахований пропорційно площам епюри вертикальних напружень у ґрунті)

Розрахунок крену виконано за нормативом [5].

Розрахунок проведено згідно нормативу [6].

## РОЗДІЛ 4

# ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

					<i>КНУ.МР.192.25.342с.21 ТО</i>			
<i>Зм</i>	<i>Кіль</i>	<i>Прізвище</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>	<i>Проектування 9-ти поверхової житлової будівлі з використанням грунтоцементних паль</i>	<i>Стадія</i>	<i>Аркуш</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Керівник</i>		<i>Сахно</i>				<i>МР</i>		
<i>Консул.</i>		<i>Валовой</i>				<i>ПЦБ-24М</i>		
<i>Магістр.</i>		<i>Митрофанов</i>						
<i>Зав.каф</i>		<i>Валовой</i>						

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

### **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 конструкцій
- Схема встановлення крупно-щитової опалубки
- Схема влаштування каркасу

### **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 стін та перекриттів**

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 розсунві стійки, розсунені на необхідну довжину. Точна установка щитів опалубки досягається підввинченням 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 стін і перекриттів**

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.

$$H_{\text{кр}} = h_0 + h_3 + h_{\text{эл}} + h_c; \quad H_{\text{кр}} = 42,00 + 1,5 + 0,3 + 2,0 = 45,80\text{м}, \quad (4.2)$$

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

горизонті;

$h_3$  - висота запасу 1,5м - 2,0м;

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

$h_c$  - 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:

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

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

Машина, 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 багатоповерхової будівлі з монолітним залізобетонним каркасом

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:

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

1.4. Загальний обсяг залізобетону на стіни всієї будівлі:

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

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

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

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  $4 \text{ м}^2$  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 плити 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 паль	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-пісчаної 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 потребуючі 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 88н..

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;

$P_t$  - 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

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

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

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

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

					<b>КНУ.МР.192.25.342с.21 БЖД ОП</b>			
<b>Зм</b>	<b>Кіль</b>	<b>Прізвище</b>	<b>Підпис</b>	<b>Дата</b>				
Керівник		Сахно			Проектування 9-ти поверхової житлової будівлі з використанням ґрунтоцементних паль	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консул.		Шоповалов				МР		
Магістр.		Митрофанов				ПЦБ-24М		
Зав.каф		Валовой						

## **5.1 Загальні відомості про об'єкт проектування**

Житловий 9-ти поверховий будинок виконано каркасного типу. Будівля житлового будинку цегляна, відноситься до другого ступеня вогнестійкості.

Для забезпечення безпечних та комфортних умов життя мешканців в проекті передбачені поліпшені об'ємно-планувальні рішення. В будівлі запроектовані житлові та санітарно-побутові приміщення для мешканців.. В усіх приміщеннях передбачено природне та штучне освітлення. Будівля запроектована з опаленням. 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 та молніезахисту.

Оздоблення фасадів та приміщень виконане із застосуванням сучасних будівельних матеріалів.

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 9-ти поверхового жилого будинку 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 неогорожених 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-676-2 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 запроектованої 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.

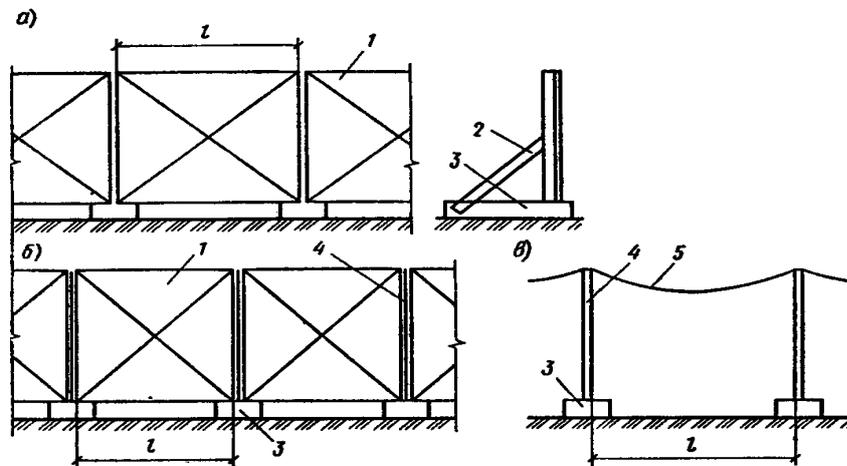


Рисунок 5.1 – Огородження будівельних майданчиків:

*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 кожен струмінь, 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 6 м.

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 монтажних роботах**

До початку виконання монтажних робіт необхідно визначити порядок обміну умовними сигналами між особою, яка керує монтажем, та машиністом (мотористом) крана. Усі сигнали подаються лише однією особою ( бригадиром монтажної бригади, ланковим, такелажником-стропальником). Лише сигнал «Стоп» може подати будь-який робітник, який помітив небезпеку. Якщо конструкція, що монтується, знаходиться за межами поля зору машиніста крана, між ним та монтажниками повинен бути забезпечений надійний зв'язок. Якщо такої можливості немає, призначаються проміжні сигнальніки з числа стропальників (такелажників). В особливо відповідальних випадках (у разі піднімання конструкцій із застосуванням складного такелажу, методу повороту, під час насування великогабаритних і важких конструкцій; під час піднімання їх двома механізмами чи більше тощо) сигнали повинен подавати тільки керівник робіт.

Стропування елементів, що монтуються, необхідно виконувати у місцях, зазначених у робочих кресленнях, і забезпечувати їх піднімання і подавання до місця встановлення у положенні, близькому до проектного. ДБН А.3.2-2-2009 Забороняється піднімання елементів будівельних конструкцій, що не мають монтажних петель чи отворів, маркування і позначок, які забезпечують їх правильне стропування і монтаж. Під час монтажу з транспортних засобів елементи конструкцій забороняється проносити над кабіною водія.

Очищення елементів конструкцій, що підлягають монтажу, від бруду і льоду необхідно робити до їх піднімання.

Елементи, що підлягають монтажу, необхідно піднімати плавно, без ривків, розгойдування та обертання. Піднімання вантажу (примерзлого, частково засипаного ґрунтом, сміттям, з'єданого з елементами інших конструкцій тощо), який перевищує вантажопідйомність монтажного крана, заборонено. Піднімати конструкції необхідно в два етапи: спочатку на висоту 20 см – 30 см, потім, після перевірки надійності стропування та монтажних петель, здійснювати подальше піднімання.

Під час переміщення конструкцій чи обладнання відстань від них і до частин змонтованого обладнання, конструкцій, що виступають, повинна бути по горизонталі не менше ніж 1,0 м, а по вертикалі – не менше ніж 0,5 м.

Під час перерви у роботі залишати підняті елементи конструкцій і обладнання у піднятому стані заборонено.

Установлені в проектне положення елементи конструкцій чи обладнання повинні бути закріплені так, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність. Розстропування елементів конструкцій і обладнання, які установлені у проектне положення, необхідно робити після постійного або тимчасового їх закріплення відповідно до проекту. Переміщувати встановлені елементи конструкцій чи обладнання після їх розстропування без використання монтажного оснащення, передбаченого проектом виконання робіт, не допускається.

До закінчення вивіряння і надійного закріплення встановлених елементів не допускається обпирання на них конструкцій, що розташовані вище, якщо це не передбачено проектом виконання робіт.

Стропувати вантаж, що перебуває у хиткому положенні, а також пересувати пристосування на піднятому вантажі заборонено.

Під час насування (переміщення) конструкцій і обладнання лебідками вантажопідйомність гальмових лебідок і поліспаств повинна дорівнювати вантажопідйомності тягових засобів, якщо інші вимоги не визначено проектом.

Забороняється виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях за швидкості вітру 15 м/с і більше, під час ожеледі, грози, туману, що унеможливорює видимість у межах фронту робіт. Роботи з переміщення і

установлення конструкцій, що мають велику парусність, необхідно зупиняти за швидкості вітру 10 м/с і більше.

Під час монтажу конструкцій із рулонних заготовок необхідно вживати заходів з унеможливлення самовільного згортання рулону.

Під час складання горизонтальних циліндричних ємностей, що складаються з окремих царг, необхідно застосовувати клинові прокладки та інші пристосування, що унеможливають мимовільне скочування царг.

Укрупнювальне складання таких, що підлягають монтажу, конструкцій і обладнання, необхідно виконувати у спеціально призначених для цього місцях.

Переміщення конструкцій чи обладнання кількома кранами (або піднімальними чи тяговими засобами) необхідно здійснювати згідно з проектом виконання робіт під безпосереднім керівництвом осіб, відповідальних за безпечне виконання робіт кранами.

### **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 ... 5° для відведення дощових і поверхневих вод. Підсіпку щебенем або піском шаром 5 ... 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 підмоцнування.

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 строкування 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, вентиляованих 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 Розрахунок такелажу для монтажу сходових маршів.

Оскільки під час монтажу сходових маршів ми використовуємо 4-х гілковий строп з автоматичним розстropовуванням (інв. №4047), то дізнаємося розривне зусилля і підберемо канати для гілок стропа.

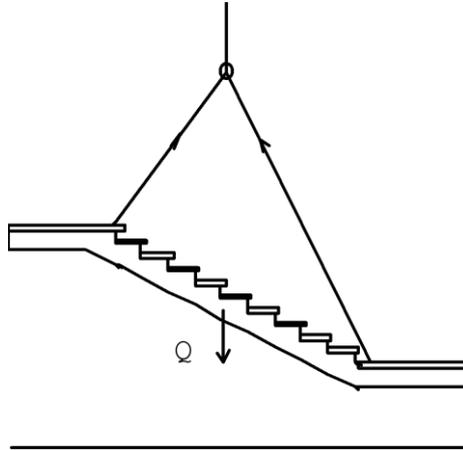


Рисунок 6.1 – Монтаж сходових маршів гілковим стропом

Зусилля (натяг) в одній гілці стропа:

$$S = Q/m_x \cos \alpha = k Q/m_x$$

$$Q = 1,5 \text{ т}$$

$m = 4$  – кількість гілок

$\alpha$  – кут між напрямком дії розрахункового зусилля стропа.

$k$  – коефіцієнт, що залежить від  $\angle \alpha$

$$\alpha = 60^\circ \Rightarrow k = 2$$

Розривне зусилля в гілці:

$$R = S / R_3$$

$R_3$  – коефіцієнт запасу  $U = 6$

$$S = 21 \times 1500/4 = 7500 \text{ Н}$$

$$R = 6 \times 7500 = 45000 \text{ Н} \Rightarrow$$

Обираємо канат ТК6х 37 (ДСТУ EN 12385-8:2017)  $\varnothing$  11,5 мм з опором розриву 1600 МПа і розривним зусиллям 57500 Н.

Якщо  $m = 2$ , то  $S = 2 \times 15000/2 = 15000 \text{ Н}$ .

$R = 6 \times 15000 = 90000 \text{ Н} \Rightarrow$  ТК 6х37 с  $\varnothing$ 15 мм, опір розриву 1600 МПа, розривне зусилля 112000 Н.

Приймаємо ТК 6х 37 у 1-му варіанті, оскільки 57500 Н найближче більше до необхідного розрахункового розривного зусилля 45000 Н.

Гілки стропа розрізняються за довжиною. Довжина повинна бути :

Не менше: 4,56 м.

### 5.4 Протипожежні заходи.

– Нормативне обґрунтування:

Для проектованого 9-ти поверхового житлового будинку за нормами ДБН В.2.2-15:2019 «Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.» приймається I ступінь вогнестійкості (§ 1.11 табл.1 при кількості поверхів до 25). 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.;
- Міжповерхові перекриття – не менше 60 хв.;
- Марші й сходові площадки – не менше 60 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 необігріваємих 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 прогріванню 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:

$$T_{x,y} = T_g - (T_g - T_y) * (T_g - T_x) / (T_g - T_n),$$

де  $T_x$  – температура, що обчислюється за формулою:

$$T_x = 1250 - (1250 - T_n) * \left[ \operatorname{erf} \frac{k + (x + k_1 d) / \sqrt{a_{np}}}{2\sqrt{\tau}} + \operatorname{erf} \frac{k + b_x - (x + k_1 d) / \sqrt{a_{np}}}{2\sqrt{\tau}} - 1 \right],$$

де  $b_x$  – розмір перерізу по осі  $OX$ , м.;  $x$  – відстань від найближчої обігривається 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:

$$\lambda_T = 1,2 - 0,00035T = 1,2 - 0,00035 * 450 = 1,0425 \text{ Вт/(м}^\circ\text{C)};$$

$$c_T = 0,71 + 0,00084T = 0,71 + 0,00084 * 450 = 1,09 \text{ Дж/(кг}^\circ\text{C)};$$

$$a_{np} = 3,6 * \lambda_{T,cp} / [(c_{T,cp} + 0,05 * u_n) * \rho_0] =$$

$$= 3,6 * 1,04 / [(1,09 + 0,05 * 1,5) * 2296] = 0,00140 \text{ м}^2/\text{год}.$$

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:

$$500 = 1250 - (1250 - 20) * \left[ \operatorname{erf} \frac{0,62 + (0,015 + 0,5 * 0,014) / \sqrt{0,0014}}{2\sqrt{\tau}} \right],$$

звідки  $\operatorname{erf} * (0,619 / \sqrt{\tau}) = 0,61$ ;  $\sqrt{\tau} = 1,015$ ,  $\tau = 1 \text{ годину}$

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 проекрованої 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 обгрунтованому співвідношенні величини збитків і витрат на протипожежні заходи, пожежну охорону та її технічне оснащення.

Для усіешної 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 вніурь 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 іізготовлення 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 монтажних робіт**

Монтаж будівельних конструкцій відноситься до робіт з підвищеною небезпекою. Робітники, які виконують монтажні роботи, повинні пройти медичний огляд, спеціальну підготовку, здати іспит і отримати посвідчення на право виконання робіт. Вантажопідіймальні машини та такелажні пристрої до початку роботи і в процесі експлуатації повинні проходити технічне опосвідчення відповідно до вимог Держтехнагляду.

Огляд вантажопідіймальних машин і механізмів проводять щомісяця. Траверси оглядають не рідше одного разу на 6 міс, кльоші - через 1 міс, стропи - кожні 10 днів. Зовнішній огляд сталевих канатів слід виробляти щодня, керуючись нормами вибракування зношених канатів. Такелажні пристосування під час опосвідчення випробовують навантаженням, на 25% перевищує розрахункову вантажопідйомність. Дату випробувань і вантажопідйомність вказують на бирках, що прикріплюються до захватним пристосуванням. Крани слід установлювати відповідно до проекту виробництва робіт, при цьому необхідно забезпечити безпечні відстані кранів від ліній електропередачі, укосів котлованів, габаритів будівель і споруд.

Риштування і помости повинні мати огороження на рівні робочого місця висотою не менше 1 м. На монтажних роботах використовують типові інвентарні риштування і помости. Ліси й підйомні колиски повинні мати паспорти підприємства-виробника.

Монтаж конструкцій проводять відповідно до ППР. У ньому повинні бути передбачені основні заходи щодо виконання вимог безпеки. Стропування конструкцій виробляють стропами або спеціальними вантажозахоплювальними пристроями за схемами, передбаченим технологічною картою, з використанням напівавтоматичних пристроїв для расстроповки із землі. При вільному монтажі підняті елементи необхідно утримувати від розгойдування відтяжками. Конструкції, що не володіють достатньою жорсткістю, треба підсилювати відповідно до проекту. Розстропування монтованих елементів проводять тільки після надійного їх закріплення. До остаточного закріплення повинна бути забезпечена їх стійкість за допомогою тимчасових зв'язків, розчалок, кондукторів і т.п.

Заборонено суміщати монтажні роботи на одній захватці по вертикалі з іншими роботами в нижніх поверхах при висоті будівлі менше п'яти поверхів. Поєднувати ці роботи можна тільки у виняткових випадках.

Монтажники повинні знаходитися поза контуром встановлюваних конструкцій з боку, протилежного їх подачі. Складальні операції на висоті здійснюють зі спеціальних риштування або колик. Монтажники-верхолази повинні мати спеціальний одяг, неслизьку взуття і запобіжні пояси. Для переходу від однієї конструкції до іншої повинні бути передбачені сходи, перехідні містки і трапи.

Майданчик, на якому проводять монтаж, є небезпечною зоною, і перебувати на ній заборонено. Межу небезпечної зони визначають окружністю, окресленої радіусом, рівним вильоту гака стріли крана, плюс 7-10 м від контуру вантажу, що піднімається (на відстань 7 м може відлетіти вантаж при підйомі його на висоту до 20 м і на 10 м - при підйомі на висоту до 100 м).

Керувати підйомом конструкцій повинен тільки одна людина - бригадир монтажної бригади або ланковою. Команду "Стоп!" може подати кожен робітник, який помітив небезпеку.

Монтажні роботи заборонено проводити при вітрі силою 6 балів (10-12 м / с) і більше на висоті, у відкритих місцях, при ожеледиці, сильному снігопаді і дощі. При використанні баштових кранів останні повинні бути ретельно закріплені. Перед початком монтажних робіт систематично оглядають приємним канати і стропи. Канати, що мають обірвані дроту на один крок сукання в кількості більше 10% при хрестовій і 5% при однобокого сукання, повинні бути вилучені з ужитку. Всі захватні пристосування до початку використання відчувають і постачають бирками із зазначенням допустимої вантажопідйомності.

Результати випробувань реєструють у спеціальних журналах. Перед підйомом елементів монтажник зобов'язаний уважно оглянути стан монтажних петель, захватних пристосувань, правильність стропування. Чи не дозволяється відривати краном вантажі, примерзлі до землі, засипані ґрунтом, захарашчені іншими елементами. При монтажі конструкцій підходити до них і починати

установку в проектне положення можна тільки після того, як елемент опущений на відстань не більше 30 см від місця установки. Під час перерв у роботі забороняється залишати вантаж висячим на гаку крана.

Найбільш небезпечними є роботи на висоті. Верхолазними вважають роботи, які виконують на висоті більше 5 м від поверхні ґрунту або робочого настилу. Працюючі на висоті монтажники повинні користуватися касками, запобіжними поясами, нековзною взуттям. Карабіни запобіжних поясів пристібають до стійким елементам або спеціально натягнутим канатів. Всі монтажні роботи на висоті виконують з риштування, розрахованих на навантаження від людей, інструментів і допоміжних матеріалів.

# РОЗДІЛ 6

# ЕКОЛОГІЯ

					<b>КНУ.МР.192.25.342с.21 Е</b>			
<b>Зм</b>	<b>Кіль</b>	<b>Прізвище</b>	<b>Підпис</b>	<b>Дата</b>				
Керівник		Сахно			<i>Проектування 9-ти поверхової житлової будівлі з використанням ґрунтоцементних паль</i>	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консул.		Паливода				МР		
Магістр.		Митрофанов				<b>ПЦБ-24М</b>		
Зав.каф		Валовой						

## **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 пусканалагоджувальні 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.21 ЕК			
Керівник	Сахно				Проектування 9-ти поверхової житлової будівлі з використанням ґрунтоцементних паль	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консул.	Кадол					МР		
Магістр.	Митрофанов					ПЦБ-24М		
Зав.каф	Валовой							

## 7.1 Економічні розрахунки конструктивних рішень

### 7.1.1 Економічне порівняння запропонованих конструктивних рішень

При виконанні дипломного проекту на тему: «Проектування 9-ти поверхової житлової будівлі з використанням ґрунтоцементних паль» визначимо економічний ефект за приведеними витратами за весь нормативний строк служби фундаментних конструкцій.

В табл.1. наведено інформацію щодо варіантів влаштування фундаментних конструкцій.

Таблиця 1 – Вихідні дані для розрахунку

№з/п	Матеріал	Обсяг
1-й варіант		
1	Буроін'єкційні ґрунтові палі довжиною 10 м перетином 0,4х0,4 м – 355 шт.	446 м <sup>3</sup>
2	Ростверк (клас бетону с12/15)	164,4м3
2-й варіант		
1	Забивні палі довжиною 12 м перетином 0.35х0.35 м – 355 шт.	256 м <sup>3</sup>
2	Ростверк (клас бетону с12/15)	164,4 м <sup>3</sup>

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

Митрофанов 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 9-ти поверхової житлової будівлі з використанням ґрунтоцементних паль

(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 9-ти поверхової житлової будівлі з використанням ґрунтоцементних паль  
(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 обслуговуванням машин
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації 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 Зрубування 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>								185 722		1 934,66
						грн.	3 968 421					

	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	
	трудомісткість 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 трудомісткість	люд-г		5 269,08
	Кошторисна заробітна плата	грн.		471 715

Склав

Митрофанов 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 9-ти поверхової житлової будівлі з використанням ґрунтоцементних паль

(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	3 968,421	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 за варіантами формуємо на програмному комплексі та розрахуємо тривалість виконання будівельних робіт за наступною формулою:

$$t = \sum_{i=1}^n \frac{T_{оснi}}{N_i \cdot n_i \cdot K_{зм}}, \text{ дні}$$

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;

$N_{зм}$  – кількість робочих змін на добу, прийнята при встановленні  $i$ -того конструктивного елемента.

$$t_1 = \frac{1219,95/8}{2 \cdot 5 \cdot 2} = 7,624 \text{ дня};$$

$$t_2 = \frac{3693,06/8}{2 \cdot 5 \cdot 2} = 23,082 \text{ дня}.$$

Визначаємо величину капітальних вкладень, необхідних будівельній організації для забезпечення виробничих засобів ( $K$ ):

$$K = K_{осн} + K_{об}$$

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 3500000 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:

$$K_{очн1} = \frac{3500 \times 7,624}{100} = 266,840 \text{ тис. грн.}; \quad K_{очн2} = \frac{3500 \times 23,082}{100} = 807,835 \text{ тис. грн.}$$

Визначаємо необхідні капітальні вкладення для забезпечення будівельній організації необхідної величини оборотних коштів:

$$K_{об} = \frac{(C+ТБ+КП+АВ)}{n_{об}}$$

де  $C$  – собівартість будівельно-монтажних робіт;

$n_{об}$  – кількість оборотів оборотних коштів (приймається в межах 3 – 4);

Витрати на тимчасові будівлі та споруди, витрат на 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 та літом, прибуток та адміністративні витрати, тис. грн. наступні:

#### 1-й варіант

Витрати на тимчасові будівлі та споруди – 63,835 тис. грн.

Витрати на роботу взимку – 27,133 тис. грн.

Прибуток – 156,653 тис. грн.

Адміністративні витрати – 43,769 тис. грн.

#### 2-й варіант

Витрати на тимчасові будівлі та споруди – 68,048 тис. грн.

Витрати на роботу взимку – 28,924 тис. грн.

Прибуток – 132,532 тис. грн.

Адміністративні витрати – 37,030 тис. грн.

Визначаємо кошти, потрібні для фінансування оборотних засобів:

$$K_{об1} = \frac{(6719,440 + 63,835 + 27,133 + 156,653 + 43,769)}{4} = 7010,830 / 4 = 1752,708 \text{ тис. грн.}$$

$$K_{об2} = \frac{(7162,949 + 68,048 + 28,924 + 132,532 + 37,030)}{4} = 7429,483 / 4 = 1857,371 \text{ тис. грн.}$$

Загальна сума капітальних вкладень, необхідна будівельній організації в основні виробничі фонди та оборотні кошти для забезпечення будівництва об'єкта наступна:

$$K1=266,840 + 1752,708 =2019,548 \text{ тис. грн.}$$

$$K2= 807,835 + 1857,371 = 2665,206 \text{ тис. грн.}$$

Розрахуємо витрати на експлуатацію конструктивних елементів, які включають суму річних амортизаційних відрахувань (А) і витрати на ремонт і утримання конструкцій (Вру):

$$V_e = A + B_{py}$$
$$A = \frac{(C+TБ+КП+AB)}{100} \cdot H_a$$

де  $H_a$  – річна норма амортизаційних відрахувань на будівлі і споруди (приймається 8 %):

$$A1= \frac{7010,830}{100} \times 8 = 560,866 \text{ тис. грн.};$$

$$A2= \frac{7429,483}{100} \times 8 = 594,359 \text{ тис. грн.}$$

Визначаємо загальну кошторисну трудомісткість будівельно-монтажних робіт ( $T_{заг}$ ):

$$T_{заг} = T_{пв} + T_{зв} + T_{тб} + T_з + T_л$$

де  $T_{пв}$  – нормативно-розрахункова трудомісткість робіт, що передбачаються прямими витратами;

$T_{зв}$  – розрахункова кошторисна трудомісткість робіт, що передбачені загально-виробничими витратами:

$$T_{зв} = T_{пв} \cdot K_{тзв}$$

$T_{тб}$  – розрахункова трудомісткість робіт зі зведення і розбирання титульних тимчасових будівель і споруд;

$T_3$  і  $T_4$  — розрахункова додаткова трудомісткість будівельно-монтажних робіт при їх виконанні відповідно в зимовий та літній періоди.

За сформованими на програмі локальними кошторисами загальна трудомісткість становить:

8,39785 тис. люд. год. для 1-го варіанту;

9,10477 тис. люд. год. для 2-го варіанту.

Визначаємо необхідні витрати на ремонт та утримання конструкцій по кожній  $j$ -й групі конструкцій:

$$B_{py} = \frac{\sum_{j=1}^m (C + T_{Bj} + K_{Пj} + A_{Bj}) \cdot H_{нрj}}{100},$$

де  $H_{pyj}$  — річні норми витрат на ремонт та експлуатацію  $j$ -ї конструкції, які для конструкцій паливових фундаментів за варіантами дорівнюють по 1,5%:

$$B_{py1} = \frac{7010,830}{100} \times 1,5 = 105,162 \text{ тис. грн.};$$

$$B_{py2} = \frac{7429,483}{100} \times 1,5 = 111,442 \text{ тис. грн.}$$

$$B_{e1} = 560,866 + 105,162 = 666,028 \text{ тис. грн.};$$

$$B_{e2} = 594,359 + 111,442 = 705,801 \text{ тис. грн.}$$

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 двома варіантами — 100 років та відповідно коефіцієнт реновації 0,0000072,

$$B_{п1} = (7010,830 + 0,15 \times 2019,548) (0,0000072 + 0,1) + 666,028 = 1370,304 \text{ тис. грн.}$$

$$B_{п2} = (7429,483 + 0,15 \times 2665,206) (0,0000072 + 0,1) + 705,801 = 1488,784 \text{ тис. грн.}$$

### 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:

$$E = \frac{B_2 - B_1}{\rho_2 + E_{нп}},$$

$$E = \frac{1488,784 - 1370,304}{0,0000072 + 0,1} = 1184,714 \text{ тис. грн.}$$

де позначення «1» та «2» відповідають базовому та проектному рішенню.

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	7,6	23.1
2	Загальна кошторисна трудомісткість будівельних робіт	тис люд.-год.	8,39785	9,10477
3	Собівартість БМР	тис. грн.	6719,440	7162,949
4	Вартість основних виробничих фондів і оборотних коштів	тис. грн.	2019,548	2665,206
5	Річні приведені витрати	тис. грн.	1370,304	1488,784
6	Економічний ефект від використання прогресивної конструкції за весь строк її експлуатації	тис. грн.	1184,714	-

Економічний ефект від проектування першого 1-го варіанту фундаментних конструкцій, а саме ґрунтоцементних буроін'єкційних паль за весь нормативний термін використання дорівнює 1184,714 тис. грн.

Окрім того, за іншими економічними параметрами – тривалістю робіт, собівартістю виконання, вартістю основних виробничих фондів і оборотних коштів перший варіант економічніший.

Тому в подальшому проектуванні приймаємо 1-й варіант влаштування пального фундаменту.

Окрім того, за іншими економічними параметрами – тривалістю робіт, собівартістю виконання, вартістю основних виробничих фондів і оборотних коштів перший варіант економічніший.

Тому в подальшому проектуванні приймаємо 1-й варіант влаштування пального фундаменту.

# РОЗДІЛ 8

## НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

Зм	Кіль	Прізвище	Підпис	Дата	КНУ.МР.192.25.342с.21 НР			
Керівник	Сахно				Проектування 9-ти поверхової житлової будівлі з використанням ґрунтоцементних паль	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консул.	Тімченко					МР		
Магістр.	Митрофанов					ПЦБ-24М		
Зав.каф	Валовой							

## **8.1 Проблема наукового дослідження**

Технологія струминної цементації ґрунтів має надзвичайно широку сферу практичного застосування. Насамперед вона включає традиційні завдання зміцнення ґрунтів при будівництві підземних споруд, таких як автотранспортні та комунальні тунелі, шахти та підземні виробки різного призначення.

Другий напрямок пов'язаний з улаштуванням ґрунтоцементних колон як елементів огорожувальних конструкцій – підпірних стін для підвищення стійкості укосів, огорож бортів котлованів тощо.

У третій напрямок можна виділити завдання, пов'язані з улаштуванням паль, але не стільки в галузі нового будівництва, скільки при реконструкції існуючих будівель, а також ремонту аварійних фундаментів.

Останній напрямок (за перерахуванням, а не за значущістю) включає різні варіанти пристрою протифільтраційних завіс. Причому на відміну області вертикальних завіс, в області пристрою горизонтальних завіс дана технологія є практично «монополістом».

На закінчення відзначимо важливу особливість технології, а саме відсутність ударних навантажень у процесі влаштування ґрунтоцементних колон (паль). Саме ця перевага робить технологію незамінною в умовах щільної міської забудови, коли необхідно виконувати роботи без негативного ударного впливу на фундаменти будинків.

До переваг цієї технології варто віднести можливість закріплення майже всього діапазону ґрунтів, відсутністю динамічних впливів, високу продуктивність. Однак, незважаючи на досить широке застосування, актуальним залишається питання розгляду взаємодії ґрунтоцементних паль з навколишнім ґрунтом, як у вигляді одиночних паль, так і у складі пального фундаменту з плитним ростверком.

## **8.2 Об'єкт та предмет наукового дослідження**

Об'єкт дослідження – дослідження закономірностей роботи та накопичення досвіду застосування нових типів паль.

Предмет дослідження – оцінка впливу ґрунтоцементних конструкцій, виконаних за технологією струминної цементації, на деформованість ґрунтів.

### **8.3 Мета та задачі наукового дослідження**

Мета дослідження – вивчення, розвиток та вдосконалення методів кількісної оцінки взаємодії ґрунтоцементних паль з навколишнім ґрунтом, аналітичними та чисельними методами

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити такі задачі:

1. Проаналізувати способи виготовлення ґрунтоцементу та світовий досвід використання ґрунтоцементних паль;
2. Виконати дослідження матеріалу паль для визначення основних факторів, які впливають на міцнісні характеристики ґрунтоцементу;
3. Виконати виготовлення, умов твердіння та роботи паль, з визначенням основних факторів, що впливають на роботу конструкції за матеріалом;
4. Проаналізувати влаштування підсилених ґрунтоцементних паль;
5. Проаналізувати отримані результати і розробити методику розрахунку та проектування підсилених ґрунтоцементних паль, скласти проект технічних умов;

### **8.4 Методи досліджень**

Теоретичні, аналітичні й чисельні методи, аналіз і зіставлення даних отриманих різними методами.

### **8.5 Наукова новизна одержаних результатів**

1. Збільшено несучу здатність ґрунтоцементних паль за рахунок занурення арматурного каркасу з високочастотним глибинним вібруванням;
2. удосконалено розрахункову схему системи «основа – ґрунтоцементна паля» При використанні методу скінчених елементів і пружної моделі системи, при оцінюванні її напружено-деформованого стану, удосконалено розрахункову схему системи «основа – ґрунтоцементна паля»;
3. Отримано вплив армування на міцність ґрунтоцементних паль шляхом відтворення бурозмішувального методу.

## **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., Головка В.О., Нестеренко І.Є., Митрофанов А.С. Зміцнення основ і підсилення фундаментів реконструйованих будівель на слабких ґрунтах // *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., Головка В.О., Нестеренко І.Є., Митрофанов А.С. Технології зміцнення слабких ґрунтових основ // *Розвиток промисловості та суспільства: матеріали міжнародної науково-технічної конференції (28-30 травня 2025 р.)*. Кривий Ріг. Видавничий центр «КНУ», 2025. С. 171.

3. Тімченко Р.О., Крішко Д.А., Головка В.О., Нестеренко І.Є., Митрофанов А.С. Способи посилення фундаментів // *Розвиток промисловості та суспільства: матеріали міжнародної науково-технічної конференції (28-30 травня 2025 р.)*. Кривий Ріг. Видавничий центр «КНУ», 2025. С. 172.

4. Тімченко Р.О., Крішко Д.А., Сахно С.І., Ульмасов Т.Т., Нестеренко І.Є., Митрофанов А.С. Сучасні методи посилення основ і фундаментів при застосуванні буроін'єкційних паль // *Експлуатація та реконструкція будівель і споруд: матеріали міжнародної науково-практичної конференції (25-26 вересня 2025 р.)*. Одеса. ОДАБА, 2025. С. 76-77.

## **8.7 Стан питання**

### **8.7.1 Аналіз сучасних можливостей струминної цементації ґрунтів**

В основі методів зміцнення ґрунтів лежить теоретичний принцип активного та спрямованого використання їх властивостей та процесів, що протікають при зміцненні.

До них відносяться розробка спеціальних цементів, методів контролю якості цементування, так само внесення в ґрунт цементного розчину з

використанням струменя.

Застосування у різних галузях. З часом технологія струминної цементації стала мати широку сферу застосування у будівельній сфері. У першу чергу включає можливість зміцнення ґрунтових основ при будівництві підземних споруд.

Сучасні можливості струминної цементації ґрунтів (рис. 1). В даний час технологія продовжує розвиватися. Також впроваджуючи нові технології та обладнання для підвищення ефективності та безпеки процесу. Також увага приділяється екологічним питанням. До основної проблеми відноситься зниження викидів парів цементу в довкілля.

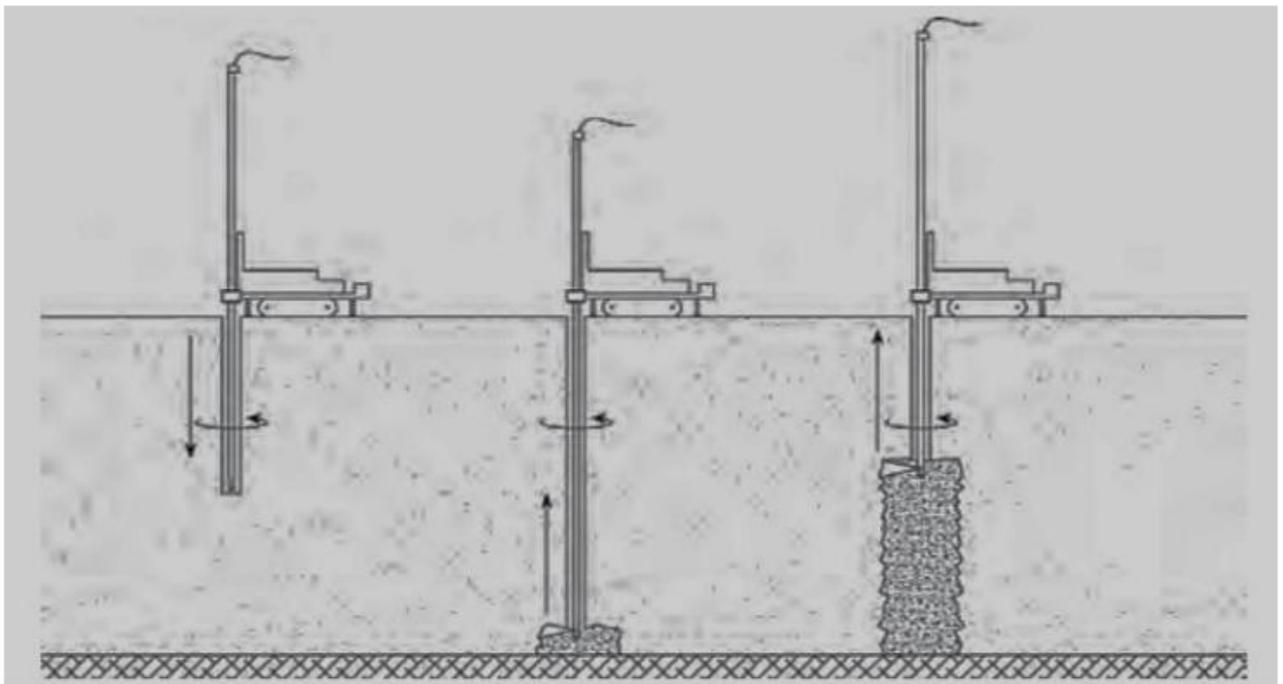


Рисунок. 1. – Схема виробництва струминної цементації

Технологічне обладнання та інструментарій. Вибір обладнання залежить від прийнятого виду струминної цементації.

Параметри ґрунтобетону в залежності від властивостей ґрунту в регіоні будівництва наступний: витрата цементного розчину для зміцнення 1 м<sup>3</sup> ґрунту складає 400-450 л – у суглинках та супесях. В органічному ґрунті витрата підвищується до 500-600 л.

Нові можливості струминної цементації ґрунтів. Найбільшу ефективність набуває метод улаштування ґрунтоцементних колон великого діаметра, при

якому знижуються обсяги бурових робіт, вартість та терміни будівельно-монтажних робіт..

Існує три основні різновиди технології Jet-Grouting. В результаті відмінності параметрів для реалізації цих методів діаметр колон буде відрізнятися.

В результаті аналізу можна зробити висновок, що діаметр колон залежить від кількості використовуваного цементу. З підвищенням його витрати збільшується діаметр колон.

Також великий вплив на діаметр ґрунтоцементних колон надає рівень подачі струменя цементного розчину і ґрунт, який піддається тиску.

В даний час в нашій країні можна отримати колони діаметром 1,2-1,8 м при використанні технології Jet2. У зарубіжній практиці відомі випадки досягнення діаметра розмірів 3,5-3,5 м.

Для дослідження проводиться залежність необмежену міцність на стиск від глибини залягання. У програмі використовується модель ґрунту, що зміцнюється. Палі моделювалися за допомогою елемента, що враховує форму палі, опір по бічній поверхні та під нижнім кінцем палі. Далі формується послідовність розрахунку, яка включає поетапне навантаження палі з певним кроком. Модель ґрунтової основи наведена на (рис.2). Розташування стрижневих елементів представлено (рис.3).

Як вихідні дані вибирається місце випробування, описуються класифікація, властивості ґрунтів. Як вихідні дані вибирається місце випробування, описуються класифікація, властивості ґрунтів.

В результаті отримано графік залежності осаду ґрунтоцементного елемента від зовнішнього навантаження (рис.4), на якому видно, що пластична зона при чисельному дослідженні відсутня. Також при незначних навантаженнях перевищуються польові значення опади, але після зняття навантаження залишкові деформації практично ідентичні.

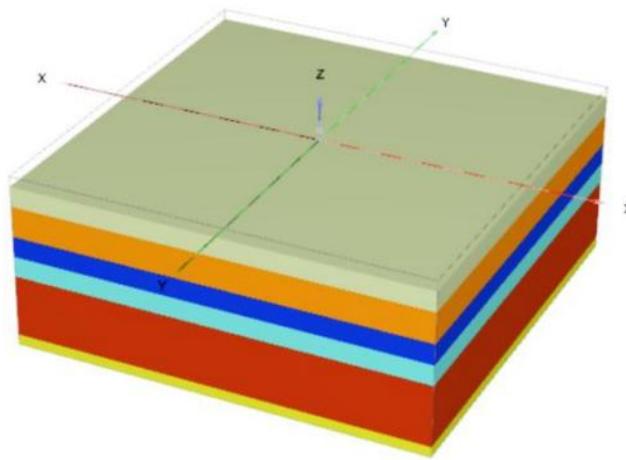


Рисунок 2. – Загальний вигляд ґрунтової моделі

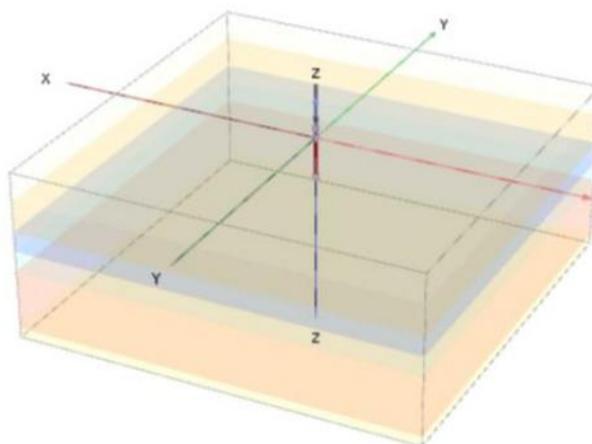


Рисунок 3. – Експеримент №1 – одиночна пала

Можливе подальше регулювання моделі до отримання прийнятних результатів у зв'язку з наявністю розбіжності між польовим експериментом та моделюванням осаду.

Ще однією перевагою застосування ІТ-технологій є автоматизація процесу струменевої цементації, що дозволяє скоротити людський фактор та підвищити точність та надійність виконання робіт, збільшити продуктивність.

Влаштування самозабурюваних трубчастих анкерів. Модифікацією технології "Атлант" є її суміщення з технологією струминної цементації ґрунтів (jet-grouting) при тиску до 40 МПа.

Для реалізації струминної цементації бурова головка складається з форсунок, а муфтове з'єднання оснащують ущільнювальними елементами з алюмінію. Ця технологія отримала назву AtlantJet, основними перевагами її

застосування  $\epsilon$ :

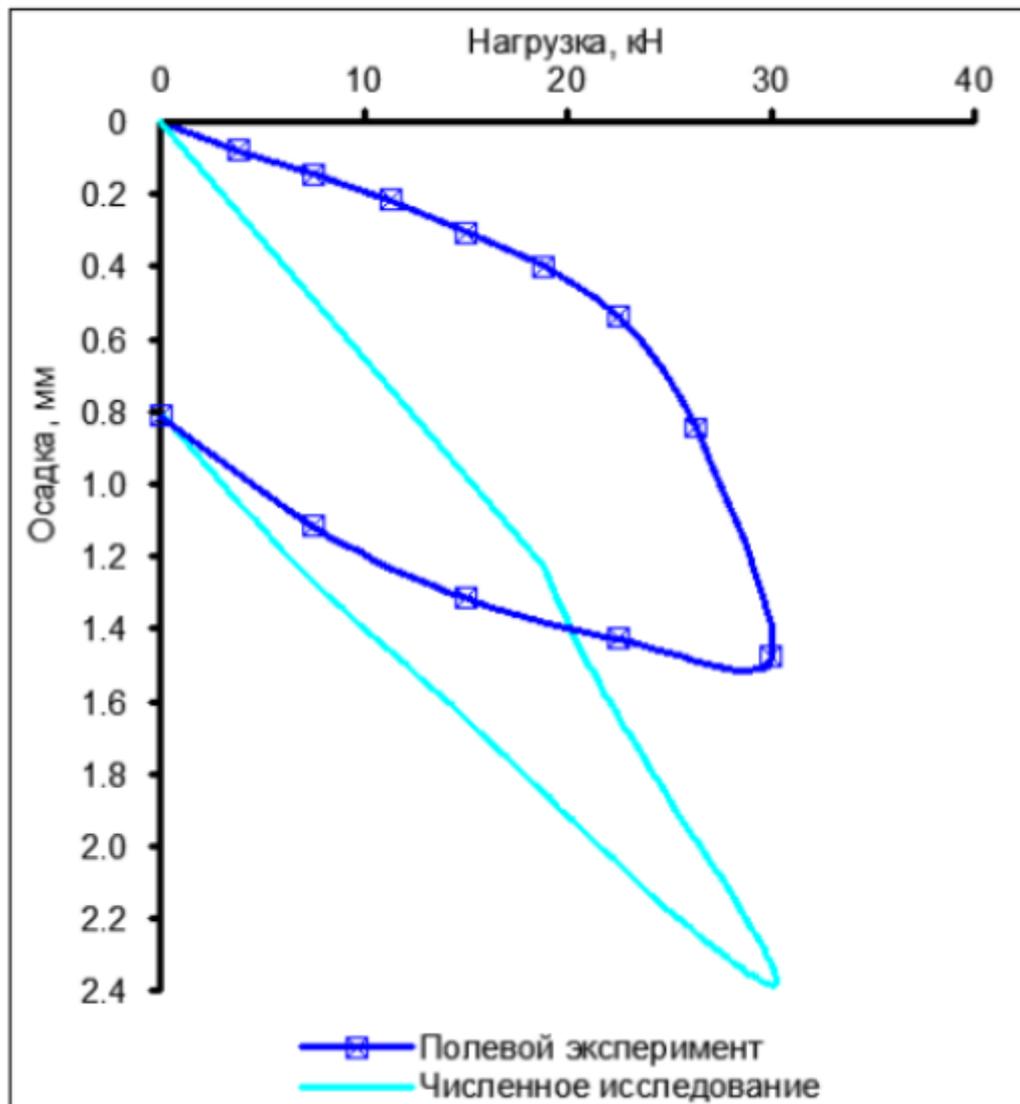


Рис. 4. – Порівняння чисельного та теоретичного дослідження

Збільшення діаметра паль до 400-700 мм.

Освіта великого діаметра паль впливає зростання несучої здатності анкера чи його довжину.

Застосування суміщеної технології дозволило підвищити продуктивність.

Технологія струминної цементації ґрунтів дозволяє отримати новий матеріал – ґрунтоцемент, деформаційні, міцнісні характеристики якого набагато краще, ніж характеристики вихідного слабкого ґрунту.

В даний час технологія застосовується у багатьох країнах для будівництва будівель, доріг, мостів та інших споруд у різних інженерно-геологічних умовах.

Дослідження показали відмінність у передачі навантаження на ґрунт між одиночною палею та кущем палей. При кроці палей у кущі більше 5...6d немає взаємного впливу між палями, тобто вони працюють як одиночні.

У свою чергу при зниженні кроку між осями палей у кущі до 3...4d відбувається зниження сил тертя на бічній поверхні і виникає явище блокування міжпального ґрунту. Палі та ґрунтовий масив працюють як єдине ціле, а також відбувається нерівномірний розподіл навантаження між палями.

Розрахунок палевих фундаментів виконується за двома групами граничних станів. При цьому для одиночних палей основний розрахунок полягає у визначенні несучої здатності. Для куща палей основним критерієм є розрахунок граничних деформацій.

Зазначається, що при розгляді взаємодії палі та навколишнього ґрунту необхідно враховувати стисливість стовбура палі. Також необхідно враховувати співвідношення між жорсткістю палі та навколишнього ґрунту.

Розрахунки, пов'язані з урахуванням нелінійних властивостей більш точно відображають роботу палевої основи. Проте багато запропонованих моделей мають певні недоліки, що обмежують їх застосування в інженерній практиці. Це призводить до необхідності розрахунку програм на основі методу кінцевих елементів.

Для розгляду питання про характер взаємодії ґрунтоцементних палей з навколишнім ґрунтом необхідно розглянути два різні типи роботи палі. По-перше одиночний палець, а по-друге – палець у складі фундаменту з плитним ростверком.

Взаємодія одиночної ґрунтоцементної палі з однорідним ґрунтовим циліндром. Робота палей, як одиночні починається при кроці палей більше 6. Для вирішення задачі про взаємодію палі з навколишнім ґрунтом можна використовувати не напівпростір, а масив ґрунту обмежених розмірів.

Тому для вирішення завдання було використано «Модель ґрунтової основи обмеженого розміру» (ґрунтовий циліндр). У даній моделі розглядається взаємодія палі довжиною  $L$ , діаметром  $D$ , які розташовані всередині лінійно-деформованого масиву ґрунту (рис.5).

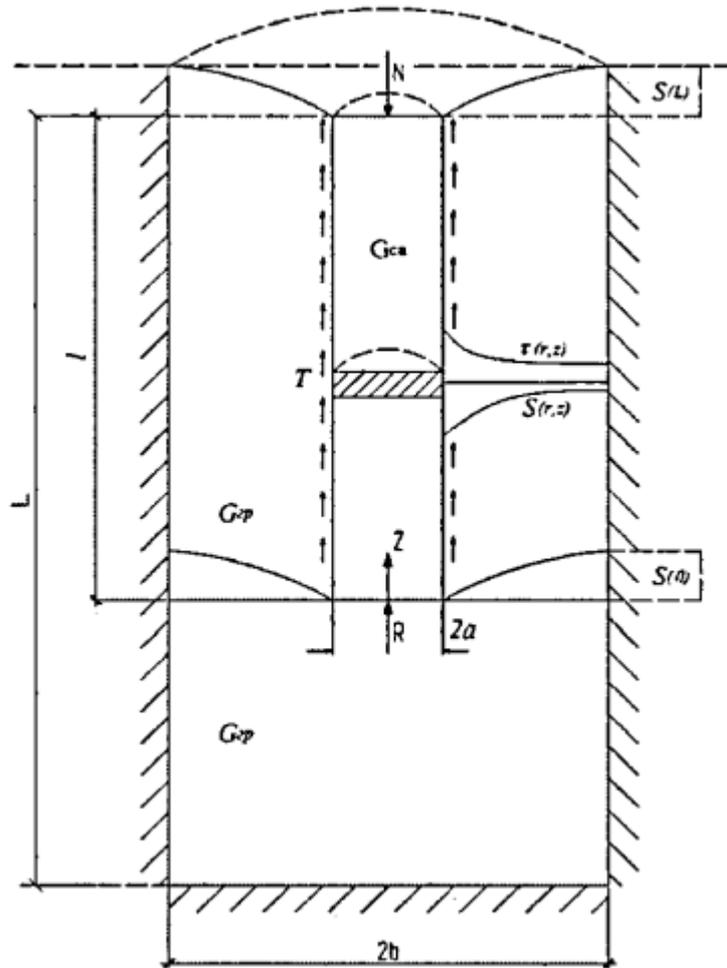


Рисунок 5. – Розрахункова схема взаємодії ґрунтоцементної палі з навколишнім ґрунтом під впливом центрального зусилля  $N$ .

На рис. 6 наведена залежність осад палей різної довжини від співвідношення модулів деформації палі та навколишнього ґрунту. Осаду одиночної палі обчислювалася за допомогою кількох способів:

- 1) рішення, наведеного у нормативі;
- 2) запропонованого аналітичного рішення;
- 3) чисельного розрахунку у програмному комплексі Plaxis

Навантаження, що діє на палю, було постійним і становило  $N = 1000$  кН. Діапазон зміни співвідношення модулів деформації палі та ґрунту, який становить 50-100 відповідає ґрунтоцементним палям. Відношення модуля деформації палі до ґрунту рівне 3000 відноситься до жорсткої палі.

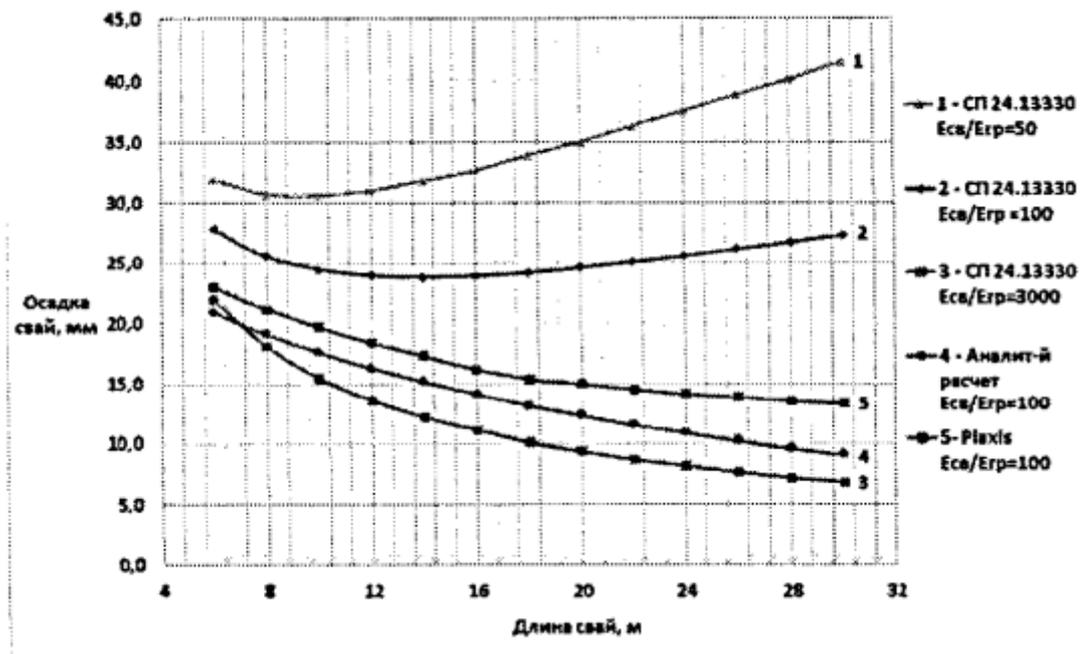


Рисунок 6. – Графік залежності осідань палей за різними методиками від співвідношення модулів деформації палей і навколишнього ґрунту при різній довжині палей

Аналізуючи наведений графік, було зроблено такі висновки:

1. Розрахунок осідання одинокої ґрунтоцементної палі з урахуванням жорсткості палей призводить до зростання при збільшенні довжини палей;
2. Розрахунок одиночних палей за нормативом більш достовірно за фізичними уявленнями визначає осідання для палей;
3. Величина осідань, визначених за аналітичним рішенням, менша від відповідних осідань за нормативом. У розрахунковій схемі використовується масив ґрунту обмежених розмірів, а не весь напівпростір.
4. Наведений графік дозволяє зробити висновок про необхідність урахування стисливості при розрахунку осідання одиночної палі.

Проведене дослідження зусиль, що виникають у палі показало, що при влаштуванні довгої ґрунтоцементної палі на її основу припадає менше 10% від зусилля, що передається. Тобто несуча здатність в основі практично не використовується.

## **8.7.2 Аналіз геотехнічного досвіду використання ґрунтоцементу за умов слабких ґрунтів**

За умов сьогодення як у світі, так і в Україні, активно ведеться будівництво на слабких ґрунтах, у т. ч. через щільну міську забудову. Нестача вільного простору та несприятливі інженерно-геологічні умови ставлять складні завдання перед проектувальниками. Тому ретельного розгляду набуває проблема проектування та будівництва на слабких ґрунтах і шляхи їх вирішення.

Багаторічний досвід будівництва та експлуатації будівель і споруд показує, що при певних інженерно-геологічних умовах вони інколи отримують різкі нерівномірні осідання, котрі призводять до наднормативних деформацій і, навіть, руйнування. Подібні явища особливо часто відбуваються у районах поширення структурно-нестійких ґрунтів, до яких можна віднести лесові ґрунти, пухкі піски, певні види суглинків та глин, здатні до набухання ґрунти тощо. Порушення структури ґрунтів відбувається внаслідок фізичних і механічних впливів. До фізичних відносять зволоження, відтавання, суфозію, вивітрювання та ін., а основним механічним впливом на ґрунт, як відомо, є прикладення зовнішнього навантаження.

Слабкими ґрунтами вважають ті, які за звичайної швидкості прикладення навантаження на основу втрачають свою міцність, внаслідок чого зменшується їх супротив зрушенню та збільшується стисливість. Згідно норм прийнято, що слабкі ґрунти – ті, модуль деформації яких менше 5 МПа.

Стисло розглянемо різновиди ґрунтів з особливими властивостями: слабкі; просадочні; ґрунти, здатні до набухання; ґрунти техногенного походження; ґрунти, здатні до морозного випирання. До несприятливих інженерно-геологічних процесів віднесено: сейсмонебезпечні території; підтоплені території; підроблювані та закарстовані території; зсувонебезпечні території.

Уникнути розвиток наднормативних абсолютних і відносних деформацій при будівництві та експлуатації будівель і споруд на слабких ґрунтах не завжди вдається. Зокрема, особливо ретельно слід аналізувати відносні деформації

основ стрічкових фундаментів. При цьому неможливо заздалегідь передбачити форму деформації споруди. З цієї причини намагаються зменшувати тиск, що передається на ґрунти основи.

Також при використанні слабких ґрунтів у основі будівлі слід турбуватись про збереження у них напруженого стану, котрий виник після прикладення навантажень, під час усього періоду експлуатації.

Напружений стан у слабких ґрунтах може змінюватися при зведенні важких будівель та споруд біля вже існуючих, виконанні підсіпки території, пониженні рівня підземних вод і т.ін.

Зведення будівель і споруд на слабких ґрунтах відбувається, переважно, з урахуванням таких загальних принципів: треба уникати порушення природного стану слабого ґрунту, яке веде до різкого зниження його механічних властивостей; не дозволяється збільшення навантажень на основу під час експлуатації будівель і споруд; необхідно створювати умови для збереження однакового рівня води (влаштування протифільтраційних запон, дренажу, канав тощо); потрібно враховувати чутливість ґрунту до динамічних імпульсів і навантажень; слід враховувати величини структурної міцності ґрунту; фундаменти треба навантажувати одночасно, повільно й поступово на всій площі будівлі чи споруди; створювати умови для зменшення нерівномірності осідань.

Щодо особливостей саме проектування на слабких ґрунтах, то можливо вживати наступні заходи: проектувати будівлі простої конфігурації у плані (при наявності зламів, поворотів частин будівлі у плані кути, що з'явилися, як правило, мають найбільше осідання); проектувати будівлі, котрі не змінюють своєї поверховості у всіх частинах (блоках, секціях); задавати будівлям і спорудам будівельний підйом на величину прогнозованого осідання, тобто, розташовувати фундамент вище, ніж цього потребує нормальна експлуатація; застосовувати певні конструктивні інженерні рішення (наприклад, домкрати, пневматичні подушки, що корегують крени й осідання та ін.).

При різних видах слабких ґрунтів слід використовувати таке рішення, яке максимально підходить до саме цього ґрунту й окремо взятої проблеми, тощо.

Отже, з позицій геотехніки, головними недоліками слабких ґрунтів є їх висока стисливість і малий модуль деформації, через що їх використання без підсилення (зміцнення) є дуже ризикованим. Тому питання щодо покращення властивостей слабого ґрунту для того, щоб мати можливість безперешкодного його використання у будівництві та інших галузях, актуальне на даний час.

Покращення ґрунту на сьогодні – це досить велика та важлива тема у геотехніці. Воно складається з різноманітних прийомів і методів, які адаптовані до широкого спектру проблем. З кожним роком важливість покращення ґрунту збільшується. Нові методи, інструменти та технології були розроблені й апробовані на практиці.

Ґрунтоцемент являє собою складну багатофазну систему, яка містить ґрунт і цемент, який з'єднує частинки ґрунту в моноліт. В основу практики використання ґрунтоцементу в якості матеріалу для поліпшення властивостей ґрунтів покладено їх властивість, піддаватися укріпленню портландцементом в результаті досить складних процесів гідратації та гідролізу цементу, а також хімічних і фізико-хімічних взаємодій продуктів гідролізу цементу з ґрунтом (особливо з його тонкодисперсною частиною), корінним чином змінювати свої фізико-механічні властивості та набувати досить високої механічної міцності, водо- та морозостійкості. Основними механічними параметрами ґрунтоцементу є модуль деформації та його міцність на стиск.

Вивчати ґрунтоцемент як будівельний матеріал почали з 20-х рр. ХХ століття. Відомими вченими, котрі досліджували це питання були І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, С.І. Головка, М.Ф. Друкований, М.Л. Зоценко, В.І. Крисан, І.І. Ларцева, В.М. Митинський, О.В. Самородов, Р.О. Тімченко, В.А. Титаренко, М.О. Харченко, В.Г. Шаповал, В.С. Шокареєв, К. Andromalos, R. Alipour, D.A. Bruce, D.T. Bergado, Chau K.T., N. Denies, J. Evans, F. Gerressen, D.S. Yang, K. Kirsh, S. Larsson, C. Melegari, J.K. Mitchell, M.P. Moseley, A. Porbaha, D. Ruffing, M. Terashi, M. Topolnicki та ін.

Однією з найважливіших характеристик ґрунтоцементу з точки зору його конструктивної роботи є механічна міцність і характер її зростання з часом. Найважливішими властивостями цементу, що мають найбільш вагомий вплив

на ступінь закріплення ґрунтів,  $\epsilon$ : мінералогічний та хімічний склад; питома поверхня частинок; наявність в цементі домішок гіпсу, поверхнево-активних речовин, регулюючих процеси гідролізу й твердіння цементу.

При проектуванні підсилення слабкої основи вертикальними ГЦЕ армування найважливішою властивістю матеріалу є його стисливість. Для дисперсних ґрунтів – це загальний модуль деформації  $E$ , для скельних ґрунтів і бетонів – модуль пружності  $E_u$ . Для закріплених ґрунтів додатково визначають їх призмову міцність  $R$  за результатами випробовувань на одноосьове стиснення.

Узагальнюючи, можна відмітити, що: для отримання ґрунтоцементу більшої міцності краще використовувати піщані ґрунти, міцність суттєво зростає, коли елемент знаходиться нижче рівня ґрунтових вод, а тужавіння ґрунтоцементу повільніше, ніж у бетону. Наприклад, коли взяти для ґрунтоцементу за 100% призмову міцність при 28 добах тужавіння, то при терміні в 90 діб ця величина складе вже до 150%; а через 2 роки – до 300%. За дослідженнями наукової школи Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (НУПП) під керівництвом професора М.Л. Зоценко для характерних лесів та лесованих суглинків Полтавського лесового плато за умови 100% призмової міцності на 28 добу, то при терміні в 90 діб ця величина складе вже 115%; а через 2 роки – 162%.

Армування основ – ефективний метод поліпшення їх механічних параметрів уведенням у масив включень з вищими порівняно з ґрунтом механічними характеристиками. Змішування ґрунту на місці використовують у геотехнічній галузі понад 50 років. Вважається, що ця техніка вперше була введена в США у 1950-х роках і отримала подальший розвиток у Європі (особливо в Скандинавії) та Японії з 1970-х років. У 1962 р. під керівництвом А.В. Силенко розроблено спосіб механізованого влаштування ґрунтоцементних фундаментів для будівель різного призначення – бурозмішувальну технологію.

Цей метод пропонує рішення для ряду потреб у покращенні ґрунту для великої різноманітності видів ґрунтів.

Армуванням ґрунту можна узагальнено визначити як будь-яку техніку,

яка використовується для механічного змішування ґрунту з добавками чи без.

Водночас, мета залишається незмінною: ефективно створення композиту ґрунтрагент із покращеними властивостями, порівняно з природними ґрунтами. Цілі поліпшення часто включають вищу міцність, нижчу стисливість і меншу водопроникність порівняно з непокращеним ґрунтом. Змішування ґрунту для геотехнічного поліпшення основи, здебільшого, виконується на місці за допомогою спеціалізованого обладнання. Найпоширенішим реагентом, який використовують у геотехнічному змішуванні ґрунту, є звичайний портландцемент. Його часто додають у суспензію на водній основі.

Найпоширеніша мета покращення властивостей включає підвищення міцності та/або зниження стисливості для вирішення задач, які можуть включати підвищення несучої здатності, покращення стабільності схилу тощо.

Армовані масиви класифікують залежно від конструктивних особливостей, що й визначає модель розрахунку. За J. Evans та D. Ruffing запропонована наведена на рис. 7 класифікація покращення ґрунту за допомогою змішувальних технологій.

Армування менше, ніж 0,6 м від земної поверхні називають поверхневим змішуванням ґрунту (*near surface soil mixing*) та застосовується переважно для будівництва доріг та сільськогосподарських цілей. Покращення ґрунту на глибині від 0,6 м до 6 м, яке використовують для сільськогосподарських, геотехнічних та екологічних задач, отримало визначення SSM (*shallow soil mixing*) – неглибоке (мілке) змішування ґрунту. DSM (*deep soil mixing*) відносять до застосування змішування ґрунту, яке є відносно глибоким (порівняно з SSM) і визначають авторами, як змішування ґрунту, що виконують на глибині понад 6 м під землею. Застосування на цій глибині призначене виключно для геотехнічних, екологічних або комбінованих, тобто геоекологічних задач.

За М. Торолніскі розвиток технологій та обладнання, що використовують у змішуванні ґрунту важко простежити без певної загальної системи класифікації, він пропонує класифікаційну систему, котра ґрунтується на трьох основних робочих характеристиках:

- за різницею між мокрою та сухою технологіями в'язучого;
- за методом, який використовується для змішування в'язучого;
- за розташування інструменту.

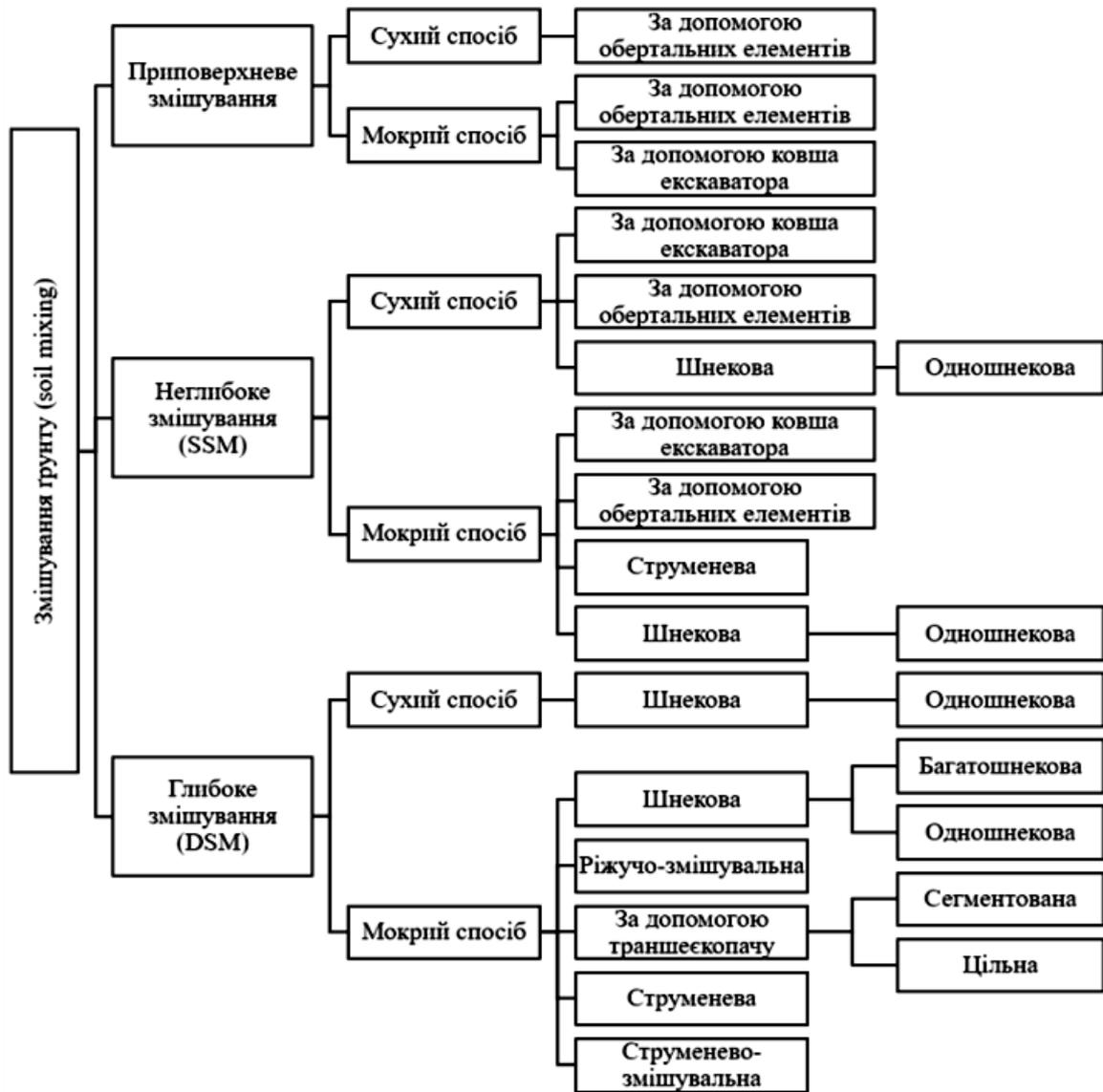


Рисунок 7. – Класифікація змішувальних методів за J. Evans та D. Ruffing

Розроблена ним класифікаційна схема з розподілом обраних операційних методів, розділена з урахуванням різниці між системами, що передбачають обертання інструменту показана на рис. 8.

За призначенням ІЦЕ можна розділити на: протифільтраційні завіси, огороження котлованів, закріплення ґрунтів, армування основ, влаштування та зміцнення фундаментів.

Змішування ґрунту можливе аж до коефіцієнта армування 100%, тобто, до

моменту, коли перемішується весь ґрунт у середині конкретного блоку.



Рисунок 8. – Класифікація змішування ґрунту на основі форми в'язучого, принципу змішування та місця дії змішування за М. Topolnicki.

Вибране співвідношення відображає механічні можливості й характеристики застосованого методу. Залежно від мети змішування, конкретних умов об'єкта, конструкції та вартості обробки використовують різні схеми. На рис. 9 та 10 показано концептуальні моделі чи схеми армування ґрунту згідно D. Ruffing та М. Topolnicki. Елементи можуть бути окремими, такими, що перекриваються, сусідніми дотичними, а схему виконання вибирають з урахуванням методу будівництва, обладнання та мети.

Квадратні чи трикутні шаблони з одиничних або комбінованих стовпців зазвичай застосовують, коли метою армування є зменшення осідання. Стіни використовують для контролю виїмки котловану, стабілізації ґрунту та захисту конструкцій з неглибокими фундаментами, а також як засіб протифільтраційна завіса. Також їх використовують для збільшення несучої здатності ґрунту проти дії горизонтальних або дотичних сил.

Стіни можуть бути побудовані з дотичними чи перекриваючими елементами, з'єднаними панелями або як траншеї ріжучо-змішувального методу. Групи елементів можна використовувати для підтримки насипів і фундаментів, щоб зменшити осідання та/або збільшити несучу здатність. Різні комбінації колон або стін також використовують для побудови сітчастих, П-

подібних, круглих та ін. блоків із дотичними або перекриваючими елементами для покращення взаємодії з природним неармованим ґрунтом. Елементи сітчастого типу вважають проміжною, економічно ефективною системою між удосконаленнями стінового та блокового типу. Повні блоки використовують для створення великих, високостабільних об'ємів стабілізованого ґрунту.

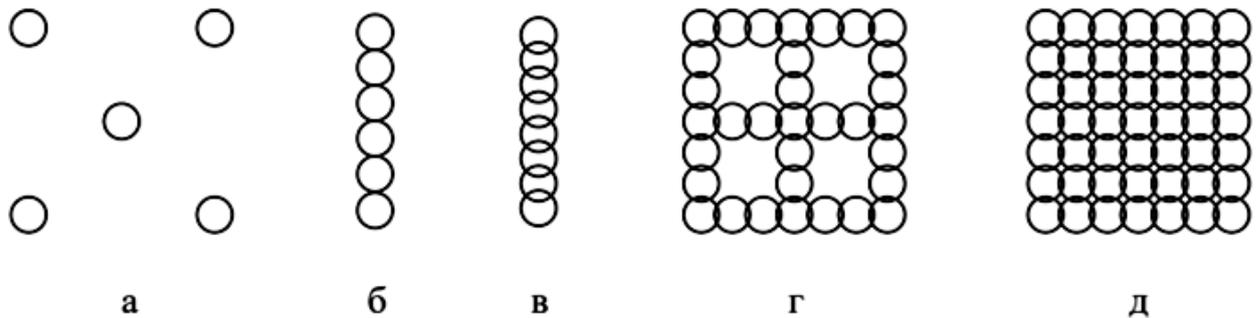


Рисунок 9. – Основні схеми армування у плані за D. Ruffing: а – окремі елементи, б – лінійні дотичні, в – лінійні перехресні, г – сітка, д – масивний блок

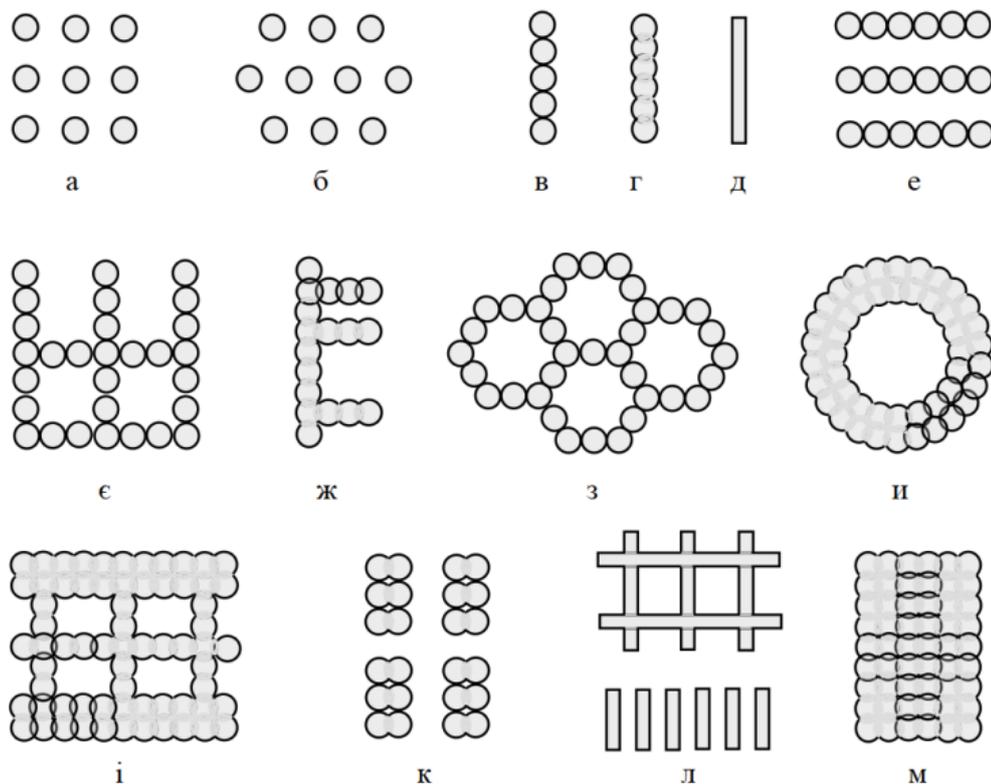


Рисунок 10. – Основні схеми армування у плані за М. Торолніскі: а, б – окремі елементи (квадратне та трикутне розташування), в – дотична стіна в ґрунті, г – перехресна стіна в ґрунті, д – траншея, е – дотичні стіни в ґрунті, є – сітка, ж – перехресна стіна з контрфорсами, з – дотичні клітини, и – кільце, і – решітка, к – групові колони, л – система траншей, м – блок

В Україні в останні роки також склалася тенденція щодо розвитку сфери зміцнення основ ґрунтоцементом. Зокрема, школою геотехніки НУПІ під керівництвом М.Л. Зоценко проводяться дослідження армування основ ГЦЕ, зокрема, виготовленими за бурозмішувальною технологією. За його висновками основною перевагою ґрунтоцементних паль, котрі виготовляють бурозмішувальним методом, є їх технологічність при влаштуванні у нестійких ґрунтах. Виготовлення ґрунтоцементу за вказаним методом починають від голови палі до проектної глибини. При цьому немає необхідності у кріпленні стінок свердловини, їх надійно тримає рідкий ґрунтоцемент не залежно від положення рівня ґрунтових вод.

Загалом найбільш популярні дві методики випробування поведінки ґрунту в лабораторних умовах: перша – це проведення дослідів у лотку, а друга – виконання моделювання у центрифюзі. В першому випадку можливо виконувати та моделювати різноманітні види навантажень на основу, легко вимірювати деформації та напруження в будь-якій точці масиву, а мінусом є фактор, що моделювання настільки зменшеної моделі не дозволяє у повній мірі врахувати вплив власної ваги ґрунту. З іншого боку, досліди у центрифугах дозволяють прослідкувати за якісною картиною деформування основи, але, на відміну від першого варіанту, з не достатньо точно зафіксованими значеннями деформацій.

В Японії М. Terashi та Н. Tanaka досліджували поведінку зміцнення ґрунту групою ГЦЕ на базі даних тестування лабораторної моделі та польових досліджень. Були проведені випробування з коефіцієнтом армування від 13 до 32%. Розміри моделі в лабораторії варіювалися від 0,5 до 3,5 м по ширині, від 1,5 до 9,0 м за довжиною та від 1 до 4 м за глибиною. Виконано два види експериментів – встановлювали пластикову обсадну трубку, видаляли ґрунт і заповнювали заздалегідь підготовленим ґрунтоцементом, але під час першого ряду дослідів обсадну трубу залишали, в другому варіанті – витягували. Реакції елементу й навколишнього ґрунту вимірювали за допомогою тензодатчиків.

Вони дійшли висновку, що крихкість регулюється ГЦЕ, а переміщення окремих ГЦЕ при максимальному навантаженні не збігалися, оскільки

відбувалися прогресуюче руйнування елементів. Виявлено, що реакція ГЦЕ становила 55–80% від міцності на стиск ґрунту не залежно від величини коефіцієнту армування  $a_s$ , тоді як для навколишнього ґрунту приблизно дорівнювала несучій здатності мілкозаглибленого фундаменту на глинистій основі.

М. Terashi та Н. Tanaka прийшли до висновку, що ГЦЕ на покращеному ґрунті діяли як палі з низькоміцного матеріалу.

М. Kiatzume та ін. провели серію випробувань у центрифугі, щоб дослідити вплив різних комбінацій вертикальних і горизонтальних навантажень та різної міцності елементів (цементу) на поведінку від руйнування елемента з високим коефіцієнтом армування – 79%. Елементи були підготовлені окремо, всередині акрилових труб із внутрішнім діаметром 20 мм і довжиною 250 мм.

Суміш була виготовлена з глини та портландцементу із подальшим заливанням всередину труб і вібрацією на вібростолі протягом кількох хвилин. Елементи витягували після 7 діб, а потім залишали на 2 тижні твердіння при кімнатній температурі у вологому стані. Отримані результати під час випробувань на вертикальне навантаження співпадали із висновками М. Terashi та Н. Tanaka.

Також доведено, що різні характери руйнування залежать не лише від зовнішнього навантаження, але й від розташування кожного окремого елемента.

М. Bouassida та А. Porbaña [70] проводили моделювання для визначення граничної несучої здатності зміцненого ґрунту при коефіцієнті армування основи 18,8% із різною міцністю елементів. Як основа використано шар слабкої глини, а нижній дренажний шар виконано з піску. Методика встановлення елементів відповідала дослідом М. Kiatzume.

Yin J.H. і Fang Z. моделювали плоску деформацію, щоб оцінити несучу здатність і типові схеми руйнування матеріалу, зміцненого з коефіцієнтом армування 12,6%. Дослідним ґрунтом була морська глина, виконання елементів аналогічне до дослідів М. Terashi та Н. Tanaka. Запропоновано простий «зважений метод» і метод Бромса [95] для розрахунку несучої здатності

жорсткої основи на композитному матеріалі.

Загалом, Yin J.H. і Fang Z. дійшли висновку, порівнюючи свої результати з отриманими значеннями з цих двох рівнянь, що їх дані добре збігаються з методом Бромса з максимальною відносною похибкою близько 15%.

M. Dhaybi та F. Pellet розробили модель зменшеного масштабу для аналізу впливу на фундаменти мілкового закладання для сухого, щільного та пухкого піску. Влаштування елемента відбувалося зануренням сталеві труби в ґрунт і видаленням піску всередині труби за допомогою вакууму. Відзначено, що ГЦЕ збільшують несучу здатність фундаментів і значно зменшують осідання. Для пухкого ґрунту різке збільшення вертикального напруження відбувається на початку при невеликому вертикальному переміщенні. Різниця між несучою здатністю через 7 і 14 діб в обох випадках (сипучий і щільний пісок) становить близько 23%.

A. Dehghanbanadaki та ін. провели загалом випробування моделі для визначення вертикальної несучої здатності заторфованого ґрунту, покращеного за допомогою ґрунтоцементу при коефіцієнті армування 13,1, 19,6 та 26,2% та чотирма коефіцієнтами довжини/глибини 0,25, 0,50, 0,75 та 1,00. Застосовано метод безперервної заміни ґрунту при підготовці, ГЦЕ під час виконання встановлювали та витримували всередині ґрунту, на відміну від експериментів Yin J.H. і Fang Z. – A. Dehghanbanadaki визначив граничну несучу здатність армованого ґрунту безрозмірним коефіцієнтом несучої здатності VCF. За результатами дослідів несуча здатність зросла до 200, 229 і 240% відповідно для використаних коефіцієнтів армування порівняно із природним заторфованим ґрунтом.

A.S. Rashid та ін. провели серію випробувань моделі, щоб дослідити поведінку руйнування армованого ґрунту при виконанні ГЦЕ з варіюванням низу елементів: до низу лабораторного лотку та при армуванні на половину глибини. Коефіцієнт армування основи склав 26%, а матеріалом для дослідів був глинистий масив. Випробування проводили аналогічно до дослідів M. Kiatzume. Для випадку проходження елементів до дна лотку, покращений ґрунт характеризувався крихкістю, що пояснюється різницею міцності між ґрунтом і

ГЦЕ. Для елементів, котрі не доходили до дна лотку, матеріал ГЦЕ характеризувався пластичною поведінкою, що пояснювалося тим, що група ГЦЕ розташована на м'якому ґрунті. З аналізу фотофіксації протягом досліду помічено, що вирва осідання штампу при армування до дна розповсюджується на 100% ширини фундаменту, а при армування половини лотку – на 150%.

Уао К. та ін. провели випробування моделі для оцінювання осідання фундаменту на мулистій основі, зміцненій ГЦЕ. Дослідними параметрами були глибина армування (40, 50, 60 і 100 см) і коефіцієнт армування (2,3, 5,3 і 9,3%).

Виготовлену суміш наносили в ПВХ-форму шар за шаром, потім форму піднімали крок за кроком із заповненням. Автори повідомили, що осідання фундаменту зменшувалося при збільшенні довжини ГЦЕ. При максимальному тиску для цього експерименту 16,8 кПа осідання склали при вказаних вище глибинах армування 163, 146, 107 та 68 мм відповідно. Тобто, якщо взяти максимальну глибину армування за 100%, то при армуванні на 40% від максимального осідання складає 239% від максимального, при 50% – відповідно 215%, а при 60% – 157%. При запропонованих коефіцієнтах армування від меншого (2,3%) до більшого (9,3%), осідання зменшилося від 121 до 68 мм, що показало орієнтовно лінійну залежність осідання від коефіцієнту армування.

З початку впровадження технологій покращення основ ГЦЕ проведено достатню кількість досліджень, котрі стосуються фізико-механічних характеристик ґрунтоцементу, визначення несучої здатності взаємодії елементів між собою тощо. Проведений ряд досліджень по взаємодії плитних фундаментів на основі, покращеній вертикальними ГЦЕ. Втім, взаємодія ГЦЕ зі стрічковими фундаментами та надземними конструкціями як системи, дослідження впливу розміщення елементів під стрічкою потребує подальшого опрацювання.

Втрата основами їх несучої здатності та інші критичні форми руйнування основ відбуваються доволі рідко. Осідання та сумісні деформації основ і споруд на ґрунтах, здатних до стиснення, виникають майже в усіх випадках. Тому завжди здійснюється розрахунок по деформаціям. Проблему осідання основ

будівель і споруд вивчали І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Н. Гольдштейн, М.Л. Зоценко, Ю.О. Кірічек, С.М. Клепіков, М.В. Корнієнко, С.Г. Кушнер, В.С. Носенко, І.О. Розенфельд, О.В. Самородов, В.Л. Сєдін, Р.О. Тімченко, Ю.Ф. Тугаєнко, В.Б. Швець, С. Terzaghi, L. Prandtl та ін.

Як відомо, осідання земної поверхні (згідно норм) – це вертикальні переміщення поверхні (контактною з фундаментами чи земною) за рахунок деформацій ґрунтів, що виникають внаслідок процесів, не пов'язаних з навантаженнями від фундаментів будівель – видобутку корисних копалин, зміни гідрогеологічних умов, карстово-суфозійних процесів, тощо.

Спочатку розглянемо фактори, котрі призводять до осідань основ фундаментів. За С.Г. Кушнером [35] осідання основи фундаменту залежить від: величини навантажень, що передається на фундамент від споруди, сусідніх споруд, навантаження на поверхні (підлогах, прилеглих територіях та ін.) і розподільчій здатності основи; умов у площині контакту фундаменту й ґрунту; розмірів, жорсткості, форми контактної поверхні та глибини закладення фундаменту; глибини стислої товщі основи; розмірів пластичних зон під фундаментів; структури й текстури ґрунту; характеристик деформативності та інших властивостей ґрунту; бічного тиску в ґрунті; жорсткості та розподільчої здатності споруди; характеру й швидкості навантаження (миттєве, циклічне, динамічне); впливу динамічних навантажень; порядку зведення частин споруди чи сусідніх споруд.

Осідання основи можна умовно розділити на декілька складових: початкове (миттєве) – виникає відразу після навантаження ґрунту основи; уповільнене (ущільнення чи консолідації) – виникає загалом через ущільнення несучого стовпу ґрунту; пластичне – зумовлене боковим розширенням несучого стовпу ґрунту та ущільненням навколо нього.

Найбільший вплив на осідання, безперечно, має тиск, який передається від споруди на основу. Та цей фактор не розглядається з позицій геотехніки, а найважливішими геотехнічними чинниками є параметрами ґрунту (зокрема, показники деформативності), форма та розміри фундаментів.

За М.Н. Гольдштейном через приблизне оцінювання напружень у ґрунті,

недостатню точність способів розрахункових показників стисливості ґрунтів, відмінності між інженерно-геологічними властивостями ґрунтів та його розрахунковою моделлю та ін., розрахунок осідань теоретичними методами все ще не дозволяє отримати повністю достовірні результати. Похибка між розрахунковим значення осідання та замірними може сягати 150% та більше.

При цьому, чим менше становить розрахована величина осідання, тим більше похибка.

В основу методу пошарового підсумовування, зокрема, покладено такі припущення: ґрунт є суцільним, ізотропним, лінійно-деформівним тілом; осідання викликане лише впливом вертикального напруження  $\sigma_z$ , інші складові напружень не враховуються; бічне розширення ґрунту в основі не можливе; напруження  $\sigma_z$  визначають під центром подошви фундаменту; при визначенні напруження  $\sigma_z$  відмінністю в стискуванні окремих шарів ґрунтів нехтують; фундаменти не мають жорсткості; деформації розглядаються тільки в межах товщі, що стискується,  $H_c$ ; бічне розширення ґрунту враховується коефіцієнтом  $\beta$ , який дорівнює 0,8 незалежно від виду ґрунту.

Для наближеного визначення величини осідань основ фундаментів, а також при варіантному проектуванні з метою вибору оптимальної конструкції фундаменту допускається користуватися формулою, яка базується на рішеннях лінійно-деформованого півпростору (при нижній межі стислої товщі на глибині, де величина додаткових напружень стиску становить  $0,1p$ ) і не потребує додаткових допоміжних таблиць і графічних побудов можна використати експрес-метод І.О. Розенфельда.

Вищеописані методики апробовано вітчизняною нормативною документацією. У методі пошарового підсумовування головною перевагою є достатньо висока точність, як для аналітичного розрахунку. Втім, це твердження дійсне, передусім, для стрічкових фундаментів. Основним недоліком даного методу для пальових фундаментів та фундаментів, влаштованих на армованих основах є те, що в ньому не враховується взаємний вплив елементів, їх крок, кількість паль (елементів) у групі та їх взаємодію, котрі мають значний вплив на величину осідання.

У змінах до норм було використано метод, у якому ГЦЕ разом із ґрунтом розглядаються як армований масив. Основною характеристикою армованого масиву є модуль деформації, який обчислюється як середньозважений модуль деформації ґрунту та ГЦЕ.

Недоліком цього методу є умовність отриманого значення модуля деформації, адже задана варіація значень модуля деформації ґрунтоцементу лише на 3 рівнях в межах 70...90 МПа не враховує реальні значення, які можна отримати лише за дослідними даними. Також не враховується зміцнення ГЦЕ у часі, характер їх взаємодії з природним ґрунтом та умови їх розміщення «в плані» на будівельному об'єкті.

До переваг експрес-методу І.О. Розенфельда відноситься швидкість проведення розрахунків, а суттєвим мінусом є те, що можна отримати лише приблизне значення прогнозованого осідання, оскільки не враховується велика кількість факторів. Втім, із інженерної практики, слід зауважити, що цей метод майже не використовується у наш час.

Слід визначити поняття першого та другого критичного тисків на основу. Перший критичний тиск  $p_1$  відповідає закінченню фази ущільнення, коли в жодній точці основи ще не виникає граничного стану. Другим критичним тиском на ґрунт вважають граничний тиск  $p_2$ , що відповідає повному використанню несучої здатності ґрунту й суцільному розвитку зон граничної рівноваги, а при відносно незначній глибині закладання фундаменту він супроводжується видавлюванням ґрунту. Отже, навантаження, призводить до повної втрати стійкості основи.

Робота системи «основа – фундамент – будівля» є дуже складною. Її поведінка залежить від багатьох взаємопов'язаних факторів та явищ, загальний вплив котрих не завжди вдається оцінити із достатньою точністю.

Геотехнічне моделювання часто складніше, ніж моделювання констуктивних систем із використанням таких матеріалів, як сталь, бетон, пластик або композити, оскільки властивості ґрунтів і гірських порід не настільки добре визначені та однорідні. Процес деформування ґрунтів під дією навантаження навіть при незначному тиску викликає нелінійну залежність між

напруженнями та деформаціями із включенням пластичної роботи ґрунтів, основи, здебільшого, складаються із інженерно-геологічних елементів з різними фізико-механічними характеристиками, а будівлі та їх підземні частини можуть мати складні форми у плані.

З цього слідує, що отримання реального НДС системи «основа – фундамент – будівля», розрахунок осідань ґрунтів, у таких випадках має виконуватися переважно чисельними методами. Чисельні методи розрахунків НДС ґрунтової основи використовують процедури послідовних наближень і кроків прикладення навантаження, мають певні спрощуючі передумови.

Оскільки моделювання передбачає спрощення та припущення, дуже важливо знати про ці передумови, а також про природу та наслідки цих припущень.

Найбільше поширення отримав метод скінченних елементів (МСЕ, Finite Element Method), дещо менше – метод граничних елементів (МГЕ, Boundary Element Method), метод кінцевих різниць (МКР, Finite Difference Method), метод кінцевих об'ємів (МКО, Finite Volume Method), метод згладжених часток (Smoothed Particle Hydrodynamics) та інші.

Розглянемо МСЕ, оскільки він вдало підходить для задач з розвиненою неоднорідністю параметрів міцності. Порівняно з іншими варіаційними методами розрахунку він більш алгоритмічний, гнучкий при описі геометрії і граничних умов, має можливість згущення сітки СЕ, задання довільних механічних властивостей матеріалу та будь-якої послідовності навантаження.

Моделювання може включати прогнозування напружень, спричинених взаємодією надземної частини та інженерних систем із ґрунтом; переміщення в результаті прикладених навантажень; розвиток тиску порової води; аналіз стійкості схилів та несучої здатності різних типів фундаментів.

Найбільш вживаними програмними комплексами, що ґрунтуються на МСЕ в геотехніці є PLAXIS, Z-Soil, котрі використовуються для аналізу деформування 2- та 3-вимірних ґрунтових масивів.

Також для моделювання роботи ґрунтової основи використовуються і багатоцільові програмні комплекси, котрі створені на базі МСЕ, не спрямовані

конкретно на обчислення НДС ґрунтів типу ABAQUS, ANSYS, NASTRAN, а також ті, котрі мають загальнобудівельне спрямування, але мають певний набір інструментів для моделювання ґрунтів, на кшталт SCAD, Lira-SAPR, Robot Structural Analysis тощо.

Кожен із перелічених вище типів програмних комплексів має свої переваги та недоліки при обчисленні будівлі та її основи разом. Група ПК, які спрямовані конкретно на геотехніку мають дуже спрощені механізми для моделювання та обчислення НДС саме будівельних конструкцій, але через свою профільну спрямованість підходять для задач геотехніки будь-якої складності. Група багатоцільових ПК має дуже великий набір функцій та можливостей, що ускладнює процес їх вивчення та моделювання. Група загальнобудівельних ПК проста для використання та добре обчислює НДС пластинчато-стержневих конструкцій, але має обмежені можливості по розрахункам масивів ґрунту.

При використанні спеціалізованих програмних комплексів існує велика кількість різних моделей поведінки ґрунту: ідеальна пружно-пластична модель, модель ізотропного ущільнення ґрунту, гіперпружна, гіпопружна, в'язкопружна та в'язкопластична моделі та інші. Але, незважаючи на те, що сучасні ПК швидко та точно видають результати, це не означає, що реальна відповідатиме обчисленій, оскільки інженеру особливо важливо не стільки вміти користуватися обчислювальними комплексами, як вибрати модель ґрунту, яка найбільш ємко та адекватно оцінює поставлену задачу.

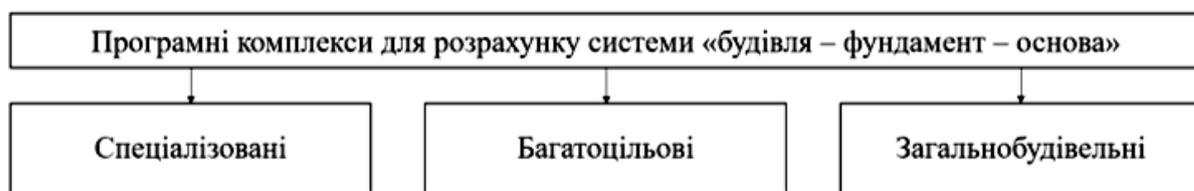


Рисунок 11. – Класифікація типів програмних комплексів

Має бути глибоке розуміння концепцій, переваг, обмежень, а також результатів кожної моделі для кожної проблеми, що моделюється. Важливо проводити порівняння чисельних обчислень і вимірювань разом із додатковими

повномасштабними експериментами, щоб переконатися в ступені реалістичності моделей, щоб налаштувати та вдосконалити їх для кожного типу різних програм моделювання.

Для моделювання ГЦЕ також використовується декілька підходів.

Перший – це моделювання шарів ґрунту, в яких знаходяться елементи по середньозваженим характеристикам міцності та деформативності. Після обчислення середньозважених значень можливо виконувати розрахунок як і скінченноелементного масиву, так і спрощено по коефіцієнтам жорсткості основи. Такий метод підходить для інженерних розрахунків, оскільки є більш швидким у використанні через швидкість моделювання та обрахунку в ПК, але його точність очевидно менша.

Другий спосіб – це моделювання ГЦЕ пальовими стержневими елементами. ГЦЕ задають як палі із заданими характеристикам відповідно до типу поведінки матеріалу та можливостей ПК. Результати обчислення НДС для такого підходу більш чітко описують роботу ґрунту.

Третій – це моделювання ГЦЕ об'ємними скінченними елементами. Цей варіант найбільш затратний по часу моделювання ті обрахунку, але його результати згідно групи досліджень мають більшу відповідність до натурних значень.

Отже, очевидним є необхідність використання МСЕ для сумісного розрахунку системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ґрунтоцементними елементами – стрічковий фундамент – будівля». Однак, для кращого розуміння необхідно визначити найбільш оптимальні методики для моделювання армованих основ.

## **8.8 Загальні висновки**

1. Бурозмішувальна технологія влаштування ґрунтоцементних паль, при котрій не виконується виймання ґрунту є ефективною технологією влаштування ґрунтоцементних паль.

2. При дослідженні фізико-механічних властивостей ґрунтоцементну визначено, що рухливість матеріалу паль значною мірою впливає на міцність та

суцільність ствола палі.

3. Результати досліджень по підвищення несучої здатності свідчать, що:

- зменшення пористості та збільшення міцності ґрунтоцементу впливає на використання глибинного вібрування при влаштуванні паль;

- підвищення несучої здатності за матеріалом забезпечується при вібровдавлуванні арматурних каркасів у ґрунтоцементні палі.

4. Встановлено, що при зануренні арматурного каркасу зростає несуча здатність за матеріалом ґрунтоцементних паль при використанні високочастотного глибинного вібрування.

### **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 щелебневих 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**

**ТЕХНОЛОГІЇ ЗМІЦНЕННЯ СЛАБКИХ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ**

Технологія струменевої цементації ґрунтів є методом зміцнення слабких ґрунтових основ для зведення будівельних об'єктів. Цю технологію розроблено на початку ХХ століття, і подальша її історія розвитку містить у собі такі етапи: початкові дослідження (одним із перших етапів було застосування бетону для заповнення порожнеч у ґрунті); удосконалення технології (одним із методів укріплення ґрунтів став метод струменевої цементації, розвиток якого зумовлений впровадженням нових технологій та матеріалів); застосування в різних галузях (має широку сферу застосування в будівельній сфері); сучасні можливості струменевої цементації ґрунтів (розвивається, впроваджуючи нові технології та обладнання).

Струменева цементація ґрунтів – це метод, що зумовлює зміцнення та ущільнення ґрунту за допомогою високонапірного струменя цементного розчину, за рахунок розмивання цементу і ґрунту. У результаті утворюється єдина ґрунтоцементна маса, яка володіє заздалегідь заданими поліпшеними характеристиками міцності та деформаційними характеристиками.

Метод охоплює такі етапи: підготовку території для проведення робіт; буріння свердловин на проектну глибину; підготовку обладнання для струменевої цементації; подачу цементного розчину, який заповнює порожнечі й утворює ґрунтоцемент; очищення території та завершення робіт. Основний комплект технологічного обладнання, необхідний для здійснення струменевої цементації ґрунтів, складається з бурової установки, цементувального насоса, автоматизованої міксерної установки, силосів для зберігання цементу. Бурові установки призначені для утворення вертикальних і похилих свердловин. Головною вимогою є оснащеність автоматизованого підйому колони з прийнятною швидкістю. Застосування цементувального насоса забезпечує високу продуктивність і тиск, необхідні для руйнування і перемішування ґрунту. Міксерні установки забезпечують рівномірне перемішування цементу з водою для отримання ґрунтоцементу високої якості.

Залежно від інженерно-геологічних умов застосовується однокомпонентна, двокомпонентна або трикомпонентна технологія.

Під час застосування однокомпонентної технології під струменем цементного розчину з напором 400-600 атм. відбувається руйнування ґрунту з подальшим його перемішуванням із розчином, внаслідок чого утворюється ґрунтоцементна колона діаметром 0,6-1 м.

Двокомпонентна технологія струменевої цементації є розривом, перемішуванням і закріпленням елементів під дією стисненого повітря, для чого застосовуються подвійні концентричні порожнисті штанги – для цементного розчину і для стисненого повітря. У результаті утворюється ґрунтоцементна колона діаметром 1,0-2,0 м.

Трьохкомпонентна технологія відрізняється від попередніх тим, що спочатку розмивається ґрунт, під дією повітряного струменя утворюються порожнини, які заповнюються цементним розчином, у результаті виходять колони з чистого цементного розчину. На виході утворюється ґрунтоцементна колона діаметром до 2,5 м.

Найбільшої ефективності набуває метод влаштування ґрунтоцементних колон великого діаметру, за якого знижуються обсяги бурових робіт, вартість і терміни будівельно-монтажних робіт. Сучасні можливості дають змогу впроваджувати ІТ-технології в різні аспекти струменевої цементації ґрунтів. Скоротити час і витрати, підвищити ефективність цементації дає змогу використання комп'ютерного моделювання та симуляції, що передбачають поведінку ґрунту. Ці завдання може виконати програмний комплекс Plaxis 3D. Технологію може бути застосовано не тільки для зміцнення основ і фундаментів, а й в інших цілях. Замість цементної суміші для зв'язку з більш високими показниками міцності, довговічності та екологічної стійкості, можуть бути використані композитні матеріали або полімери. Автоматизація системи контролю та управління можуть збільшити точність і надійність процесу. Спільне використання з іншими технологіями сприяє створенню комплексних рішень для зміцнення та стійкості ґрунтів.

Доповідь присвячено обґрунтуванню використання технології струменевої цементації ґрунтів в будівельній сфері.

### СПОСОБИ ПОСИЛЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Довговічність житлових будинків, їх відповідність призначенню багато в чому визначаються станом основ і фундаментів. Система «основа – фундамент» є найскладнішою в моделюванні та передбаченні її функціонування в процесі зведення і особливо експлуатації будівель і споруд. Фундаменти в експлуатаційних умовах постійно зазнають одночасного і дуже важко врахованого впливу багатьох чинників, з яких найзначнішими є зміна властивостей основи, природні явища і впливи, пов'язані з діяльністю людини. Порушення нормальної роботи основ і фундаментів трапляються доволі часто, і хоча, зазвичай, не відбувається повного руйнування будівель і споруд, але спостерігаються різного роду деформації, перекося, тріщини, які без усунення причин їхньої появи і невиконання вчасно ремонтних робіт можуть призвести до найсерйозніших наслідків, аж до аварій. Вибір способу посилення основ і фундаментів, організація і технологія робіт з посилення багато в чому залежить від причин, що викликають необхідність посилення. Основними причинами посилення основ і фундаментів є збільшення навантаження на ґрунти основ і фундаментів, а також деформації та пошкодження ґрунтів основ і конструкцій фундаментів. Нерівномірне осідання будівлі вважається головним і найістотнішим дефектом фундаменту, який зустрічається дуже часто. Він проявляється в тому, що стіни і основні елементи будівлі покриваються тріщинами, і що призводить до подальшого викривлення всієї конструкції будівлі. До таких наслідків призводять певні причини: помилки у визначенні оптимальної глибини закладення фундаменту; підвищення рівня ґрунтових вод; нерівномірний вплив навантажень; підвищення навантажень на фундамент за рахунок прибудови додаткових габаритних конструкцій (наприклад, поверху або житлової мансарди); неправильна оцінка щільності ґрунту на ділянці, де зведено будівлю; використання неякісних або неміцних матеріалів.

Вибір способів ремонту і посилення стрічкових і стовпчастих фундаментів мілкового закладення залежить від причин, що зумовлюють необхідність посилення, особливостей конструктивного рішення фундаментів, чинних навантажень, а також від інженерно-геологічних умов і ступеня обмеженості робочого майданчика. Від прийнятого способу посилення або ремонту істотно залежить організація і технологія виконання робіт.

Розглянемо деякі способи посилення фундаментів.

Посилення і відновлення кладки фундаментів цементациєю. Спосіб застосовується коли кладка ослаблена по всій товщі, а збільшення навантаження на фундамент немає. Цементация проводиться шляхом нагнітання в порожнечі фундаменту через ін'єкційні труби цементного розчину консистенції 1:1 до 1:2 і більше під тиском 0,2 ... 1,0 МПа через один або кілька ін'єкторів заповнюється простір діаметром 0,6 ... 1,2 м.

Ремонт і посилення фундаментів на основі полімерів. Спосіб заснований на використанні полімербетонів, полімерних розчинів і мастик для закладення тріщин у тілі фундаментів та ін'єкціонування їх усередину. Для закладення тріщин завширшки 2 мм і більше і раковин глибиною менше 50 мм використовують полімеррозчини і полімермастики. Якщо руйнування більш значні і є оголення арматури, відновлення виконують полімербетоном і полімермастиками.

Посилення залізобетонних фундаментів обоймами. Обойми, що влаштовуються без поглиблення фундаменту, можуть виконуватися як без збільшення площі підшви, так і з її розширенням. За матеріалом вони можуть бути бетонними і залізобетонними. Обойми зі збільшенням площі підшви фундаменту влаштовують у фундаментах мілкового закладення, виконаних із різних кладок, бетону або залізобетону. Виготовлення обойми можливе як на всю висоту фундаменту, так і на частину висоти.

Посилення фундаментів палями. Палі застосовують для передачі навантаження від фундаментів на міцніші шари ґрунту в тих випадках, коли основа має високу деформативність і спостерігаються підземні води, що ускладнюють процес розширення або заглиблення фундаментів. Посилення проводять двома прийомами: пересадкою фундаменту на виносні палі або підведенням паль під підшву фундаменту.

Доповідь присвячено використанню різних способів посилення фундаментів.

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**

УДК 624.154.5

## **СУЧАСНІ МЕТОДИ ПОСИЛЕННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ПРИ ЗАСТОСУВАННІ БУРОІН'ЄКЦІЙНИХ ПАЛЬ**

**Тімченко Р.О., д.т.н., проф., Крішко Д.А., к.т.н., доц.,  
Сахно С.І., к.т.н., доц., Ульмасов Т.Т., маг., Нестеренко І.Є., маг.,  
Митрофанов А.С., маг., Криворізький національний університет**

Життєвий цикл будь-якої будівельної системи обмежений у часі. Фізичний знос може статися в результаті неприпустимих деформацій ґрунту, які призводять до руйнування фундаменту та інших конструктивних елементів.

Існують різні технології підвищення несучої здатності ґрунтів основ і фундаментів, але останнім часом особливої актуальності набуло посилення або зміцнення із застосуванням палів. Відзначимо, що з метою збільшення корисної площі будівель часто влаштовують надбудови, прибудови, підбудови, які призводять до небезпеки перевантаження, руйнування фундаментів, виникнення нерівномірних осідань. Часто єдиним рішенням в таких випадках є виконання робіт по підвищенню несучої здатності багатьох конструктивних елементів існуючої будівлі.

Особливо вдалим в цьому аспекті є застосування буроін'єкційних палів, так як роботи можна проводити в складних геологічних умовах, без вібрацій і з великою точністю.

Розглянемо різні технології влаштування буронабивних палів.

Спосіб посилення фундаменту дрібного закладення. Спосіб передбачає буріння свердловини через фундамент за допомогою обертового шнека. Технологія дозволяє підвищити несучу здатність за рахунок використання буроін'єкційної конічної палі, одночасно скоротивши витрати, трудомісткість і кількість операцій в ході виконання робіт.

Вузол сполучення палі з фундаментною плитою. Вузол складається з опорних елементів, за допомогою яких навантаження від фундаментної плити передається на палю під плитою. Вузол можна використовувати незалежно від товщини плити, а також з палями різної конструкції.

Буроін'єкційна паля і підпірна стінка в палювому фундаменті. Бурінням отримують свердловину, в неї поміщають каркас з ін'єкторної перфорованої (знизу) труби і заливають бетонною сумішшю. Дана конструкція не має великої стійкості до перекидання.

З'єднання оголовка палі і панелі німецьке. Технологія вдало підходить при опорі паль на міцні ґрунти.

Спосіб виготовлення буроін'єкційного паль з контрольованим розширенням. Особливість технології в тому, що труба-ін'єктор містить дві-три зони отворів і закріплюється гумовою мембраною. В шаховому порядку розташовуються ін'єкційні отвори. Технологія дозволяє підвищити несучу здатність палі і контролювати її робочі параметри.

Спосіб відновлення фундаментів. Технологія передбачає створення буроін'єкційних свердловин з їх подальшим заповненням цементно-піщаним розчином. Особливістю технології є те, що спочатку буріння відбувається тільки до тіла фундаменту. Потім через утворений цементний камінь проробляють свердловини до ґрунту, і створюється другий захисний шар розчином з невеликою в'язкістю, при цьому ґрунт ущільнюється. Відбувається мінімальний вплив на будівлю, а фундамент максимально відновлюється.

Конструкція ін'єктора для влаштування ін'єкційної палі. Конструкція може використовуватися для посилення фундаментів в неплинних ґрунтах і при новому будівництві. Ін'єктор складається з жорстко з'єднаних арматурних секцій. Знизу арматури встановлена конусна насадка з диска з ріжучими пластинами, що виступають за краї арматури. Є кільце з трубою для подачі розчину і пристрій для закладення тріщин в гірських породах. Перевага технології полягає в отриманні надійного зчеплення бетону з арматурою, а також у використанні малорухливих сумішей в будівництві.

Спосіб виготовлення буроін'єкційних паль. Виготовлення буроін'єкційних паль відбувається буровим верстатом з малими габаритами. У вузлі подачі верстата встановлюється пневмопробійник в кожусі. Разом з'єднують пневмопробійник і бурильно-обсадні труби. У їх нижній частині за допомогою перехідника закріплюють розширювач із втрачуванним конусним наконечником. Основна перевага технології полягає в збільшенні несучої здатності буроін'єкційної палі.

До основних переваг використання буроін'єкційних паль відноситься: посилення фундаментів не призводить до збільшення осідання; буріння проводиться разом з ущільненням, що створює менше небезпеки обвалення, і потрібно піднімати менше ґрунту на поверхню, для чого застосовують шнек широкого перетину.

Доповідь присвячена дослідженням сучасних методів посилення основ і фундаментів при застосуванні буроін'єкційних паль.



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

# СЕРТИФІКАТ

учасника V-ої Всеукраїнської науково-технічної Інтернет-конференції  
«Новітні тенденції розвитку міського будівництва та господарства»

виданий

**Андрію Митрофанову**

магістранту Криворізького національного університету

Голова оргкомітету інтернет-конференції,  
ректор НУВГП

Віктор МОШИНСЬКИЙ



23-25 квітня 2025 р., м. Рівне