

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

**Факультет конструювання і дизайну**

---

**ПОГОДЖЕНО**

**Декан факультету  
конструювання і дизайну**

\_\_\_\_\_ Іван РОГОВСЬКИЙ  
(підпис)

“ \_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ грудня \_\_\_\_\_ 2025 р.

**ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ**

**Завідувач кафедри будівництва**

\_\_\_\_\_ Ігор ЯКОВЕНКО  
(підпис)

“ \_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ грудня \_\_\_\_\_ 2025 р.

**МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

**на тему «Проектування цеху виготовлення залізобетонних конструкцій у  
Тернопільській області»**

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна

**Гарант освітньої програми**

кандидат технічних наук, доцент \_\_\_\_\_ Євгеній БАКУЛІН  
(підпис)

**Керівник магістерської кваліфікаційної роботи**

доктор технічних наук, професор \_\_\_\_\_ Ігор ЯКОВЕНКО  
(підпис)

**Виконав**

\_\_\_\_\_ Юрій ОХРИМЕНКО  
(підпис)

**КИЇВ – 2025**

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

**Факультет конструювання і дизайну**

---

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

**Завідувач кафедри будівництва**  
доктор технічних наук, професор  
\_\_\_\_\_ Ігор ЯКОВЕНКО  
(підпис)

“19” \_\_\_\_\_ грудня \_\_\_\_\_ 2024 р.

**ЗАВДАННЯ**

**ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ ЗДОБУВАЧУ**

**Охріменку Юрію Валерійовичу**

---

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна

Тема магістерської кваліфікаційної роботи «Проектування цеху виготовлення залізобетонних конструкцій у Тернопільській області»,

затверджена наказом від “16” грудня 2024 р. №2267 “С”.

Термін подання завершеної роботи на кафедру 2025, листопад, 28

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи: необхідно запроєктувати промислову будівлю цеху виготовлення залізобетонних конструкцій із зовнішніми габаритними розмірами 120×48 м у залізобетонному каркасі.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Виконати аналітичний огляд, присвячений визначенню напружено-деформованого стану **кесонного склепіння**.

2. Виконати порівняльний аналіз аналітичних та чисельних результатів розрахунку поперечної рами цеху із урахуванням дії зовнішніх та внутрішніх впливів від кранового обладнання.

3. Запроектувати будівлю цеху у залізобетонному каркасі. Виконати розрахунок основних елементів: центрально стиснутої залізобетонної колони, рами, фундаменту під колону.

4. У науково-дослідній частині представити чисельний розрахунок кесонної плити покриття КЗС та виконати її конструювання за результатами розрахунку її на несучу здатність та тріщиностійкість.

Перелік графічного матеріалу (за потреби):

→ архітектурна частина (розроблений головний та боковий фасади, план підвалу, план першого поверху, наведена експлікація приміщень, розроблений повздовжній та поперечний розрізи промислової будівлі, наведені архітектурні вузи) – 3 аркуші формату А1;

→ розрахунково-конструктивна частина (виконане проектування залізобетонної кесонної плити-облонки КЗС, , залізобетонної центрально стиснутої колони, наведені відповідні специфікації та відомості витрат сталі на кожну конструкцію) – 3 аркуші формату А1;

→ основи і фундаменти (розроблений план монолітних стовпчастих фундаментів, розрахункові схеми, наведені конструктивні вузли, специфікація, розроблений інженерно-геологічний розріз) – 1 аркуш формату А1;

→ організація будівельного виробництва (розроблений будгенплан майданчику забудови, показана схема руху баштового крану, схеми розміщення складських приміщень, під'їзні шляхи, електро- та водопостачання, розроблений мережевий графік зведення промислової будівлі цеху) – 2 аркуші формату А1;

→ технологія будівельного виробництва (розроблена технологічна карта на монтаж кесонної залізобетонної плити-оболонки) – 1 аркуш формату А1.

**Дата видачі завдання “18” грудня 2024 р.**

**Керівник магістерської кваліфікаційної роботи** \_\_\_\_\_ Ігор ЯКОВЕНКО  
(підпис)

**Завдання прийняв до виконання** \_\_\_\_\_ Юрій ОХРИМЕНКО  
(підпис)

## ЗМІСТ

<b>ВСТУП.....</b>	<b>8</b>
<b>1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА.....</b>	<b>9</b>
1.1. Загальна характеристика ділянки.....	9
1.1.1. Географічне положення ділянки. Кліматичні умови.....	9
1.1.2. Містобудівельна ситуація ділянки будівництва.....	9
1.2. Генеральний план та благоустрій ділянки.....	9
1.3. Об’ємно-планувальне рішення.....	10
1.3.1. Характеристика функціонального процесу.....	10
1.3.2. Опис прийнятого рішення та його обґрунтування.....	11
1.4. Конструктивні рішення.....	11
1.4.1. Фундаменти.....	11
1.4.2. Конструкції колон.....	12
1.4.3. Кроквяні конструкції.....	12
1.4.4. Покриття.....	12
1.4.5. Водовідведення з покрівлі.....	12
1.4.6. Підкранові конструкції .....	12
1.4.7. Стіни.....	13
1.4.8. Підлоги.....	13
1.4.9. Зовнішня і внутрішня обробка.....	13
1.5. Теплотехнічний розрахунок покриття.....	14
1.6. Інженерне обладнання будівлі.....	16
1.7. Архітектурно – художнє рішення будівлі.....	17
<b>2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....</b>	<b>18</b>
2.1. Визначення навантажень, що діють на раму .....	18
2.1.1. Навантаження від ваги покриття.....	19
2.1.2. Навантаження від ваги підкранових балок.....	20
2.1.3. Навантаження від власної ваги колон.....	20
2.1.4. Навантаження від ваги стін та вікон.....	20

	5
2.1.5. Снігове навантаження.....	21
2.1.6. Кранові навантаження.....	22
2.1.7. Вітрове навантаження.....	24
2.2. Підготовка даних для розрахунку в ПК «Ліра-САПР».....	25
2.3. Розрахункові зусилля в елементах.....	26
2.4. Розрахунок колони середнього ряду.....	31
2.4.1. Матеріали для проектування.....	31
2.4.2. Розрахунок надкранової частини колони.....	31
2.4.3. Розрахунок підкранової частини колони.....	34
2.4.4. Розрахунок кранової консолі.....	37
<b>3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....</b>	<b>38</b>
3.1. Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика .....	38
3.2. Похідні фізичні характеристики ґрунтів. Назва ґрунтів.....	39
3.3. Розрахункові характеристики ґрунтів.....	42
3.4. Проектування пальових фундаментів.....	46
3.5. Навантаження на фундамент.....	46
3.6. Визначення несучої здатності палі та кількості паль.....	47
3.7. Підбір дизель-молота для забивки палі.....	50
<b>4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....</b>	<b>52</b>
4.1. Визначення термінів будівництва, перелік робіт і заходи до періоду зведення будівлі цеху.....	53
4.2. Визначення трудомісткості .....	54
4.2.1 Підрахунок обсягів та трудомісткості робіт.....	54
4.2.2. Методика виконання робіт.....	54
4.3. Вибір монтажних механізмів.....	57
4.4. Складання технологічної карти.....	58
4.4.1 Область застосування.....	58
4.4.2. Техніко-економічні показники.....	63
4.4.3. Матеріально-технічні ресурси.....	63
<b>5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....</b>	<b>67</b>

	6
5.1. Побудова сіткового графіку будівництва.....	67
5.2. Проектування буд генплану.....	68
5.2.1. Опис генплану.....	69
5.2.2. Визначення потреби у інвентарних будинках.....	70
5.2.3. Розрахунок площі складів.....	71
5.2.4. Розрахунок водопостачання.....	72
5.2.5. Розрахунок електрозабезпечення будівельного майданчика.....	74
5.2.6. Техніко-економічні показники генплану.....	75
<b>6. ОХОРОНА ПРАЦІ.....</b>	<b>77</b>
6.1. Система управління охороною праці на підприємстві.....	77
6.2. Охорона праці та пожежна безпека на будівельному майданчику.....	81
6.3. Заходи з охорони праці.....	83
6.3.1. Заходи з охорони праці при виконанні земляних робіт.....	83
6.3.2. Заходи з охорони праці при виконанні монтажних робіт.....	86
6.3.3. Заходи з охорони праці при виконанні бетонних та залізобетонних робіт.....	86
6.4. Розрахунок прожекторного освітлення.....	90
<b>7. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА.....</b>	<b>93</b>
7.1. Огляд-аналіз конструювання конструкції залізобетонної склепінчастої КЗС, розмірами 3×18 м.....	93
7.2. Вибір класів арматури і бетону . Підрахунок навантажень .....	93
7.3. Розрахунок конструкції залізобетонної склепінчастої за загальною несучою здатністю та стійкістю.....	96
7.4. Геометрична будова верхньої поверхні склепінчастої залізобетонної конструкції, і зміна її товщини на при опорних ділянках .....	97
7.5. Торцеве армування та анкери повздовжньої робочої арматури.....	98
7.6. Характеристика попереднього напруження арматури і зусиль стиску бетону .....	99
7.7. Розрахунок несучої здатності перерізів, похилих до повздовжньої осі склепінчастої конструкції та поперечної сили.....	110

7.8. Визначення значень згинаючого навантаження для розрахунку конструкції в поперечному напрямку між діафрагмами.....	102
7.9. Підбір перерізу арматури конструкції залізобетонної склепінчастої оболонки покриття.....	104
<b>ВИСНОВКИ.....</b>	<b>109</b>
<b>СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....</b>	<b>110</b>
<b>ДОДАТКИ.....</b>	<b>117</b>

## ВСТУП

У відповідності до завдання на виконання магістерської кваліфікаційної роботи, необхідно запроектувати одноповерхову будівлю цеху із виготовлення залізобетонних конструкцій, який обладнаний крановим устаткуванням.

Площа ділянки під будівництво становить 3,321 га. Благоустрій території передбачається проектування нових паркових доріжок з асфальтобетонним покриттям, а також з влаштуванням майданчика для відпочинку. Під'їзди до будівлі мають ширину 12 м та 4 м і влаштовуються з асфальтобетонного покриття. При озелененні ділянки передбачається посадка нових насаджень та дерев, які не перешкоджатимуть нормальній експлуатації споруди, руху людей та транспорту. На території будівництва влаштовані квітники та місця для очікування та відпочинку.

Головний фасад будівлі виходить на південь. Генеральний план благоустрою і озеленення з відомостями будівель і споруд, елементів озеленення та малих архітектурних форм, та ситуаційна схема наведена на 1-му аркуші креслення.

У проєкті передбачається виконання аналітичних розрахунків поперечної рами у залізобетонному каркасі, центрально стиснутої колони, конструкції покриття склепіння. Розглянутий монолітний стовпчастий фундамент під залізобетонну колону із відповідними інженерно-геологічними умовами ділянки забудови.

## 1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

### 1.1 Загальна характеристика ділянки

#### 1.1.1 Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

Ділянка під будівництво заводу залізобетонних конструкцій розміщена в південно-східній частині Тернопільської області.

Клімат Тернопільщини - помірно-континентальний [5].

Переважаючий напрямок вітрів північно-західні – в літній період, та південно-східні – в зимній. Графічне зображення рози вітрів – на листі 1 креслень.

Середньорічна температура повітря в місті дорівнює  $+6,9^{\circ}\text{C}$ .

Найбільша мінімальна температура січня дорівнює  $-24^{\circ}\text{C}$ .

Середня максимальна температура липня дорівнює  $+24,1^{\circ}\text{C}$ .

Найтеплішим місяцем для міста є липень, найхолоднішим – січень.

Середньомісячна відносна вологість повітря:

- найбільш холодного місяця – 81%;
- найбільш спекотного місяця – 56%.

Кількість опадів за рік – 678 мм.

Сніговий район – IV [5].

Вітровий район – IV [5].

Характеристичні значення навантажень:

- вітрове навантаження –  $W_0 = 520 \text{ Па}$ ;
- снігове навантаження –  $S_0 = 1390 \text{ Па}$ .

Максимальна з середніх швидкостей вітру по румбах за січень – 5,1 м/с.

#### 1.1.2 Містобудівельна ситуація ділянки будівництва

Даний район на якому розміщена ділянка для будівництва характеризується забудовою рівнинної поверховості [4].

Під час будівництва передбачається влаштування нових проїздів, які б з'єднували територію даного об'єкту будівництва з вул. Оранжевською.

Проїзна частина вулиці має асфальтобетонне мощення, яке знаходиться в задовільному стані.

Ділянка частково озеленена трав'яними, чагарниковими та кущовими насадженнями.

## 1.2 Генеральний план та благоустрій ділянки

Техніко-економічні показники по генеральному плану наведені в табл. 1.1.

Розрахунок коефіцієнтів забудови та озеленення [11]:

Коефіцієнт забудови = площа забудови / площа ділянки,  
коефіцієнт забудови = 7344 / 33210 = 0,22.

Коефіцієнт озеленення = площа озеленення / площа ділянки,  
коефіцієнт озеленення = 8880 / 33210 = 0,267.

Таблиця 1.1

Техніко-економічні показники по генеральному плану [4]

1	Площа ділянки	м <sup>2</sup>	33210
2	Площа забудови	м <sup>2</sup>	7344
3	Площа асфальтування та іншого твердого покриття	м <sup>2</sup>	16986
4	Площа озеленення	м <sup>2</sup>	8880
5	Коефіцієнт забудови		0,22
6	Коефіцієнт озеленення		0,267
7	Довжина огороження	м	750

## 1.3 Об'ємно-планувальне рішення

### 1.3.1 Характеристика функціонального процесу

На території цеху залізобетонних конструкцій знаходяться:

- адміністративно-побутовий корпус;
- електропідстанція;
- склад цементу;
- склад арматури;
- склад готової продукції.

Цех включає в себе такі основні виробничі відділення [4]:

- бетонозмішувальний вузол (432 м<sup>2</sup>);
- арматурний цех (754 м<sup>2</sup>);
- цех виготовлення пустотних плит перекриття (1160 м<sup>2</sup>);
- цех виготовлення колон та ригелів (1160 м<sup>2</sup>);
- склад арматури (110 м<sup>2</sup>);
- склад готової продукції (864 м<sup>2</sup>).

Споруда, що проектується призначення для відпуску та часткового складування готової продукції заводу залізобетонних виробів.

Зв'язок із складами готової продукції здійснюється за допомогою автомобільного транспорту, шляхами шириною 12 м. Всі виготовлені конструкції та вироби транспортують в склад готової продукції цеху залізобетонних конструкцій, звідки продукцію відправляють безпосередньо на склади.

Розвантаження та складування здійснюється мостовими кранами, вантажопідйомністю 15т.

### **1.3.2 Опис прийнятого рішення та його обґрунтування**

Дана будівля має в плані прямокутну форму з розмірами:

- в осях 1-21 120 м;
- в осях А-К 48 м;
- в осях Б-К 36 м;

і має такі об'ємно-планувальні рішення:

- за кількістю поверхів – одноповерхова;
- за наявністю підйомно-транспортного устаткування – кранове;
- по конструктивних схем покриттів – каркасно-площинна;
- по системі опалення – опалювана;
- за системою освітлення – природну;
- вантажопідйомність крана – 15 т;
- проліт будівлі – 18 м;
- крок колон – 6 м;
- висота будівлі – 14,85 м (висота бетонозмішувального вузла – 20,85 м);

Група основних виробничих процесів по санітарним характеристикам – Пв.

Крім того, даний цех оснащений воротами, які складають єдину комунікаційних систему, що відкриває доступ рейковому транспорту як в саму будівлю, так і за його межі.

Також із зворотного боку будівлі знаходяться два під'їзди до цеху, забезпечують доступ вантажно-розвантажувального транспорту в цех, які дозволяють безперешкодно переміщатися робочого персоналу та техніки всередині будівлі.

## **1.4 Конструктивні рішення**

### **1.4.1 Конструкції фундаментів**

Фундаменти – стовпчасті монолітні залізобетонні, під спарені колони індивідуального виготовлення з урахуванням характеристик [6].

Бетон, який використовується для монолітних конструкцій:

- по класу міцності С25/30 [1];
- по класу морозостійкості F200 [2];

Гідроізоляція фундаменту – вимощення з асфальтобетону (класу міцності С12/15) по периметру будівлі,  $h = 30$  мм на ущільненому щебені  $h = 100$  мм. Горизонтальна гідроізоляція передбачена на позначці 0.000  $h = 30$  мм з цементно-піщаного розчину 1:2.

#### **1.4.2 Конструкції колон**

Колони прийняті суцільного перерізу [35]. До крайніх колон із зовнішнього боку примикає стінове огородження. Фахверкові колони встановлюються в торцях будівлі. Довжину фахверкових колон приймають на 100 мм меншими основних колон, щоб утворити необхідний зазор між їх оголовком і нижнім поясом кроквяних конструкцій.

Колона для будівлі, обладнаного мостовими кранами, складається з двох частин: надкранової і підкранової. Надкранова частина служить для обпирання несучої конструкції покриття. Підкранова частина сприймає навантаження від верхньої частини колони, а також від підкранових балок, які опираються на консолі колон, і передає його на фундамент.

У кваліфікаційні роботи запроєктовані залізобетонні колони по серії 1.424.1-5.

#### **1.4.3 Кроквяні конструкції**

Кроквяні конструкції перекривають проліт і безпосередньо сприймають навантаження від конструкції покрівлі.

У проекті використані залізобетонні плити КЗС, прольотом 18 м [27 та ін.].

По колонам в повздовжньому напрямку влаштовуються шестиметрові підкрукв'яні конструкції . По цим конструкціям монтуються панелі КЗС .

#### **1.4.4 Покриття**

Панель КЗС покривається утеплювачем з пінобетону, замонолічується цементним розчином і покривається рулонним килимом . Захисний шар покрівлі прийнятий з чистого сухого гравію . Пароізоляція наноситься на панель КЗС перед покриттям її утеплювачем .

#### **1.4.5 Водовідведення з покрівлі**

Водовідведення з покрівлі передбачене внутрішнє, оскільки є найбільш надійним способом відведення води. Система внутрішнього водопроводу складається з водозбірних воронок, водовідвідних труб, стояків підпільних водопроводів та випусків в стічну каналізацію.

#### **1.4.6 Підкранові конструкції**

Підкранові балки слугують для монтажу на них кранових шляхів по яких пересувається кран, а також в якості в'язей будівлі для збільшення її жорсткості [35]. У торцях підкранових балок встановлюється крановий упор. Кріплення підкранової балки до консолі колони виконуються на анкерних болтах, пропущених крізь опорний лист, попередньо приварений до опорної пластини, а до колони – шляхом приварювання вертикального листа до закладних деталей. Болтові з'єднання після рихтування заварюються. Рейка укладається на пружній прокладці товщиною 8-10 мм із прогумованої тканини з обох сторін і закріплюється парними лапками на болтах.

Залізобетонні підкранові балки застосовуються в будівлях з мостовими кранами вантажопідйомністю до 30 т з кроком колон 6 і 12 м. В даному проекті використано 6 м підкранові балки двотаврового перерізу.

#### **1.4.7 Стіни**

Зовнішні стіни запроектовані з плоских керамзитобетонних панелей товщиною 250мм, висотою 1200 та 1800 мм , довжиною в повздовжньому напрямку 6 м .

#### **1.4.8 Підлоги**

Підлога в промисловій будівлі, що проектується [3]:

- асфальтобетонні підлоги запроектовані в цехах виготовлення конструкцій в складських відділеннях. Вони мають ряд переваг, такі підлоги водонепроникні, важко спалити, неслизькі, малошумні і здатні витримувати великі навантаження. Так само порівняно не дорогі і легкі в ремонті. З недоліків, погана стійкість до мінеральних речовин і неможливість їх влаштування в гарячих цехах.

- метало-бетонні підлоги запроектовані в арматурному цеху. Для збільшення міцності покриття підлоги на стирання, в неї додають сталеву стружку крупністю до 5 мм. Такі підлоги вологостійкі, мають високу ударну несуча здатність на стирання, стійкі до мінеральних масел.

#### **1.4.9 Зовнішня і внутрішня обробка**

Зовнішня сторона будівлі забарвлюється перхлорвініловою фарбою, яка поставляється в готовому вигляді. Фарби наносять валиком або фарборозпилувачем на попередньо підготовлені поверхні. Вони швидко висихають і утворюють міцну водостійку поверхню. Її використовують як для фарбування бетону, так і для цегли попередньо оштукатуреної цементно-піщаним розчином, товщиною 20 мм. Для фарбування віконних і дверних

блоків, труб, виробничого обладнання використовують алкідно-стирольні емалеві фарби. Металеві поверхні попередньо ґрунтують.

### 1.5 Теплотехнічний розрахунок покриття

1. Район будівництва: *Тернопільська область*
2. Призначення будівлі: *промислова будівля* [3].
3. Конструкція покриття наведена на рис. 1.1.

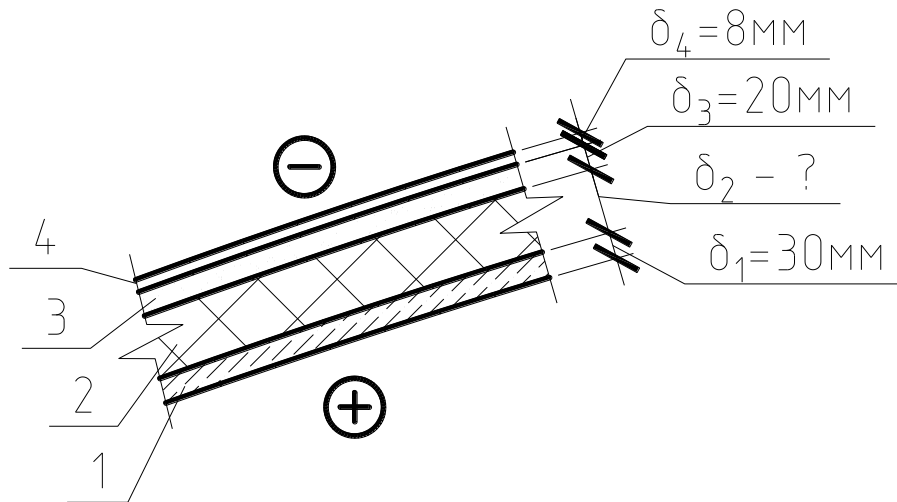


Рис.-1 – Розрахункова схема покриття

### Розрахунок

1. Район будівництва знаходиться в I температурній зоні [5, дод. В].

Розрахункові значення температури й вологості повітря в приміщеннях житлового будинку дорівнюють  $t_{в}=16^{\circ}\text{C}$  та  $\varphi_{в}=55\%$ , відповідно до [5, додаток Г, табл. Г.2].

3. Вологісний режим – нормальний. Визначається залежно від відносної вологості  $\varphi_{в}$  і температури внутрішнього повітря  $t_{в}$  за [5, додаток Г, табл. Г.1].

4. Умови експлуатації - Б [5, додаток К].

Значення теплотехнічних характеристик матеріалів шарів стіни визначаємо за [5, дод. Л] і записуємо в табл. 2.2.

Мінімально допустиме значення опору теплопередачі конструкції покриття промислової будівлі визначається залежно від температурної зони (перша), вологісного режиму приміщень (нормальний) та теплової інерції

конструкції D. Приймаємо його попередньо рівним  $R_{qmin}=2,2\text{ м}^2\cdot\text{К}/\text{Вт}$  [10, табл. 2].

Таблиця 1.2

Розрахункові теплофізичні характеристики матеріалів шарів стін

№ шару	Найменування матеріалу шару	Густина $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Товщина шару, $\delta$ , м	Розрахункові коефіцієнти		Термічний опір шару, $R = \delta / \lambda$ , м <sup>2</sup> ·К/Вт
				Тепло-провідності $\lambda$ , Вт/(м·К)	Тепло-засвоєння $s$ , Вт/(м <sup>2</sup> ·К)	
1.	Плита типу КЗС (залізобетон)	2500	0,03	2,04	18,95	0,015
2.	утеплювач (пінобетон)	200	0,11	0,074	1,08	1,49
3.	стяжка (цементно-піщана)	1600	0,020	0,81	9,76	0,025
4.	Чотири шари руберойду*	600	0,008	0,17	3,53	0,047

\* - верхній шар броньований руберойд.

Визначимо товщину утеплювача, за якої опір теплопередачі конструкції відповідатиме нормативній вимозі [21] :

$$R_{q,\min} = \frac{1}{\alpha_6} + R_1 + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + R_3 + R_4 + \frac{1}{\alpha_3} \Rightarrow \delta_2 = (R_{q,\min} - (\frac{1}{\alpha_6} + R_1 + R_3 + R_4 + \frac{1}{\alpha_3})) \cdot \lambda_2$$

$$\alpha_3 = 8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}, \quad \alpha_6 = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}} \text{ згідно [10, додаток E]}$$

$$\delta_2 = (2,2 - (\frac{1}{8,7} + 0,015 + 0,025 + 0,047 + \frac{1}{23})) \cdot 0,074 = 0,144 \text{ (м)}$$

Приймаємо товщину утеплювача  $\delta_2 = 0,15$  м. Тоді його термічний опір дорівнюватиме [21]

$$R_3 = \frac{0,15 \text{ (м)}}{0,074 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}} = 2,03 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$$

Отримані значення заносимо у табл. 2.2.

Обчислюємо теплову інерцію огорожувальної конструкції:

$$D = R_1 \cdot s_1 + R_2 \cdot s_2 + R_3 \cdot s_3 + R_4 \cdot s_4 = 0,015 \cdot 18,95 + 2,027 \cdot 1,08 + 0,025 \cdot 9,76 + 0,047 \cdot 3,53 = 2,88 > 1,5$$

Отже, мінімально допустиме значення опору теплопередачі покриття не

відповідає прийнятому, за [5, табл. 2] приймаємо значення  $R_{qmin}$  при умові

$D \geq 1,5$  тоді  $R_{qmin} = 1,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$ . Виконаємо перерахунок.

$$\delta_2 = (1,7 - (\frac{1}{8,7} + 0,015 + 0,025 + 0,047 + \frac{1}{23})) \cdot 0,074 = 0,107 \text{ (м)}$$

Приймаємо товщину утеплювача  $\delta_2 = 0,11 \text{ м}$ . Тоді його термічний опір дорівнюватиме

$$R_3 = \frac{0,11 \text{ (м)}}{0,074 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}} = 1,49 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$$

Отримані значення заносимо в табл. 2.2.

Обчислюємо теплову інерцію огорожувальної конструкції [21]:

$$D = R_1 \cdot s_1 + R_2 \cdot s_2 + R_3 \cdot s_3 + R_4 \cdot s_4 = 0,015 \cdot 18,95 + 1,487 \cdot 1,08 + 0,025 \cdot 9,76 + 0,047 \cdot 3,53 = 2,3 > 1,5$$

Отже, мінімально допустиме значення опору теплопередачі покриття дійсно дорівнює  $R_{qmin} = 1,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$

Опір теплопередачі конструкції покриття  $R_\Sigma$  розраховуємо за формулою:

$$R_\Sigma = \frac{1}{\alpha_6} + R_1 + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + R_3 + R_4 + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{8,7} + 0,015 + 1,49 + 0,025 + 0,047 + \frac{1}{23} = 2,247 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$$

Оскільки  $R_\Sigma = 2,24 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} > R_{q,min} = 2,2 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$  то умова  $R_\Sigma \geq R_{q,min}$  [10, табл. 2,]

виконується.

## 1.6 Інженерне обладнання будівлі

Електропостачання – здійснюється за допомогою заземленого мідного кабелю у гумовій ізоляції в поліхлорвінілових трубах, які покладені на стінах будівлі в спеціальних коробах. Для підключення електропобутових приладів на висоті 0,4-0,9 м від підлоги розташовані електророзетки. Електропостачання передбачається від діючої трансформаторної підстанції, яка розташована поблизу будівлі.

Опалення – централізоване з нижнім розведенням. Як теплоносій застосовується вода.

Вентиляція – прийнята природна витяжна система вентиляції [23].

Водопровід і каналізація – підключені до водопроводу та каналізації існуючих мереж міста, які проходять поблизу будівлі.

Телефонізація – внутрішня відкрита мережа. Передбачено телефонізацію всіх цехів, кабінетів працівників АПК.

## **1.7 Архітектурно – художнє рішення будівлі**

Тектоніка будівлі утворюється вертикальними швами між стіновими панелями. Наявність ребер і западин у зовнішній обшивці панелей підсилює загальний вираз легкості панельних стін [33].

Принцип художнього контрасту знайшов вираз у пофарбуванні ділянок стін, за якими в будівлі виділяється світло-оранжевий колір тинькування.

## 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

### 2.1. Визначення навантажень, що діють на раму

Довжина будівлі  $A = 120$  м.

Проліт рами  $L = 18$  м.

Кількість прольотів  $n = 2$ .

Крок колон  $B = 6$  м.

Висота до низу кроквяних конструкцій  $H = 12$  м.

Вантажопідйомність крану  $Q = 15$  т.

Район будівництва – Тернопільська область.

Підкроквяна конструкція – безроскісна ферма.

Плити покриття типу КЗС  $3 \times 18$  м

Будівля опалюється.

Таблиця 2.1

Характеристики мостового крану [35]

Вантажопідйомність крану $Q$ , т	Проліт крану $L_{к}$ , м	Габаритні розміри, мм			Характ. навант. від колеса крану $F_{max}$ , кН	Маса, т		Тип кранової рейки
		ширина $B_{к}$	база $K$	висота $H_{к}$		візка $G_{в}$	крану з візком $G_{к}$	
15	16,5	6300	4400	2400	195	8,5	28,5	КР-70

### Постійні навантаження

#### 2.1.1 Навантаження від ваги покриття

Призначаємо конструкцію покриття і обчислюємо навантаження на  $1 \text{ м}^2$ , при цьому враховуємо коефіцієнт надійності за призначенням будівлі  $\gamma_n = 0,95$ . Обчислюємо вагу  $1 \text{ м}^2$  покриття в табличній формі (табл. 2.2).

Обчислюємо величину повздовжньої сили, що діє на колону середнього ряду:

$$G_1^B = g_m \cdot L \cdot a + G_{пкф} \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 3,19 \cdot 18 \cdot 6 + 110 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 459,47 \text{ кН.}$$

крайнього ряду:

$$G_1^A = g_m \cdot L \cdot a + G_{\text{пкф}} \cdot \gamma_{\text{fm}} \cdot \gamma_n = (3,19 \cdot 18 \cdot 6) / 2 + 110 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 287,21 \text{ кН.}$$

$G_{\text{пкф}} = 110 \text{ кН}$  – вага підкрівляної ферми

Таблиця 2.1

### Навантаження на 1 м<sup>2</sup> покриття

№ з/п	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кПа	Розрахункові навантаження, кПа			
			експлуатаційне		граничне	
			коефіцієнт надійності $\gamma_{fe}$	значення	коефіцієнт надійності $\gamma_{fm}$	значення
1.	Захисний шар гравію на бітумній мастиці (t=10мм, $\rho=12 \text{ кН/м}^3$ )	0,12	1,0	0,12	1,3	0,156
2.	Чотири шари руберойду на бітумній мастиці	$0,006 \cdot 4 \cdot 6 = 0,144$	1,0	0,144	1,3	0,187
3.	Стяжка з цементно-піщаного розчину (t=15мм, $\rho=16 \text{ кН/м}^3$ )	0,24	1,0	0,24	1,3	0,312
4.	Утеплювач – пінобетон (t=110мм, $\rho=2 \text{ кН/м}^3$ )	0,22	1,0	0,22	1,3	0,286
5.	Пароізоляція	$0,006 \cdot 1 \cdot 6 = 0,036$	1,0	0,036	1,3	0,047
6.	Плити покриття	2,0	1,0	2,0	1,1	2,2
Всього			$g_e =$	2,76	$g_m =$	3,19

#### 2.1.2 Навантаження від ваги підкранових балок

Навантаження від ваги підкранових балок знаходимо за формулою [26]

$$F_2 = G_{\text{п.б}} \cdot \gamma_{\text{fm}} \cdot \gamma_n + q_{\text{кр.ш}} \cdot a \cdot \gamma_{\text{fm}} \cdot \gamma_n = 42 \cdot 1,1 \cdot 0,95 + 0,527 \cdot 6 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 47,05 \text{ кН.}$$

Ексцентриситет прикладення сили  $F_2$  до колон крайнього ряду:

$$e_2^A = 380 \text{ мм.}$$

Ексцентриситет прикладення сили  $F_2$  до колон середнього ряду:

$$e_2^B = 750 \text{ мм.}$$

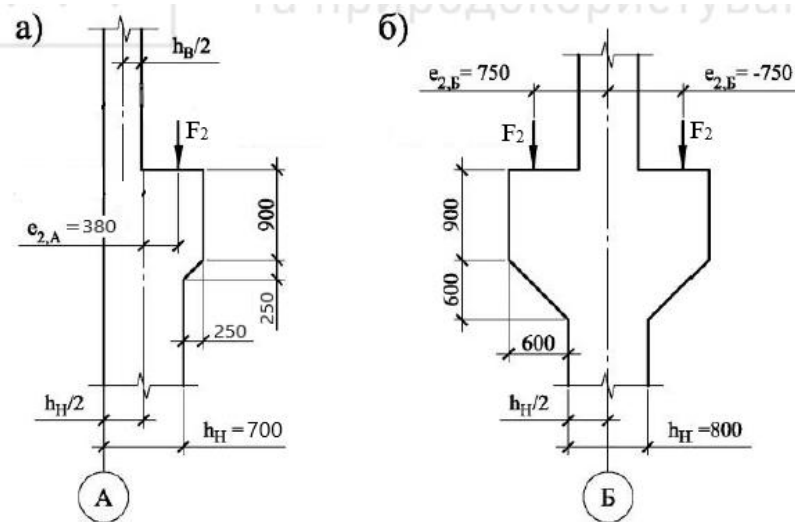


Рис. 2.1 Ексцентриситети прикладання сил від ваги підкранових балок

### 2.1.3 Навантаження від власної ваги колон

Розміри середньої колони [35]:

- надкранова вітка – 0,38x0,4 м,
- підкранова вітка 0,8x0,4 м,
- об'єм консолі (див. рис. 3.7)

$$V_{к,А} = (0,9 \cdot 0,8 \cdot 0,4 + 0,5 \cdot 0,25 \cdot 0,25 \cdot 0,4) = 0,26 \text{ м}^3.$$

$$V_{к,Б} = 2 \cdot (0,9 \cdot 0,8 \cdot 0,4 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 0,6 \cdot 0,4) = 0,65 \text{ м}^3.$$

$$F_{к,А} = 0,26 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 6,8 \text{ кН}$$

$$F_{к,Б} = 0,65 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 17,0 \text{ кН}$$

Навантаження від ваги колон крайнього та середнього рядів задаються автоматично при розрахунку в ПК «Ліра-САПР».

Зміщення геометричних осей верхньої та нижньої частин колони середнього ряду становить  $e_3^A = 0$ .

### 2.1.4. Навантаження від ваги стін та вікон

На рис. 2.1 показано розкладку стінових панелей та вікон. Навантаження від навісних стінових панелей та віконних блоків передаються на колони в місцях опирання їх на опорні столики, які кріпляться до закладних деталей колон. Умовно вважаємо, що нижня панель також опирається на колону.

Обчислюємо вагу стінових панелей та віконних блоків, які діють на надкранову (верхню) вітку колони:

$$G_{C.П.1} = (H_{ст} \cdot a \cdot t_{ст} \cdot \rho_{ст} (10) \cdot \gamma_{fm}) \cdot \gamma_n = (3,6 \cdot 6 \cdot 0,25 \cdot 12 \cdot 1,2) \cdot 0,95 = 73,9 \text{ кН.}$$

$$G_{C.П.2} = (H_{ст} \cdot a \cdot t_{ст} \cdot \rho_{ст} (10) \cdot \gamma_{fm} + H_{вік} \cdot a \cdot g_{вік} \cdot \gamma_{fm}) \cdot \gamma_n = \\ = (2,4 \cdot 6 \cdot 12 \cdot 0,25 \cdot 1,2 + 1,2 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,1) \cdot 0,95 = 53,01 \text{ кН}$$

Вага стінових панелей та віконних блоків на підкранову (нижню) вітку колони:

$$G_{C.П.3} = (H_{ст} \cdot a \cdot t_{ст} \cdot \rho_{ст} (10) \cdot \gamma_{fm} + H_{вік} \cdot a \cdot g_{вік} \cdot \gamma_{fm}) \cdot \gamma_n = \\ = (1,2 \cdot 6 \cdot 0,25 \cdot 12 \cdot 1,2 + 6 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 1,1) \cdot 0,95 = 43,43 \text{ кН.}$$

Ексцентриситети дії цих зусиль по відношенню до осі верхньої та нижньої частини колони становлять:

$$e_4^e = \frac{h_e + t_{cm}}{2} = \frac{500 + 250}{2} = 375 \text{ мм,}$$

$$e_4^н = \frac{h_n + t_{cm}}{2} = \frac{800 + 250}{2} = 525 \text{ мм.}$$

## Тимчасові навантаження

### 2.1.5 Снігове навантаження

Розрахункове граничне навантаження від снігу становить [5]

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,04 \cdot 1,39 \cdot 1 = 1,45 \text{ кПа,}$$

де  $\gamma_{fm} = 1,04$  – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням;

$S_0 = 1,39$  кПа характеристичне значення снігового навантаження, згідно району будівництва;

$C$  – коефіцієнт, що визначається за формулою

$$C = \mu C_e C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

де  $\mu = 1$  - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю,

$C_e = 1$  - коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі,

$C_{alt} = 1$  - коефіцієнт географічної висоти,

Розрахунково гранична величина сили від ваги снігу, що діє на колону крайнього ряду становить:

$$F_s = 0,5 \cdot L \cdot a \cdot S_m = 0,5 \cdot 18 \cdot 6 \cdot 1,45 = 78,3 \text{ кН.}$$

середнього ряду становить:

$$F_s = L \cdot a \cdot S_m = 18 \cdot 6 \cdot 1,45 = 156,6 \text{ кН.}$$

Місце прикладення сил  $F_s$  співпадає з  $F_1$ . На середню колону діє сила  $2F_s$ .

Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження обчислюється за формулою:

$$S_p = (0,4S_0 - \bar{S})C = (0,4 \cdot 1,39 - 0,16) \cdot 1 = 0,396 \text{ кПа.}$$

### 2.1.6. Кранові навантаження

У розрахунку враховуємо дію двох кранів в кожному прольоті. Вертикальний тиск від кранів обчислюємо за допомогою ліній впливу (рис. 2.3).

Сума ординат ліній впливу

$$\Sigma y = y_1 + y_2 + y_3 = 1 + 0,783 + 0,167 = 1,95$$

Тиск кранів на колону знаходимо за наступними формулами

$$F_{0,\max} = F_{\max} \cdot \Sigma y = 195 \cdot 1,95 = 380,25 \text{ кН,}$$

$$\text{де } F_{\max} = 195 \text{ кН}$$

$$F_{0,\min} = F_{\min} \cdot \Sigma y = 92,5 \cdot 1,95 = 180,4 \text{ кН.}$$

$$\text{де } F_{\min} = \frac{V + G_k}{2} - F_{\max} = \frac{150 + 285}{2} - 125 = 92,5 \text{ кН.}$$

Гранично розрахункові значення:

$$F_{m,\max} = \gamma_{fn} \cdot \psi \cdot F_{0,\max} \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 380,25 \cdot 0,95 = 337,8 \text{ кН,}$$

$$F_{m,\min} = \gamma_{fn} \cdot \psi \cdot F_{0,\min} \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 180,4 \cdot 0,95 = 160,24 \text{ кН.}$$

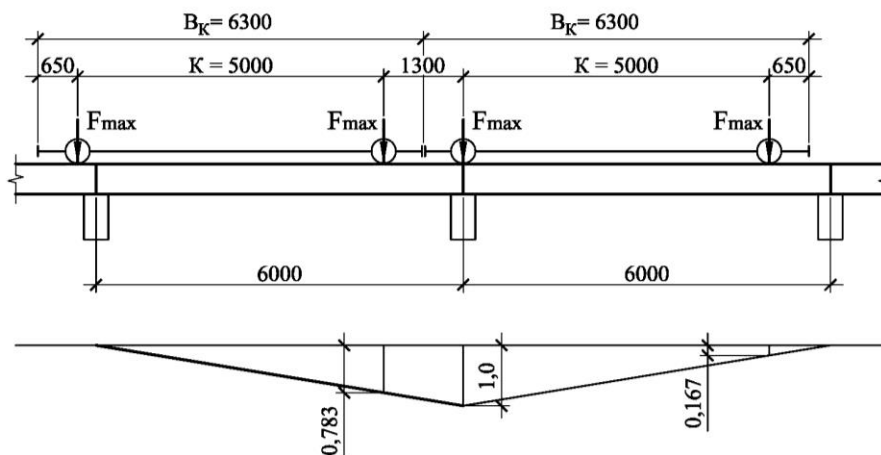


Рис. 2.2 Лінії впливу

Характеристичне значення вертикального навантаження від одного крану без вантажу рівне:

$$F_{01}^{\Pi} = F_{min} \cdot \sum y_i = 92,5 \cdot 1,167 = 107,95 \text{ кН.}$$

де  $\sum y_i = y_1 + y_3 = 1,0 + 0,167 = 1,167$  - сума ординат ліній впливу для одного крану (рис. 3.7).

Квазіпостійне розрахункове значення вертикального навантаження визначаємо за формулою

$$F_p = F_{01}^{\Pi} \cdot \gamma_n = 107,95 \cdot 0,95 = 102,55 \text{ кН.}$$

Характеристичні значення горизонтального навантаження спрямованого поперек кранового шляху для одного колеса крану:

$$H_k = 0,1 \cdot F_{max} + \frac{\alpha(F_{max} - F_{min}) \cdot L_k}{K} = 0,1 \cdot 195 + \frac{0,1 \cdot (195 - 92,5) \cdot 16,5}{4,4} = 57,94 \text{ кН,}$$

$$H_{c,max} = 0,1 \cdot F_{max} = 0,1 \cdot 195 = 19,5 \text{ кН;}$$

$$\text{або } H_{c,min} = 0,1 \cdot F_{min} = 0,1 \cdot 92,5 = 9,25 \text{ кН;}$$

Значення бічної сили  $H_{01}$ , яка діє на колону та відповідає їй граничне розрахункове значення горизонтального навантаження  $H_m$  визначаємо для:

- першого варіанту розташування бічних сил

- на праву колону діє

$$H_{01,n} = H_k - y_3 \cdot H_k = 57,94 - 0,167 \cdot 57,94 = 48,26 \text{ кН,}$$

$$H_{m,n} = \gamma_{fm} \cdot H_{01,n} \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 48,26 \cdot 0,95 = 50,43 \text{ кН,}$$

- на ліву колону діє

$$H_{01,n} = H_{c,max} + y_3 \cdot H_{c,max} = 19,5 + 0,167 \cdot 19,5 = 22,76 \text{ кН,}$$

$$H_{m,n} = \gamma_{fm} \cdot H_{01,n} \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 22,76 \cdot 0,95 = 23,78 \text{ кН;}$$

- другого варіанту розташування бічних сил

- на праву колону діє

$$H_{01,\Pi} = H_{c,max} - y_4 \cdot H_k = 19,5 - 0,167 \cdot 57,94 = 9,82 \text{ кН;}$$

$$H_{m,\Pi} = \gamma_{fm} \cdot H_{01,\Pi} \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 9,82 \cdot 0,95 = 10,26 \text{ кН;}$$

- на ліву колону діє

$$H_{01,\text{л}} = H_k + y_4 \cdot H_{c,max} = 57,94 + 0,167 \cdot 19,5 = 61,20 \text{ кН;}$$

$$H_{m,l} = \gamma_{fm} \cdot H_{01,l} \cdot \gamma_n = 1,1 \cdot 61,2 \cdot 0,95 = 63,95 \text{ кН};$$

Для подальших розрахунків вибираємо перший варіант розташування бічних сил, як найбільш не вигідний. При цьому сили  $H_{m,l}$  та  $H_{m,r}$  можуть бути прикладені

як до одного прольоту, так і до іншого, крім того їх знак також може змінюватись на протилежний.

Місце прикладання сил  $F_m$  співпадає з силою  $G_2$ , а горизонтальні гальмівні зусилля  $H_m$  прикладені до колони на рівні верху підкранової балки, що має висоту  $H_{пз} = 1,5 \text{ м}$

### 2.1.7. Вітрове навантаження

Інтенсивність тиску вітру обчислюємо за формулою [5]:

$$W_m = \gamma_{fm} \cdot W_0 \cdot C \cdot a \cdot \gamma_n,$$

де  $W_0$  - характеристичне значення вітрового тиску,  $W_0 = 0,52 \text{ кПа}$ ;

$\gamma_{fm}$  - коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження,  $\gamma_{fm} = 1,035$ ,  $a$  - крок колон,  $a = 6 \text{ м}$ ;

$C$  - коефіцієнт, який визначається за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d,$$

де  $C_{aer}$  - аеродинамічний коефіцієнт, який враховує умови обтікання вітром і залежить від конфігурації поверхні, для навітряних поверхонь (активний тиск)  $C_{aer,1} = 0,8$ , для задвітряних поверхонь (відсос)  $C_{aer,2} = 0,6$ ,

$C_h$  - коефіцієнт висоти споруди, за табл. 9.01 змін №1 до [4]:

- при висоті 5 м -  $C_h = 0,2$ ;

- при висоті 12 м -  $C_h = 0,45$ ;

- при висоті 14,85 м -  $C_h = 0,52$ ;

$C_{alt}$  - коефіцієнт географічної висоти, який враховує висоту  $H$  (в кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря, при  $H < 0,5 \text{ км}$   $C_{alt} = 1$ ;

$C_{rel}$  - коефіцієнт рельєфу, що враховує мікрорельєф місцевості поблизу площадки розташування будівельного майданчика,  $C_{rel} = 1$ ;

$C_{dir}$  - коефіцієнт напрямку, що враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямками вітру,  $C_{dir} = 1$ ;

$C_d$  - коефіцієнт динамічності, що враховує вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду,  $C_d = 1$ ;

Визначаємо тиск вітру на будівлю на позначках 5 м; 8,2 м та 12,0 м з навітряної сторони згідно вище наведених значень коефіцієнтів:

$$C_1 = 0,8 \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,16;$$

$$C_2 = 0,8 \cdot 0,33 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,26;$$

$$C_3 = 0,8 \cdot 0,45 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,36;$$

$$W_1 = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,16 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,49 \text{ кН/м};$$

$$W_2 = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,26 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,8 \text{ кН/м};$$

$$W_3 = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,36 \cdot 6 \cdot 0,95 = 1,1 \text{ кН/м};$$

із завітреної сторони тиск вітру становить:

$$C_1^I = 0,6 \cdot 0,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,12;$$

$$C_2^I = 0,6 \cdot 0,26 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,16;$$

$$C_3^I = 0,6 \cdot 0,36 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,22;$$

$$W_1^I = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,12 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,48 \text{ кН/м};$$

$$W_2^I = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,16 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,49 \text{ кН/м};$$

$$W_3^I = 1,035 \cdot 0,52 \cdot 0,22 \cdot 6 \cdot 0,95 = 0,67 \text{ кН/м}.$$

Обчислюємо величину зосередженої сили, яка діє на рівні верху колони з навітряної сторони:

$$W = \frac{W_2 + W_3}{2} \cdot H = \frac{0,8 + 1,1}{2} \cdot (14,85 - 12,0) = 2,7 \text{ кН}$$

із завітреної сторони:

$$W^I = \frac{W_2^I + W_3^I}{2} \cdot H = \frac{0,49 + 0,67}{2} \cdot (14,85 - 12,0) = 1,65 \text{ кН}$$

## 2.2. Підготовка даних для розрахунку в ПК «Ліра-САПР»

Розрахунок рами виконується за допомогою програмного комплексу «Ліра САПР», тому розрахункову схему компоуємо з врахуванням особливостей комп'ютерного розрахунку [24, 29].

При компоуванні каркасу розроблена конструктивна схема рами, тобто визначені габаритні розміри елементів рами, типи окремих стержнів рами і обраний спосіб вузлових сполучень.

Розрахункову схему рами встановлюємо за конструктивною схемою. У розрахунковій схемі викреслюємо схематичне креслення по геометричних осях стержнів. За геометричну вісь елемента приймаємо лінію, що проходить через центр ваги перерізу. При шарнірних сполученнях ригелів (кроквяних балок) з колонами за геометричну вісь ригеля приймають лінію, що з'єднує верхні кінці колон. Защемлення колон у фундаменті вважаємо жорстким.

Деякі вертикальні навантаження прикладені з ексцентриситетами стосовно геометричних осей колон, тому ці навантаження задаємо за допомогою жорстких вставок (тип жорсткості 3).

Жорсткість елементів [29]

Тип	Назва	Параметри : переріз (см); жорсткість (т/м <sup>2</sup> ); вага (т/м <sup>3</sup> )
1	Брус 40 X 70 (підкранова вітка колони)	R <sub>o</sub> =2,75, E=3e+006, GF=0 B=40, H=70
2	Брус 40 X 50 (надкранова вітка крайньої кол.)	R <sub>o</sub> =2,75, E=3e+006, GF=0 B=40, H=50
3	Брус 40 X 80 (підкранова вітка середньої колони)	R <sub>o</sub> =2,75, E=3e+006, GF=0 B=40, H=80
4	Брус 40 X 60 (надкранова вітка середньої кол.)	R <sub>o</sub> =2,75, E=3e+006, GF=0 B=40, H=60
5	Брус 40 X 40 (жорстка вставка)	R <sub>o</sub> =0, E=3e+017, GF=0 B=40, H=40

### 2.3. Розрахункові зусилля в елементах

Для розрахунку конструкцій використовують сполучення навантажень, які враховують ймовірність одночасної дії декількох навантажень (враховується коефіцієнт сполучення навантажень  $\psi$  згідно п. 4.18 [5]) та вагомість їх впливу. При виборі найневигідніших сполучень навантажень і впливів необхідно керуватись ДБН В.1.2-2 [29].

ПК «Ліра» дозволяє автоматично знайти найбільші зусилля в елементах при різних можливих комбінаціях навантажень, які формуються згідно нормативних документів. Для цього необхідно виконати розрахунок «РСЗ» (Розрахункові сполучення зусиль).

Відношення коефіцієнту надійності гранично розрахункового значення навантаження до експлуатаційно розрахункового складає:

- для постійних та кранових навантажень  $\gamma_{fm} / \gamma_{fe} = 1,1 / 1,0 = 1,1$ ;
- для снігового навантаження  $\gamma_{fm} / \gamma_{fe} = 1,04 / 0,49 = 2,12$   
( $\gamma_{fe} = 0,49$  згідно табл. 8.3 [3]);
- для вітрового навантаження  $\gamma_{fm} / \gamma_{fe} = 1,035 / 0,21 = 4,93$   
( $\gamma_{fe} = 0,21$  згідно табл. 9.3 [15]).

Для постійних навантажень доля квазіпостійних (довготривалих) навантажень складає 1,0,

- для снігових навантажень –  $S_p / S_m = 0,42 / 1,52 = 0,27$ ,
- для вертикальних кранових навантажень –  $F_p / F_{m,max} = 33,26 / 216,51 = 0,16$ ;
- для всіх інших навантажень приймаємо, що це відношення дорівнює 0 (тобто вітрові та горизонтальні кранові навантаження – це змінні короткочасні навантаження).

При виборі гальмівних (горизонтальних кранових) навантажень необхідно вказати, що вони є знакозмінними, тобто можуть змінювати свій знак на протилежний згідно вимог п. 7.6 [16] (вказано «по замовчуванню»).

Параметри «РСЗ» наведені в табл. 2.3.

**Параметри розрахункових сполучень зусиль [24, 29]**

№ завант.	Назва завантаж.	Вид завантаження	Знако-змін.	Взаємо-виключ.	Супітні навант.		Віднош. коеф. надійн.	Доля квазі пост. навантаж.
					#1	#2		
1	Постійні	Постоянная (П)	+				1,100	1,000
2	Сніг	Кратковременная (К)	+				2,120	0,350
3	Кран 1 зліва	Кран (Кр)	+	1	9	10	1,100	0,000
4	Кран 1 справа	Кран (Кр)	+	1	9	10	1,100	0,000
5	Кран 2 зліва	Кран (Кр)	+	2	11	12	1,100	0,000
6	Кран 2 справа	Кран (Кр)	+	2	11	12	1,100	0,000
7	Кран 3 зліва	Кран (Кр)	+	3	13	14	1,100	0,000
8	Кран 3 справа	Кран (Кр)	+	3	13	14	1,100	0,000
9	Гальм 1кран зліва	Тормоз (Т)	+/-	4			1,100	0,000
10	Гальм 1кран справа	Тормоз (Т)	+/-	4			1,100	0,000
11	Гальм 2кран зліва	Тормоз (Т)	+/-	5			1,100	0,000
12	Гальм 2кран справа	Тормоз (Т)	+/-	5			1,100	0,000
13	Гальм 3кран зліва	Тормоз (Т)	+/-	6			1,100	0,000
14	Гальм 3кран справа	Тормоз (Т)	+/-	6			1,100	0,000
15	Вітер справа	Кратковременная (К)	+	7			4,930	0,000
16	Вітер зліва	Кратковременная (К)	+	7			4,930	0,000

Таблиця 2.4

## Зусилля від повних розрахунково граничних навантажень [24]

№ элем	№ сечен	№ столбц	Кран/сейс	Група РС	Критерий	N (кН)	Mк (кН*м)	My (кН*м)	Qz (кН)
6	1	2 -		A1	1	-675.938	0	-0.43355	0.034888
6	1	2 -		A1	2	-816.872	0	-38.4934	3.097561
6	1	2 -		A1	6	-816.872	0	37.48792	-3.01665
6	1	2 -		A1	14	-675.938	0	37.56879	-3.02316
6	1	2 -		A1	18	-816.872	0	-0.51442	0.041395
6	1	2 K		B1	1	-820.147	0	319.2015	-43.576
6	1	2 K		B1	2	-1265.09	0	-330.577	25.30006
6	1	2 K		B1	5	-820.147	0	-319.533	43.60262
6	1	2 K		B1	6	-1265.09	0	329.8184	-25.239
6	1	2 K		B1	13	-1120.88	0	-276.434	50.22213
6	1	2 K		B1	14	-979.944	0	275.934	-50.1819
6	1	2 K		B1	18	-1424.89	0	-0.4351	0.035014
6	1	2 K		B1	24	-1424.89	0	252.5527	-24.466
6	1	2 K		B1	33	-1120.88	0	-238.455	47.16597
6	1	1 K		B1	34	-1013.72	0	-12.2318	-20.3394
6	2	2 -		A1	1	-598.096	0	-0.14747	0.034888
6	2	2 -		A1	2	-739.031	0	-13.0934	3.097561
6	2	2 -		A1	6	-739.031	0	12.75139	-3.01665
6	2	2 -		A1	14	-598.096	0	12.7789	-3.02316
6	2	2 -		A1	18	-739.031	0	-0.17498	0.041395
6	2	2 K		B1	1	-902.103	0	212.6907	-6.07675
6	2	2 K		B1	2	-1043.04	0	-213.227	6.203671
6	2	2 K		B1	5	-902.103	0	-213.2	6.197163
6	2	2 K		B1	6	-1043.04	0	212.6632	-6.07024
6	2	2 K		B1	13	-1043.04	0	135.3874	50.22213
6	2	2 K		B1	14	-902.103	0	-135.558	-50.1819
6	2	2 K		B1	18	-1347.04	0	-0.14801	0.035014
6	2	2 K		B1	24	-1347.04	0	51.93159	-24.466
6	2	2 K		B1	33	-1043.04	0	148.3058	47.16597
6	2	1 K		B1	34	-935.882	0	-179.015	-20.3394
7	1	2 -		A1	1	-486.525	0	-0.14773	0.038876
7	1	2 -		A1	2	-627.465	0	-13.1163	3.451658
7	1	2 -		A1	6	-627.465	0	12.77369	-3.3615
7	1	2 -		A1	14	-486.525	0	12.80125	-3.36875
7	1	1 -		A1	18	-643.125	0	-0.17835	0.046933
7	1	2 -		A1	33	-627.465	0	-0.17529	0.046128
7	1	2 K		B1	1	-486.525	0	119.0255	-44.2764
7	1	2 K		B1	2	-627.465	0	-119.064	44.28653
7	1	2 K		B1	5	-486.525	0	-119.037	44.27927
7	1	2 K		B1	6	-627.465	0	118.9979	-44.2691
7	1	2 K		B1	13	-627.465	0	-92.6901	51.86322
7	1	2 K		B1	14	-486.525	0	92.51968	-51.8184
7	1	2 K		B1	18	-627.465	0	-67.1064	17.65958
7	1	2 K		B1	24	-627.465	0	52.06678	-26.6557
7	1	2 K		B1	33	-627.465	0	-79.7491	48.45768
7	2	1 -		A1	2	-616.07	0	0	0.046933
7	2	2 -		A1	13	-600.41	0	0	3.451658
7	2	2 -		A1	14	-459.47	0	0	-3.36875
7	2	2 -		A1	33	-600.41	0	0	0.046128
7	2	2 K		B1	2	-600.41	0	0	-5.25361
7	2	2 K		B1	13	-600.41	0	0	35.65402
7	2	2 K		B1	14	-459.47	0	0	-35.5473
7	2	2 K		B1	18	-600.41	0	0	17.65958
7	2	2 K		B1	33	-600.41	0	0	32.24849

Таблиця 2.5

## Зусилля від квазіпостійних розрахункових навантажень [24]

№ элем	№ сечен	№ столби	Кран/сейс	Група РС	Критерий	N (кН)	Mк (кН*м)	Mу (кН*м)	Qz (кН)
6	1	1 -	A2		2	-614.489	0	-0.39414	0.031716
6	1	1 -	B2		2	-688.354	0	-0.43652	0.035127
6	1	1 -	B2		34	-614.489	0	-0.39414	0.031716
6	1	2 K	C2		1	-745.588	0	263.344	-37.4548
6	1	2 K	C2		2	-1088.44	0	-273.667	20.83879
6	1	2 K	C2		5	-745.588	0	-263.662	37.48032
6	1	2 K	C2		6	-1088.44	0	273.0311	-20.7876
6	1	2 K	C2		13	-957.337	0	-224.446	43.49522
6	1	2 K	C2		14	-890.858	0	224.0099	-43.4602
6	1	2 K	C2		18	-1233.71	0	-0.36017	0.028984
6	1	2 K	C2		24	-1233.71	0	202.7896	-20.0849
6	1	2 K	C2		33	-957.337	0	-216.742	42.87531
6	1	1 K	C2		34	-921.566	0	-11.1198	-18.4904
6	2	1 -	A2		2	-543.724	0	-0.13406	0.031716
6	2	1 -	B2		2	-617.589	0	-0.14848	0.035127
6	2	1 -	B2		34	-543.724	0	-0.13406	0.031716
6	2	2 K	C2		1	-820.094	0	184.2259	-3.36457
6	2	2 K	C2		2	-886.572	0	-184.707	3.478433
6	2	2 K	C2		5	-820.094	0	-184.694	3.475363
6	2	2 K	C2		6	-886.572	0	184.2129	-3.3615
6	2	2 K	C2		13	-886.572	0	132.2151	43.49522
6	2	2 K	C2		14	-820.094	0	-132.363	-43.4602
6	2	2 K	C2		18	-1162.94	0	-0.12252	0.028984
6	2	2 K	C2		24	-1162.94	0	38.09331	-20.0849
6	2	2 K	C2		33	-886.572	0	134.8355	42.87531
6	2	1 K	C2		34	-850.801	0	-162.741	-18.4904
7	1	1 -	A2		2	-442.295	0	-0.1343	0.035342
7	1	1 -	B2		2	-516.163	0	-0.14874	0.039142
7	1	2 K	C2		1	-442.295	0	99.05974	-37.8446
7	1	2 K	C2		2	-508.776	0	-99.0884	37.85214
7	1	2 K	C2		5	-442.295	0	-99.0754	37.84872
7	1	2 K	C2		6	-508.776	0	99.04674	-37.8412
7	1	2 K	C2		13	-508.776	0	-75.1121	44.74004
7	1	2 K	C2		14	-442.295	0	74.96356	-44.701
7	1	2 K	C2		18	-508.776	0	-60.9938	16.05099
7	1	2 K	C2		24	-508.776	0	38.20026	-21.8289
7	1	2 K	C2		33	-508.776	0	-72.4871	44.04927
7	2	1 -	A2		2	-417.7	0	0	0.035342
7	2	1 -	B2		2	-491.568	0	0	0.039142
7	2	2 K	C2		2	-484.181	0	0	-2.37254
7	2	2 K	C2		13	-484.181	0	0	30.00441
7	2	2 K	C2		14	-417.7	0	0	-29.9091
7	2	2 K	C2		18	-484.181	0	0	16.05099
7	2	2 K	C2		33	-484.181	0	0	29.31363

Таблица 2.6

## Зусилля від розрахунково експлуатаційних навантажень

№ элем	№ сечен	№ столбц	Кран/сейс	Группа РС	Критерий N (кН)	Mк (кН*м)	My (кН*м)	Qz (кН)
6	1	2 -	A1		1 -675.938	0	-0.43355	0.034888
6	1	2 -	A1		2 -713.99	0	-0.45538	0.036645
6	1	2 -	A1		6 -713.99	0	-0.45538	0.036645
6	1	2 -	A1		14 -675.938	0	-0.43355	0.034888
6	1	2 -	A1		18 -713.99	0	-0.45538	0.036645
6	1	2 K	B1		1 -703.338	0	5.769785	-2.19399
6	1	2 K	B1		2 -799.151	0	-8.64445	-1.22104
6	1	2 K	B1		5 -703.338	0	-6.60511	2.261205
6	1	2 K	B1		6 -799.151	0	7.78052	1.290559
6	1	2 K	B1		13 -771.751	0	1.577187	3.519433
6	1	2 K	B1		14 -733.699	0	-2.45105	-3.44911
6	1	2 K	B1		18 -829.513	0	-0.44031	0.035432
6	1	2 K	B1		24 -829.513	0	-0.44031	0.035432
6	1	2 K	B1		33 -771.751	0	1.577187	3.519433
6	1	1 K	B1		34 -740.117	0	-2.67522	-3.83623
6	2	2 -	A1		1 -598.096	0	-0.14747	0.034888
6	2	2 -	A1		2 -636.149	0	-0.1549	0.036645
6	2	2 -	A1		6 -636.149	0	-0.1549	0.036645
6	2	2 -	A1		14 -598.096	0	-0.14747	0.034888
6	2	2 -	A1		18 -636.149	0	-0.1549	0.036645
6	2	2 K	B1		1 -655.858	0	30.44396	3.517676
6	2	2 K	B1		2 -693.91	0	-30.7412	-3.44736
6	2	2 K	B1		5 -655.858	0	-30.7338	-3.44911
6	2	2 K	B1		6 -693.91	0	30.43654	3.519433
6	2	2 K	B1		13 -693.91	0	30.43654	3.519433
6	2	2 K	B1		14 -655.858	0	-30.7338	-3.44911
6	2	2 K	B1		18 -751.671	0	-0.14977	0.035432
6	2	2 K	B1		24 -751.671	0	-0.14977	0.035432
6	2	2 K	B1		33 -693.91	0	30.43654	3.519433
6	2	1 K	B1		34 -662.276	0	-34.1323	-3.83623
7	1	2 -	A1		1 -486.525	0	-0.14773	0.038876
7	1	2 -	A1		2 -524.578	0	-0.15517	0.040834
7	1	2 -	A1		6 -524.578	0	-0.15517	0.040834
7	1	2 -	A1		14 -486.525	0	-0.14773	0.038876
7	1	1 -	A1		18 -528.807	0	-0.156	0.041051
7	1	2 -	A1		33 -524.578	0	-0.15517	0.040834
7	1	2 K	B1		1 -486.525	0	12.57432	-3.30903
7	1	2 K	B1		2 -524.578	0	-12.8721	3.38739
7	1	2 K	B1		5 -486.525	0	-12.8646	3.385432
7	1	2 K	B1		6 -524.578	0	12.56688	-3.30707
7	1	2 K	B1		13 -524.578	0	-12.8721	3.38739
7	1	2 K	B1		14 -486.525	0	12.57432	-3.30903
7	1	2 K	B1		18 -524.578	0	-12.8721	3.38739
7	1	2 K	B1		24 -524.578	0	-0.15003	0.039482
7	1	2 K	B1		33 -524.578	0	-12.8721	3.38739
7	2	1 -	A1		2 -501.752	0	0	0.041051
7	2	2 -	A1		13 -497.524	0	0	0.040834
7	2	2 -	A1		14 -459.47	0	0	0.038876
7	2	2 -	A1		33 -497.524	0	0	0.040834
7	2	2 K	B1		2 -497.524	0	0	0.039482
7	2	2 K	B1		13 -497.524	0	0	3.38739
7	2	2 K	B1		14 -459.47	0	0	-3.30903
7	2	2 K	B1		18 -497.524	0	0	3.38739
7	2	2 K	B1		33 -497.524	0	0	3.38739

## 2.4. Розрахунок колони середнього ряду

### 2.4.1. Матеріали для проектування

Матеріал колони:

✓ бетон класу С30/35 [2, 3]

— розрахункове значення міцності бетону на стиск  $f_{cd} = 19,5$  МПа;

— характеристичне значення призмової міцності  $f_{ck,prism} = 25,5$  МПа;

— розрахункове значення міцності бетону на розтяг  $f_{ctd} = 1,3$  МПа;

— середнє значення початкового модуля пружності бетону  $E_{cm} = 34,5$  ГПа.

✓ робоча арматура класу А500С [17]

— розрахункове значення міцності арматури на границі текучості  $f_{yd} = 435$  МПа;

— розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі  $E_s = 200$  ГПа;

— розрахункове значення міцності поперечної арматури  $f_{ywd} = 300$  МПа.

### 2.4.2. Розрахунок надкранової частини колони

Розмір прямокутного перерізу надкранової частини:  $b = 0,4$  м;  $h = 0,5$  м. Для поздовжньої арматури захисний шар бетону становить:  $a = a' = 0,03$  м. Робоча висота перерізу:  $d = h - a - d/2 = 0,5 - 0,03 - 0,01 = 0,46$  м, де попередньо  $d/2 = 10$  мм. Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині згину при врахуванні кранових навантажень:  $l_0 = 2 \cdot H_B = 2 \cdot 3,8 = 7,6$  м. Так як  $l_0 / h = 7,6 / 0,5 = 15,2 > 10$ , то необхідно враховувати вплив прогину елемента на ексцентриситет поздовжньої сили.

Переріз арматури підбираємо по зусиллям в перерізі I-I:

– від повних навантажень (*граничні розрахункові*) –  $M = 119,06$  кН·м;  
 $N = 627,47$  кН.

– від квазіпостійних розрахункових навантажень –  $M' = 12,57$  кН·м;  
 $N' = 524,58$  кН.

Знаходимо моменти зовнішніх сил відносно центру ваги перерізу розтягнутої арматури:

$$\text{Силі ексцентриситети: } e_0 = M / N = 119,06 / 627,47 = 0,19 \text{ м;}$$

$$e_0' = M' / N' = 12,57 / 524,58 = 0,023 \text{ м.}$$

$$M_1 = M + N (e_0 + 0,5h - a) = 119,06 + 627,47 (0,19 + 0,5 \cdot 0,5 - 0,03) = 376,32 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$M_1' = M' + N' (e_0' + 0,5h - a) = 12,57 + 524,58 (0,023 + 0,5 \cdot 0,5 - 0,03) = 140,04 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$M = 0,82 \cdot M_1 = 0,82 \cdot 376,32 = 308,58 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_1' = 140,04 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , то приймаємо розрахунковий опір бетону при  $\gamma_c = 1,1$ :  $f_{cd} \cdot 1,1 = 19,5 \cdot 1,1 = 21,45 \text{ МПа}$ ;

$$f_{ctk} \cdot 1,1 = 3,6 \cdot 1,1 = 3,96 \text{ МПа.}$$

$$\text{Випадкові ексцентриситети: } e_a = 1 / 30 \cdot h = 1 / 30 \cdot 0,5 = 0,016 \text{ м;}$$

$$e_a = N_B / 600 = 3,8 / 600 = 0,006 \text{ м.}$$

Так як  $e_0 = 0,19 \text{ м} > e_a = 0,016 \text{ м}$ , то випадковий ексцентриситет не враховуємо.

Обчислюємо граничну відносну висоту стиснутої зони бетону:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 21,45 = 0,678.$$

$$\xi_R = \omega / [1 + f_{yd} / \sigma_{sc,u} \cdot (1 - \omega / 1,1)] =$$

$$= 0,678 / [1 + 435 / 400 \cdot (1 - 0,678 / 1,1)] = 0,478$$

де  $\sigma_{sc,u} = 400 \text{ МПа}$  – граничні напруження в арматурі стиснутої зони.

$$\text{Коефіцієнт } \delta = e_0 / h = 0,19 / 0,5 = 0,38 \text{ м.}$$

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 (l_0 / h) = 0,5 - 0,01 (7,6 / 0,5) = 0,35 \text{ м.}$$

В розрахунок приймаємо  $\delta = 0,38 \text{ м}$ .

Визначаємо коефіцієнт  $\phi_1$ , що враховує вплив тривалих навантажень на прогин в граничному стані, приймаючи для важкого бетону  $\beta = 1$ :

$$\phi_1 = 1 + \beta \cdot (M_1' / M_1) = 1 + 1 \cdot (140,04 / 376,32) = 1,37.$$

Призначаємо попередньо коефіцієнт армування поздовжньої арматури колони  $\rho_1 = 0,002 \dots 0,005$  і знаходимо моменти інерції перерізу:

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 40 \cdot 50^3 / 12 = 416667 \text{ см}^4.$$

$$\alpha = E_s / E_{cm} = 200 / 34,5 = 5.80.$$

$$I_s = \rho_1 \cdot b \cdot h \cdot (0,5h - a)^2 = 0,005 \cdot 40 \cdot 50 (0,5 \cdot 50 - 3)^2 = 4840 \text{ см}^4$$

Визначаємо умовну критичну силу:

$$\begin{aligned} N_{crc} &= \frac{6.4 E_{cm}}{l_0^2} \left( \frac{I}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right) = \\ &= \frac{6,4 \cdot 34,5 \cdot 10^2}{780^2} \left( \frac{416667}{1,7} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,38} + 0,1 \right) + 5,8 \cdot 4840 \right) = 3103,82 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$N_{crc} = 3103,82 \text{ кН} > N = 627,47 \text{ кН}.$$

Коефіцієнт  $\eta$ , що враховує вплив прогину на ексцентриситет поздовжньої сили  $e$  визначаємо за формулою:

$$\eta = 1 / \left( 1 - N / N_{crc} = 1 / \left( 1 - 627,47 / 3103,82 = 1.25. \right) \right)$$

$$\text{Тоді: } e = e_0 \cdot \eta + 0,5h - a = 0,19 \cdot 1,25 + 0,5 \cdot 0,5 - 0,03 = 0,46 \text{ м} = 46 \text{ см}.$$

Приймаємо симетричне армування верхньої частини колони, необхідна площа перерізу арматури:

$$A_s = A_s' = \frac{N \cdot e - A_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot Z_s} = \frac{627,47 \cdot 46 - 0,364 \cdot 21,45 \cdot 40 \cdot 46^2}{435 \cdot 43} = -33,7$$

$$\text{де } A_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,478 (1 - 0,5 \cdot 0,478) = 0,364.$$

$$Z_s = d - a' = 0,46 - 0,03 = 0,43 \text{ м} = 43 \text{ см}.$$

Оскільки  $A_s = A_s' < 0$ , арматура в стиснутій і розтягнутій зонах не потрібна, тому її поперечний переріз призначаємо у відповідності з конструктивними вимогами.

$$A_s = A_s' = 0,002 \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 40 \cdot 46 = 3,68 \text{ см}^2$$

За сортаментом вибираємо 2 Ø16 А400С  $A_s = 4,02 \text{ см}^2$

Площа всієї арматури 2 · 2 Ø16 А400С  $A_s = 8,04 \text{ см}^2$

Тоді коефіцієнт армування буде становити

$$\rho = \frac{A_s + A_s'}{b \cdot d} = \frac{8,04}{40 \cdot 46} = 0,0043$$

Що незначно відрізняється від коефіцієнта армування прийнятого раніше

$\rho_1 = 0.005 (0.5\%)$ , отже розрахунок можна не уточнювати.

Мінімальна площа перерізу арматури [28]:

$$A_{s,min} = 0.002 \cdot A_c = 0.002 \cdot (40 \cdot 46) = 3,68 \text{ см}^2;$$

Остаточню приймаємо з кожної сторони колони-2 $\varnothing$  16 A500C ( $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ ).

Поперечну арматуру призначаємо  $\varnothing$  6A240C, крок  $S = 400 \text{ мм}$ .

### 2.4.3. Розрахунок підкранової частини колони

Розмір прямокутного перерізу надкранової частини:  $b = 0,4 \text{ м}$ ;  $h = 0,8 \text{ м}$ .  
Для поздовжньої арматури захисний шар бетону становить:  $a = a' = 0,03 \text{ м}$ .  
Робоча висота перерізу:  $d = h - a - d/2 = 0,8 - 0,03 - 0,01 = 0,76 \text{ м}$ , де попередньо  $d/2 = 10 \text{ мм}$ . Розрахункова довжина підкранової частини колони в площині згину при врахуванні кранових навантажень:  $l_0 = 1,5 \cdot H_H = 1,5 \cdot 8,2 = 12,3 \text{ м}$ . Так як  $l_0 / h = 12,3 / 0,8 = 15,38 > 10$ , то необхідно враховувати вплив прогину елемента на ексцентриситет поздовжньої сили.

Переріз арматури підбираємо по зусиллям в перерізі I-I:

→ від повних навантажень (*граничні розрахункові*) –  $M = 252,55 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  
 $N = 1424,89 \text{ кН}$ .

→ від квазіпостійних розрахункових навантажень –  $M' = 8,64 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  
 $N' = 799,15 \text{ кН}$ .

Знаходимо моменти зовнішніх сил відносно центру ваги перерізу розтягнутої арматури:

$$\text{Силіві ексцентриситети: } e_0 = M / N = 252,55 / 1424,89 = 0,18 \text{ м};$$

$$e_0' = M' / N' = 8,64 / 799,15 = 0,01 \text{ м}.$$

$M_1 = M + N (e_0 + 0,5h - a) = 252,55 + 1424,89(0,18 + 0,5 \cdot 0,8 - 0,03) = 1036,24 \text{ кН}\cdot\text{м};$

$M_1' = M' + N' (e_0' + 0,5h - a) = 8,64 + 799,15 (0,01 + 0,5 \cdot 0,8 - 0,03) = 312,32 \text{ кН}\cdot\text{м}.$

$M = 0,82 \cdot M_1 = 0,82 \cdot 1036,24 = 849,72 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_1' = 312,32 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , то приймаємо розрахунковий опір бетону при  $\gamma_c = 1,1$ :

$$f_{cd} \cdot 1,1 = 19,5 \cdot 1,1 = 21,45 \text{ МПа};$$

$$f_{ctk} \cdot 1,1 = 3,6 \cdot 1,1 = 3,96 \text{ МПа}.$$

Випадкові ексцентриситети:  $e_a = 1 / 30 \cdot h = 1 / 30 \cdot 0,8 = 0,027$  м;

$e_a = H_H / 600 = 8,2 / 600 = 0,01$  м.

Так як  $e_0 = 0,18$  м  $> e_a = 0,01$  м, то випадковий ексцентриситет не враховуємо.

Обчислюємо граничну відносну висоту стиснутої зони бетону:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 21,45 = 0,678.$$

$$\begin{aligned} \xi_R &= \omega / [1 + f_{yd} / \sigma_{sc,u} \cdot (1 - \omega / 1.1)] = \\ &= 0,678 / [1 + 435 / 400 \cdot (1 - 0,678 / 1,1)] = 0,478 \end{aligned}$$

Коефіцієнт  $\delta = e_0 / h = 0,18 / 0,8 = 0,23$  м.

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 (l_0 / h) = 0,5 - 0,01 (12,3 / 0,8) = 0,48 \text{ м.}$$

В розрахунок приймаємо  $\delta = 0,48$  м.

Визначаємо коефіцієнт  $\varphi_1$ , що враховує вплив тривалих навантажень на прогин в граничному стані, приймаючи для важкого бетону  $\beta = 1$ :

$$\varphi_1 = 1 + \beta \cdot (M_1' / M_1) = 1 + 1 \cdot (312,32 / 1036,24) = 1,3.$$

Призначаємо попередньо коефіцієнт армування поздовжньої арматури колони  $\rho_1 = 0,002 \dots 0,005$  і знаходимо моменти інерції перерізу:

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 40 \cdot 80^3 / 12 = 1\,706\,666,67 \text{ см}^4.$$

$$\alpha = E_s / E_{cm} = 200 / 34,5 = 5,80.$$

$$I_s = \rho_1 \cdot b \cdot h \cdot (0,5h - a)^2 = 0,005 \cdot 40 \cdot 80 (0,5 \cdot 80 - 3)^2 = 21\,904 \text{ см}^4$$

Визначаємо умовну критичну силу:

$$\begin{aligned} N_{crc} &= \frac{6,4 E_{cm}}{l_0^2} \left( \frac{I}{\varphi_1 (0,1 + \delta)} + 0,1 \right) + \alpha I_s = \\ &= \frac{6,4 \cdot 34,5 \cdot 10^2}{1230^2} \left( \frac{1706666,67}{1,35} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,48} + 0,1 \right) + 5,8 \cdot 21904 \right) = 7403,9 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$N_{crc} = 7403,9 \text{ кН} > N = 1424,89 \text{ кН.}$$

Коефіцієнт  $\eta$ , що враховує вплив прогину на ексцентриситет поздовжньої сили  $e$  визначаємо за формулою:

$$\eta = 1 / \left( 1 - N / N_{crc} = 1 / \left( 1 - 1424,89 / 7403,9 = 1,24. \right) \right)$$

Тоді:  $e = e_0 \cdot \eta + 0,5h - a = 0,18 \cdot 1,24 + 0,5 \cdot 0,8 - 0,03 = 0,59 \text{ м} = 59 \text{ см}$ .

Приймаємо симетричне армування верхньої частини колони, необхідна площа перерізу арматури:

$$A_s = A_s' = \frac{N \cdot e - A_R \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot Z_s} = \frac{1424,89 \cdot 59 - 0,364 \cdot 21,45 \cdot 40 \cdot 76^2}{435 \cdot 73} = -54,4$$

$$\text{де } A_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R) = 0,478(1 - 0,5 \cdot 0,478) = 0,364,$$

$$Z_s = d - a' = 0,76 - 0,03 = 0,73 \text{ м} = 73 \text{ см}.$$

Оскільки  $A_s = A_s' < 0$ , арматура в стиснутій і розтягнутій зонах не потрібна, тому її поперечний переріз призначаємо у відповідності з конструктивними вимогами.

$$A_s = A_s' = 0,002 \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 50 \cdot 76 = 7,6 \text{ см}^2$$

За сортаментом вибираємо 2 Ø25 A400C  $A_s = 9,82 \text{ см}^2$

Площа всієї арматури 2 · 2 Ø25A400C  $A_s = 19,64 \text{ см}^2$

Тоді коефіцієнт армування буде становити

$$\rho = \frac{A_s + A_s'}{b \cdot h} = \frac{19,64}{50 \cdot 80} = 0,0049$$

Що незначно відрізняється від коефіцієнта армування прийнятого раніше

$\rho_1 = 0.005 (0.5\%)$ , отже розрахунок можна не уточнювати.

Мінімальна площа перерізу арматури:

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot (40 \cdot 76) = 6,08 \text{ см}^2;$$

Остаточно приймаємо з кожної сторони колони-2Ø 25 A500C ( $A_s = 9,82 \text{ см}^2$ ).

Поперечну арматуру призначаємо Ø 8A240C, крок S = 400 мм.

#### 2.4.4 Розрахунок кранової консолі

Консоль колони сприймає тиск від підкранової балки, величина навантаження:  $V_{Ed} = G_2 + F_{m,max} = 47,05 + 337,8 = 384,85 \text{ кН}$ .

$h = 1,6 \text{ м}$ ; Робоча висота консолі:  $d = h - c = 1,6 - 0,03 = 1,57 \text{ м} = 157 \text{ см}$ .

$l_{sup} = 34 \text{ см}$ ;  $l_1 = 40 \text{ см}$ ;  $a = 23,5 \text{ см}$ ;  $b = 40 \text{ см}$ ;  $h_1 = 0,7 \text{ м}$ .

Площу перерізу поздовжньої робочої арматури консолі знаходимо за формулою:

$$A_s = \frac{(V_{Ed} \cdot l_1)}{(d \cdot f_{yd})} = \frac{384,85 \cdot 40}{157 \cdot \frac{435}{10}} = 2,25 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2Ø 14 А500С ( $A_s = 3,08 \text{ см}^2$ ).

Похилу арматуру консолі призначаємо конструктивно з умови:

$$A_{inc} = (0,001 \dots 0,002) \cdot b \cdot d = 0,002 \cdot 40 \cdot 157 = 12,56 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4Ø 22 А500С ( $A_s = 15,2 \text{ см}^2$ ).

Поперечну арматуру консолі приймаємо Ø 8 А240С з кроком 150 мм.

Оскільки:

$$2,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 2,5 \cdot 1,43 \cdot 40 \cdot \frac{157}{1} = 2245,1 \text{ кН} > Q = 384,85 \text{ кН, несуча}$$

здатність бетонного перерізу консолі забезпечена.

Для перевірки бетону на місцеве зім'яття визначаємо:

$$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{A_{loc,2}/A_{loc,1}} = \sqrt[3]{0,46/0,14} = 1,1$$

$$f_{cd,loc} = \alpha \cdot \varphi_{loc,b} \cdot f_{cd} \cdot \gamma_{cs} = 0,9 \cdot 1,1 \cdot 21,45 \cdot 0,9 = 19,11 \text{ МПа,}$$

де  $\gamma_{cs} = 0,9$ ;

$$\alpha = 13,5 \cdot f_{ctd} / f_{cd} = 13,5 \cdot 1,43 / 21,45 = 0,9$$

При  $\Psi = 0,75$ ;

$$N = Q = 384,85 \text{ кН} < \Psi \cdot f_{cd,loc} \cdot A_{loc,1} = 0,75 \cdot 19,11 \cdot 1400 / 10 = 2006,55 \text{ кН,}$$

зім'яття бетону консолі не відбудеться.



### 3.2. Похідні фізичні характеристики ґрунтів. Назва ґрунтів

**ІГЕ-1** – ґрунтово-рослинний шар товщиною 0,4 м.

**ІГЕ-2** – зв’язний ґрунт товщиною 3,3-5,6 м. Дані лабораторних аналізів наведені в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2

Дані лабораторних аналізів ІГЕ-2

Фізико-механічні характеристики ґрунтів										
$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	W <sub>L</sub> , %	W <sub>P</sub> , %	E, кПа	$\varphi$ , град	c, кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{sl}$ при тиску p, кПа		
								100	200	300
2,74	1,79	17,0	34,0	18,0	---	22	16	-	-	-

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту:

Число пластичності

$$I_P = W_L - W_P = 34 - 18 = 16\%;$$

Згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2.96 зв’язний ґрунт з числом пластичності  $I_P = 16\%$  називається суглинком.

Показник текучості  $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{17 - 18}{34 - 18} = -0,06;$

Суглинок з показником текучості  $I_L = -0,06$  знаходиться в твердому стані.

Коефіцієнт пористості  $e = \frac{\rho_s}{\rho}(1 + w) - 1 = \frac{2,74}{1,79}(1 + 0,17) - 1 = 0,79;$

Коефіцієнт водонасичення  $S_r = \frac{\rho_s W}{e \rho_w} = \frac{2,74 \cdot 0,17}{0,79 \cdot 1,0} = 0,59;$

Назва ґрунту: суглинок твердий.

**ІГЕ-3** – зв’язний ґрунт товщиною 4,0-4,1 м. Дані лабораторних аналізів наведені в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3

## Дані лабораторних аналізів ІГЕ-3

Фізико-механічні характеристики ґрунтів										
$\rho_S$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	W <sub>L</sub> , %	W <sub>P</sub> , %	E, кПа	$\varphi$ , град	c, кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{sl}$ при тиску p, кПа		
								100	200	300
2,67	1,71	22,0	29,0	18,0	8	16	15	---	---	---

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту:

Число пластичності

$$I_P = W_L - W_P = 29 - 18 = 11\%;$$

Згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2.96 зв'язний ґрунт з числом пластичності  $I_P = 11\%$  називається суглинком.

Показник текучості  $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{22 - 18}{11} = 0,364;$

Суглинок з показником текучості  $I_L = 0,364$  знаходиться в тугопластичному стані.

Коефіцієнт пористості  $e = \frac{\rho_S}{\rho}(1 + w) - 1 = \frac{2,67}{1,71}(1 + 0,22) - 1 = 0,90;$

Коефіцієнт водонасичення  $S_r = \frac{\rho_S W}{e \rho_w} = \frac{2,67 \cdot 0,22}{0,9 \cdot 1,0} = 0,65;$

Назва ґрунту: суглинок тугопластичний.

**ІГЕ-4** – зв'язний ґрунт товщиною 2,0-2,1 м. Дані лабораторних аналізів наведені в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4

## Дані лабораторних аналізів ІГЕ-4

Фізико-механічні характеристики ґрунтів										
$\rho_S$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	W <sub>L</sub> , %	W <sub>P</sub> , %	E, кПа	$\varphi$ , град	c, кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{sl}$ при тиску p, кПа		
								100	200	300
2,70	1,78	25,0	28,5	18,5	10	14	14	---	---	---

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту:

Число пластичності

$$I_P = W_L - W_P = 28,5 - 18,5 = 10\%;$$

Згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2.96 зв'язний ґрунт з числом пластичності  $I_P = 10\%$  називається суглинком.

$$\text{Показник текучості } I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{25 - 18,5}{10} = 0,65;$$

Суглинок з показником текучості  $I_L = 0,65$  знаходиться в мякопластичному стані.

$$\text{Коефіцієнт пористості } e = \frac{\rho_S}{\rho}(1 + w) - 1 = \frac{2,7}{1,78}(1 + 0,25) - 1 = 0,90;$$

$$\text{Коефіцієнт водонасичення } S_r = \frac{\rho_S W}{e \rho_W} = \frac{2,7 \cdot 0,25}{0,90 \cdot 1,0} = 0,75;$$

Назва ґрунту: суглинок м'якопластичний.

**ІГЕ-5** – незв'язний ґрунт товщиною 2,7-3,6 м. Дані лабораторних аналізів наведені в таблиці 3.5.

Таблиця 3.5.

#### Дані лабораторних аналізів ІГЕ-5

Гранулометричний склад										Фізико-механічні характеристики					
$\geq 10$	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	$< 0,005$	$\rho_S$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	w, %	E, кПа	$\varphi$ , град	c, кПа
2,0	2,0	13,0	13,0	28,0	14,0	12,0	10,0	6,0	---	2,60	1,97	24,0	32	36	2

За гранулометричним складом згідно з ДСТУ Б.В.2.1-2.96 даний ґрунт називається піском середньої крупності, так як маса частинок крупніших за 0,25 мм становить 58%.

Визначаємо похідні, фізичні характеристики ґрунту.

Коефіцієнт пористості

$$e = \frac{\rho_S}{\rho}(1 + w) - 1 = \frac{2,6}{1,97}(1 + 0,24) - 1 = 0,64;$$

Пісок середньої крупності з коефіцієнтом пористості  $e=0,64$  знаходиться у стані середньої щільності.

Коефіцієнт водонасичення

$$S_r = \frac{\rho_s W}{e \rho_w} = \frac{2,6 \cdot 0,24}{0,64 \cdot 1,0} = 0,957;$$

Пісок з коефіцієнтом водонасичення  $S_r = 0,975$  знаходиться в стані насичення водою.

Назва ґрунту: пісок середньої крупності, середньої щільний, насичений водою.

### 3.3. Розрахункові характеристики ґрунтів

Значення міцнісних характеристик ґрунтів: кута внутрішнього тертя  $\varphi$  та питоме зчеплення  $c$ , а також щільності ґрунтів лабораторією видані як нормативні. У розрахунках основи і фундаментів використовують розрахункові характеристики. Всяка розрахункова характеристика визначається за виразом  $A = \frac{A_n}{\gamma_g}$ , де  $A_n$  – нормативне значення характеристики,  $\gamma_g$  – коефіцієнт надійності для ґрунту. Для розрахунків за другою групою граничних станів  $\gamma_g = 1,0$ . Для розрахунків за першою групою граничних станів при визначенні питомого зчеплення  $\gamma_g = 1,5$ . При визначенні кута внутрішнього тертя у пісках  $\gamma_g = 1,1$ , у глинистих ґрунтах  $\gamma_g = 1,15$ . При визначення питомої ваги  $\gamma_g = 1,05$ .

Для ІГЕ-2:  $\varphi_{II} = 22^\circ$ ,  $c_{II} = 16(\text{кПа})$ ,  $\gamma_{II} = 10\rho = 10 \cdot 1,79 = 1,79(\text{кН} / \text{м}^3)$ ,

$$\text{tg}\varphi_I = \frac{\text{tg}\varphi_n}{\gamma_g} = \frac{\text{tg}22^\circ}{1,15} = 0,351, \quad \varphi_I = 19,4^\circ,$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{16}{1,5} = 10,7(\text{кПа}), \quad \gamma_I = \frac{10\rho}{\gamma_g} = \frac{10 \cdot 1,79}{1,05} = 17,0(\text{кН} / \text{м}^3).$$

Для ІГЕ-3:  $\varphi_{II} = 16^\circ$ ,  $c_{II} = 15(\text{кПа})$ ,  $\gamma_{II} = 10\rho = 10 \cdot 1,71 = 17,1(\text{кН} / \text{м}^3)$ ,

$$\operatorname{tg}\varphi_I = \frac{\operatorname{tg}\varphi_n}{\gamma_g} = \frac{\operatorname{tg}16^\circ}{1.15} = 0,249, \quad \varphi_I = 14,0^\circ,$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{15}{1,5} = 10,0 \text{ (кПа)}, \quad \gamma_I = \frac{10\rho}{\gamma_g} = \frac{10 \cdot 1,71}{1,05} = 16,3 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Для **ІГЕ-4**:  $\varphi_{II} = 14^\circ$ ,  $c_{II} = 14 \text{ (кПа)}$ ,  $\gamma_{II} = 10\rho = 10 \cdot 1,78 = 17,8 \text{ (кН / м}^3\text{)}$ ,

$$\operatorname{tg}\varphi_I = \frac{\operatorname{tg}\varphi_n}{\gamma_g} = \frac{\operatorname{tg}14^\circ}{1,15} = 0,217, \quad \varphi_I = 12,2^\circ,$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{14}{1,5} = 9,3 \text{ (кПа)}, \quad \gamma_I = \frac{10\rho}{\gamma_g} = \frac{10 \cdot 1,78}{1,05} = 17,0 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Для **ІГЕ-5**:  $\varphi_{II} = 36^\circ$ ,  $c_{II} = 2 \text{ (кПа)}$ ,  $\gamma_{II} = 10\rho = 10 \cdot 1,97 = 19,7 \text{ (кН / м}^3\text{)}$ ,

$$\operatorname{tg}\varphi_I = \frac{\operatorname{tg}\varphi_n}{\gamma_g} = \frac{\operatorname{tg}36^\circ}{1,1} = 0,660, \quad \varphi_I = 33,4^\circ,$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{2}{1,5} = 1,3 \text{ (кПа)}, \quad \gamma_I = \frac{10\rho}{\gamma_g} = \frac{10 \cdot 1,97}{1,05} = 18,8 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Дані лабораторних аналізів та дані розрахунків для всіх ІГЕ зводимо в таблицю 3.6. На рис. 3.2 викреслюємо план будівельного майданчика та інженерно-геологічний розріз.

Таблиця 3.6

## Фізико-механічні характеристики ґрунтів будівельного майданчика [34]

№ ПЕ	Назва ґрунту	Товщина ПЕ, м	Основні фізичні характеристики					Похідні фізичні характеристики						Міцнісні характеристики				Деформативні характеристики						
			$\rho_S$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	W <sub>L</sub> , %	W <sub>P</sub> , %	I <sub>P</sub> , %	I <sub>L</sub> , д.о.	e, д.о.	S <sub>r</sub> , д.о.	$\gamma_i$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_{II}$ , кН/м <sup>3</sup>	$\phi_i$ , град	$\phi_{II}$ , град	c <sub>i</sub> , кПа	c <sub>II</sub> , кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{sl}$ при тиску p, кПа			E, кПа			
																		100	200	300				
ПЕ-1	Ґрунтово-рослинний	0,4																						
ПЕ-2	Суглинок твердий	3,3-5,6	2,74	1,79	17,0	34	18	16	-0,06	0,79	0,59	17,0	17,9	19,4	22	10,7	16	-	-	-	-	-	-	-
ПЕ-3	Суглинок тугопластичний	4,0-4,1	2,67	1,71	22,0	29,0	18,0	11	0,364	0,90	0,65	16,3	17,1	14	16	10	15	-	-	-	-	8		
ПЕ-4	Суглинок мякопластичний	2,0-2,1	2,70	1,78	25	28,5	18,5	10	0,65	0,90	0,75	17	17,8	12,2	14	9,3	14	-	-	-	-	10		
ПЕ-5	Пісок середньої крупності, насичений водою	2,7-3,6	2,6	1,97	24,0	-	-	-	-	0,64	0,957	18,8	19,7	33,4	36	1,3	2	-	-	-	-	32		

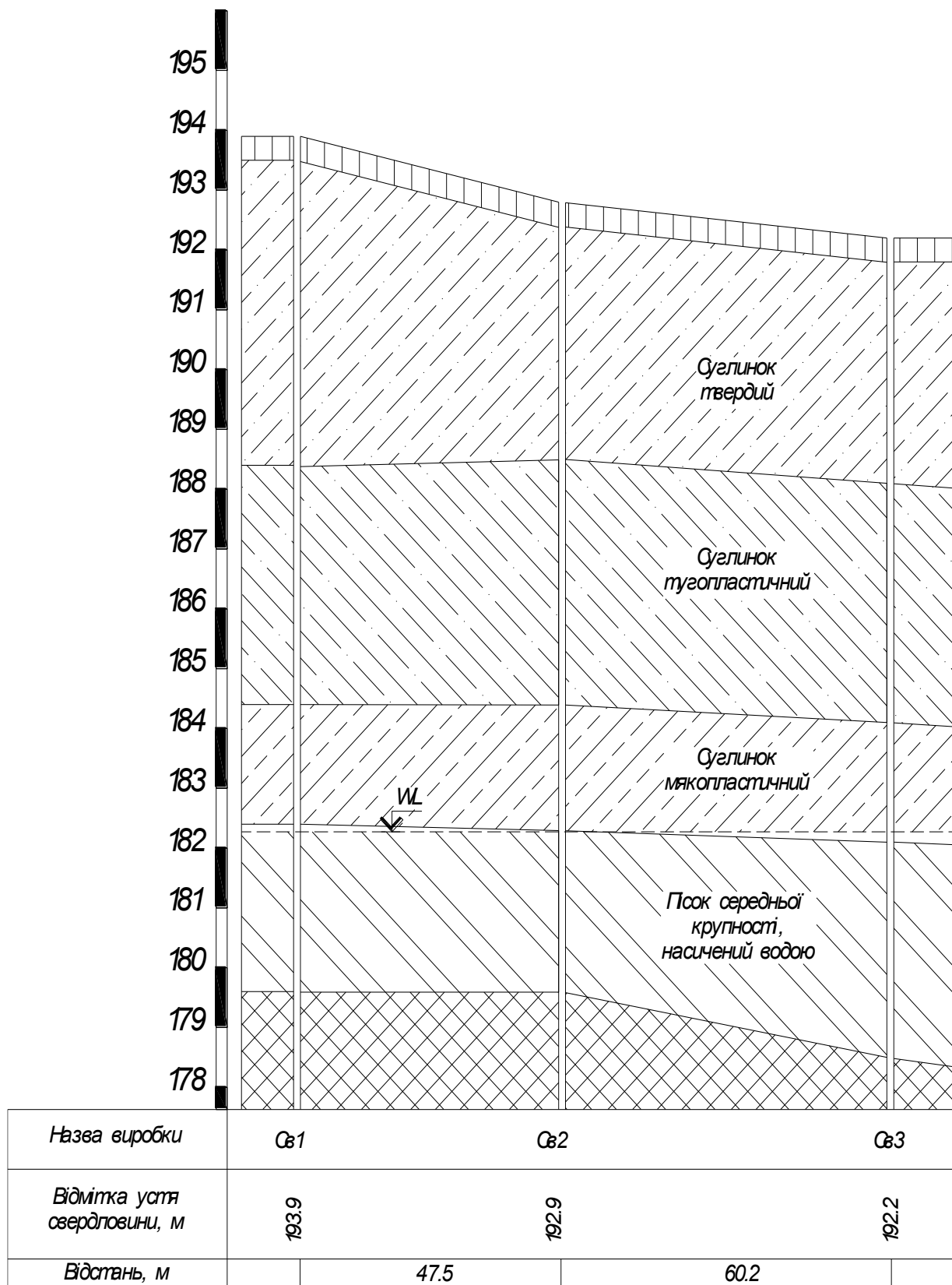


Рис. 3.2. Інженерно-геологічний розріз

### 3.4. Проектування пальових фундаментів

Виходячи з інженерно-геологічних умов будівельного майданчика та конструктивної схеми проектованої будівлі, значної величини та характеру навантажень, що діють на фундамент [6], приймаємо забивну залізобетонну призматичну палю квадратного поперечного перерізу марки ПНдр60.30 (довжина – 6 м; розміри поперечного перерізу – 300х300 мм; площа поперечного перерізу -  $A = 0,09 \text{ м}^2$ ; периметр -  $U = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м}$ ). Бічна поверхня палі контактує з міцними ґрунтами – суглинок твердий (ІГЕ-2) і заводиться на 2,9 м у суглинок тугопластичний (ІГЕ-3).

Приймаємо висоту ростверку приймаємо 500 мм. Перед бетонуванням монолітного залізобетонного ростверку під його подошвою має бути влаштована підготовка із шару щебеню, втрамбованого в ґрунт і политого цементним розчином, або бетону з пониженим умістом в'язучих товщиною 100 мм.

З урахуванням вищенаведених конструктивних призначень заглиблення нижнього кінця прийнятої палі буде знаходитись на глибині 7,35 м від поверхні ґрунту.

### 3.5. Навантаження на фундамент

На основі виконаного статичного розрахунку рами в осях В-Л отримаємо значення сил вертикального і горизонтального навантажень на фундамент.

Виходячи з найнебезпечнішої комбінації навантажень (в перерізах на обрізі фундаменту), отримаємо **на колону по осі В**:

$$M_I = 430,6 \text{ кНм},$$

$$N_I = 929,7 \text{ кН},$$

$$Q_I = 51,37 \text{ кН}.$$

**На колону по осі Ж:**

$$M_I = 329,18 \text{ кНм},$$

$$N_I = 1265,1 \text{ кН},$$

$$Q_I = 25,24 \text{ кН}.$$

### 3.6. Визначення несучої здатності палі та кількості паль

Визначаємо несучу здатність палі як для висячої забивної палі

$$F_d = \gamma_C (\gamma_{CR} RA + u \sum \gamma_{cfi} f_i h_i),$$

де  $\gamma_C$  – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, і рівний 1,0.

$\gamma_{CR}$  – коефіцієнт умови роботи під нижнім кінцем палі, визначається табл.

Н.2.3 ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1,  $\gamma_{CR} = 1,0$ .

$R$  – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, визначається за властивостями ґрунту під нижнім кінцем палі та глибиною занурення нижнього кінця палі від поверхні ґрунту,  $R = 2936 \text{ кПа}$ .

$A$  – площа поперечного перерізу палі,  $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$ ;

$u$  – периметр поперечного перерізу палі

$$u = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ (м)};$$

$\sum \gamma_{cfi} f_i h_i$  – розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі на всій її довжині у ґрунті.

Значення  $\sum \gamma_{cfi} f_i h_i$  визначаємо у табличній формі (табл. 3.7).

Розрахункова схема до розрахунку несучої здатності висячої палі та допоміжна таблиця

Табл. 3.6

№ ІГЕ	Назва ґрунту	Товщина, м	$l$	№ шару	$h_i$ м	$f_i$ кПа	$\gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i$ кН
	Ґрунтовий шар	0,4					
ІГЕ-2	Суглинок твердий	3,9	-0,06				
				1	2,0	45,0	90,0
				2	0,8	52,9	42,3
ІГЕ-3	Суглинок тугопластичний	4,1	0,364				
				3	2,0	34,2	68,4
				4	0,9	36,2	32,6
				$\sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i = 233,3 \text{ кН}$			
				$\gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i = 233,3$			

Тоді несуча здатність палі

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 2936 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 233,3) = 544,2 \text{ кН.}$$

Допустиме навантаження на палю

$$P = F_d / 1,4 = 544,2 / 1,4 = 389 \text{ кН.}$$

Визначаємо кількість палей по **осі В**

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{929,7}{389} = 2,38.$$

Приймаємо 4 палі (рис. 3.3).

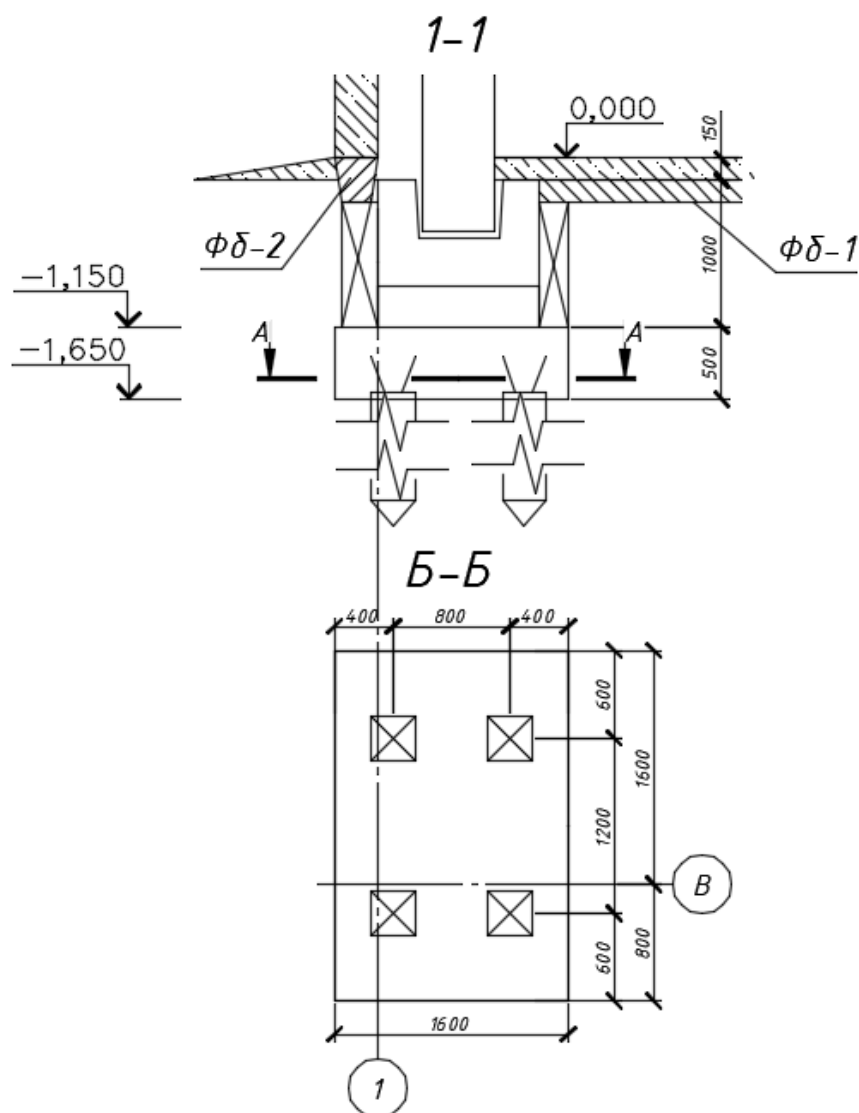


Рис. 3.3. Схема розміщення палей під колони крайнього ряду [34]

Перевіряємо фактичне завантаження палей:

$$N = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} = 14,1 + \frac{929,7 + 91,1}{4} = 269,3 \text{ кН} < P = 389 \text{ кН};$$

$$N_{\max} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_{I,x} + Q_{I,y}h)y}{\sum y_i^2} = 14,1 + \frac{929,7 + 91,1}{4} +$$

$$+ \frac{(430,6 + 51,37 \cdot 1,5) \cdot 0,6}{0,6 \cdot 4} = 311,15 \text{ кН} < 1,2P = 466,8 \text{ кН};$$

$$N_{\min} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_{I,x} + Q_{I,y}h)y}{\sum y_i^2} = 14,1 + \frac{929,7 + 91,1}{6} -$$

$$- \frac{(430,6 + 51,37 \cdot 1,5) \cdot 0,6}{0,6 \cdot 4} = 142,39 \text{ кН} > 0.$$

де  $G_{nl} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 5,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 14,1$  кН;

$$G_{pl} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1,15 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,5 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 38,3 + 52,8 = 91,1 \text{ кН}.$$

Визначаємо кількість паль по осі Ж

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{1265,1}{389} = 3,25.$$

Приймаємо 6 паль (рис. 3.4).

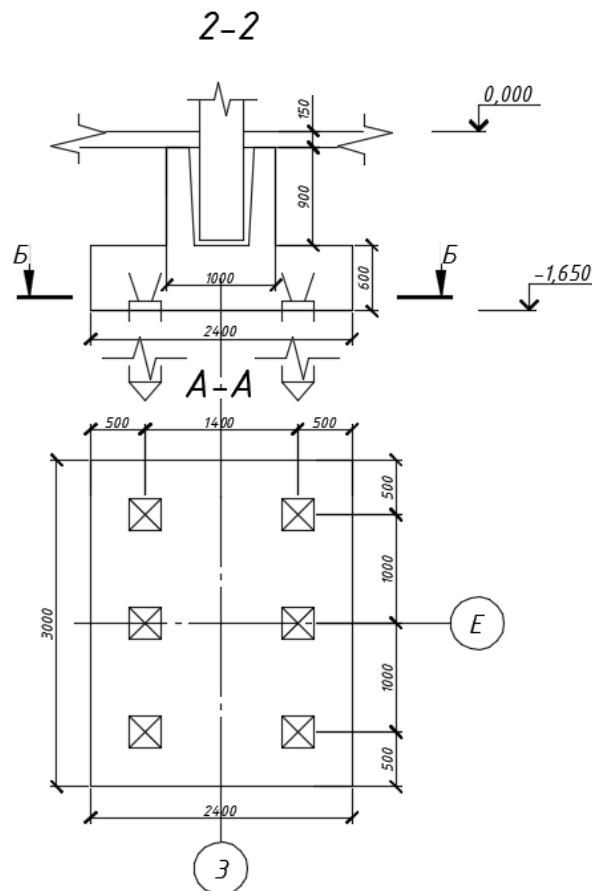


Рис. 3.4. Схема розміщення паль під колони середнього ряду [6]

Перевіряємо фактичне завантаження паль:

$$N = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} = 14,1 + \frac{1265,1 + 167,05}{6} = 252,8 \text{ кН} < P = 389 \text{ кН};$$

$$N_{\max} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_{I,x} + Q_{I,y}h)y}{\sum y_i^2} = 14,1 + \frac{1265,1 + 167,05}{6} -$$

$$+ \frac{(329,18 + 25,24 \cdot 1,5) \cdot 1,0}{1,0 \cdot 6} = 344,6 \text{ кН} < 1,2P = 466,8 \text{ кН}$$

$$N_{\min} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_{I,x} + Q_{I,y}h)y}{\sum y_i^2} = 14,1 + \frac{1265,1 + 167,05}{6} -$$

$$- \frac{(329,18 + 25,24 \cdot 1,5) \cdot 1,0}{1,0 \cdot 4} = 161,03 \text{ кН} > 0.$$

де  $G_{nl} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 5,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 14,1$  кН;

$$G_{pl} = 1,1 \cdot 1,4 \cdot 1,15 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,6 \cdot 2,4 \cdot 3,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 38,3 + 69,3 = 167,05 \text{ кН}.$$

### 3.7. Підбір дизель-молота для забивки палі

Виходячи з прийнятого в проекті розрахункового навантаження допустиме на палю, визначається мінімальна енергія  $\mathcal{E}$  за формулою:

$$\mathcal{E} = 1,75aF_d;$$

де  $F_d$  – розрахункове навантаження на палю,  $F_d = 544,2$  кН;

$$a = 25 \text{ Дж} / \text{кН}.$$

$$\mathcal{E} = 1,75 \cdot 25 \cdot 544,2 = 23,81 \text{ кДж}.$$

Далі за таблицями технічних характеристик молота приймаємо такий молот, енергія удару якого відповідає мінімальній. Приймаємо трубчатий дизель-молот **С996** (енергія удару 27 кДж) і виконуємо перевірку придатності прийнятого молота за умовою

$$\frac{(G_h + G_b)}{\mathcal{E}_p} \leq k_m;$$

де  $\mathcal{E}_p$  – розрахункова енергія удару;

$G_h$  – повна вага молота,  $G_h = 3,65$  кН;

$G_b$  – вага палі, наконечника і підбабки,  $G_b = 5,0$  кН;

$$k_m = 6.$$

Для трубчастих дизель-молотів розрахункова енергія удару приймається

$$\mathcal{E}_p = 0,9G'_h h_m;$$

де  $G'_h$  – вага ударної частини молота,  $G'_h = 1,8 \text{ кН}$ ;

$h_m$  – фактична висота падіння ударної частини,  $h_m = 2,5 \text{ м}$ .

$$\mathcal{E}_p = 0,9 \cdot 1,8 \cdot 2,5 = 4,05 \text{ Дж};$$

$$\frac{3,65 + 5,0}{4,05} = 2,14 < 6.$$

Отже, обраний дизель-молот для занурення паль придатний.

## 4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

### 4.1. Визначення термінів будівництва, перелік робіт і заходи підготовчого періоду

Загальний термін будівництва цеху залізобетонних конструкцій, визначений у 13,0 місяців; в тому числі підготовчий період – 1,0 місяць [38].

#### **В підготовчий період слід виконати наступні основні заходи і роботи:**

- здійснити високоточні геодезичні спостереження за існуючими поряд будівлями і існуючою огорожею;
- виконати геологічні дослідження основ ґрунту;
- по периметру майданчика, виконати огороження і тимчасові піддашки  $b = 1$  м із північної сторони.
- облаштувати тимчасові будівлі і кімнати в інвентарних тимчасових будівлях: виконробську, побутові приміщення для робітників, складські приміщення, туалет;
- підготувати тимчасові внутрішньомайданчикові проїзди і площадки для складування будівельних матеріалів і конструкцій, визначити місце розташування бетонозмішувальної установки, встановити вказівні та заборонні знаки для забезпечення проїздів, місць розвороту транспорту.
- оформити ордер на проведення земляних робіт з обов'язковим погодженням його із зацікавленими експлуатуючими організаціями;
- обов'язково зняти родючий шар ґрунту із врахуванням пропуску поверхневих вод за межі будівельного майданчика, виходячи із рельєфу місцевості;
- підключити тимчасові інженерні мережі для використання їх на період будівництва до існуючих мереж, встановити розподільчі щити;
- підготувати механізми для виконання земляних, монтажних і загально - будівельних робіт ;

- заготовити необхідну кількість будівельних матеріалів та конструкцій до початку будівництва;
- виконати зовнішнє освітлення території об'єкта;
- розмістити на будмайданчику первинні засоби пожежогасіння;
- забезпечити охорону будівельного майданчика.

## 4.2. Визначення трудомісткості

### 4.2.1 Підрахунок обсягів та трудомісткості робіт

Таблиця 4.1

/п	Назва робіт	Обсяг робіт		Норма часу на один люд.год маш.год	Витрати праці на весь обсяг робіт люд.дні маш.зміни
		Одиниця виміру	Кількість одиниць		
	2	3	4	5	6
	Розроблення ґрунту бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 1	1000 м <sup>3</sup>	12,369	- 21,58	- 66,74
	Планування площ бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] за 1 прохід	1000 м <sup>2</sup>	41,23	- 0,774	- 0,4
	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 1 [1-1,2] м <sup>3</sup> , група ґрунтів 1	1000 м <sup>3</sup>	0,745	<u>9,38</u> 66,5	<u>0,87</u> 6,2
	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 1 [1-1,2] м <sup>3</sup> , група ґрунтів 1	1000 м <sup>3</sup>	0,185	<u>8,13</u> 49,85	<u>0,18</u> 1,15
	Розробка ґрунту вручну в траншеях шириною понад 2 м і котлованах площею перерізу до 5 м <sup>2</sup> з кріпленнями при глибині траншей і котлованів до 2 м, група ґрунтів 1	100 м <sup>3</sup>	0,62	<u>129,2</u> 13,85	<u>10,01</u> 1,07
	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 1	1000 м <sup>3</sup>	0,18	- 15,15	- 0,34
	Улаштування бетонної підготовки	100 м <sup>3</sup>	0,86	<u>195,75</u> 25,49	<u>21,04</u> 0,74
	Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення під колони об'ємом до 10 м <sup>3</sup>	100 м <sup>3</sup>	2,00	<u>42,8</u> 29,28	<u>10,6</u> 7,25
	Укладання фундаментних балок довжиною до 6 м	100 шт	0,52	<u>543,75</u> 105,88	<u>35,34</u> 6,88
1	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна обклеювальна в 2 шари	100 м <sup>2</sup>	0,835	<u>31,76</u> 4,31	<u>33,15</u> 4,5
2	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна бітумна в 2 шари по вирівненій поверхні бутового мурування, цеглі, бетону	100 м <sup>2</sup>	8,92	<u>33,5</u> 1,47	<u>37,37</u> 1,64

3	Установлення колон прямокутного перерізу у стакани фундаментів споруд при масі колон до 6т	100 шт	0,63	<u>1294,85</u> 432,44	<u>815,76</u> 272,44
4	Установлення в одноповерхових будівлях кроквяних балок прогоном до 6 м, масою до 3 т, при довжині плит покриття до 6 м, при висоті будівель до 25 м	100 шт	0,6	<u>862,75</u> 290,18	<u>107,97</u> 21,76
5	Укладання панелей-оболонок розміром 3x18 м при висоті будівель до 25 м	100 шт	80	<u>1241,2</u> 490,87	<u>124,12</u> 49,09
6	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах балок підкранових масою до 5 т, при масі колон до 15 т і висоті будівлі до 25 м	100 шт	1,6	<u>1347,05</u> 539,86	<u>269,41</u> 107,97
7	Установлення в одноповерхових будівлях панелей зовнішніх стін довжиною до 7 м, площею до 10 м <sup>2</sup> при висоті будівель до 25 м	100 шт	5,40	<u>816,35</u> 316,39	<u>551,03</u> 213,77
8	Установлення в одноповерхових будівлях панелей зовнішніх стін довжиною більше 7 м, площею до 15 м <sup>2</sup> при висоті будівель до 25 м	100 шт	0,51	<u>1080,25</u> 498,55	<u>68,87</u> 31,78
9	Мурування внутрішніх стін з цегли керамічної при висоті поверху понад 4 м	м <sup>3</sup>	159	<u>6,7</u> 1,1	<u>133,16</u> 21,87
0	Монтаж віконних блоків сталевих із націлінниками зі сталі при висоті будівлі до 50 м	т	36,8	<u>128,48</u> 17,96	<u>591,00</u> 82,64
1	Монтаж каркасів воріт великопрогонових будівель, ангарів та ін. без механізмів відкриття	т	8,4	<u>132,48</u> 57,78	<u>17,38</u> 7,58
2	Улаштування покрівель плоских чотиришарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній мастиці	100 м <sup>2</sup>	43,2	<u>66,24</u> 32,78	<u>69,55</u> 34,42
3	Теплоізоляція покриттів і перекриттів виробами з волокнистих і зернистих матеріалів насухо	м <sup>3</sup>	518,4	<u>16,93</u> 1,27	<u>1097,06</u> 82,73
4	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100 м <sup>2</sup>	46,08	<u>38,39</u> 6,46	<u>221,12</u> 37,25
5	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м <sup>2</sup>	100 м <sup>2</sup>	0,24	<u>98,11</u> 14,85	<u>2,94</u> 0,45
6	Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих щебневих шарів	м <sup>3</sup>	658,8	<u>41,55</u> 4,83	<u>224,37</u> 26,09
7	Улаштування підстилаючих бетонних шарів	м <sup>3</sup>	219,6	<u>5,58</u> 0,014	<u>153,17</u> 0,38
8	Улаштування бетонного покриття товщиною 30 мм	100 м <sup>2</sup>	46,08	<u>57,04</u> 1,554	<u>328,55</u> 8,93
9	Улаштування покриття на цементному розчині з плиток керамічних багатоколірних	100 м <sup>2</sup>	3,24	<u>160,39</u> 1,24	<u>64,95</u> 0,5
0	Фарбування металевих погрунтованих поверхонь емаллю КЧ-728	100 м <sup>2</sup>	2,68	<u>3,62</u> 0,08	<u>1,21</u> 0,03
1	Облицювання гіпсовими і гіпсоволокнистими листами сухої штукатурки стін з підготовленням під фарбування	100 м <sup>2</sup>	1,54	<u>84,88</u> 3,26	<u>16,34</u> 0,62
2	Фарбування водними розчинами всередині приміщень, клейове просте	100 м <sup>2</sup>	20,61	<u>17,82</u> 0,011	<u>45,89</u> 0,03
3	Перхлорвінілове фарбування фасадів із риштувань з підготовленням поверхні	100 м <sup>2</sup>	41,41	<u>20,84</u> 0,022	<u>107,87</u> 0,115

#### 4.2.2. Методика виконання робіт

При виконанні будівельно – монтажних робіт необхідно керуватися:

- проектом виконання робіт і проектом організації будівництва ;
- ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015 Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій;
- ДБН А 3.1-5-96 „Організація будівельного виробництва” та іншими інструктивними матеріалами по будівельному виробництву.

### **Земляні роботи**

Під час виконання земляних та інших робіт у котлованах, траншеях необхідно вжити заходів із запобігання впливу на працівників таких небезпечних і шкідливих виробничих факторів:

- обвалення гірських порід (грунтів);
- падіння шматків породи;
- машини та їх робочі органи, що рухаються, предмети, що ними переміщуються;
- підвищена напруга в електричному колі, замикання якого може відбутися через тіло людини;
- недостатня освітленість робочої зони;
- підвищений рівень шуму та вібрації на робочому місці;
- підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони;
- патогенні мікроорганізми.

Виконуються в технологічній послідовності земляні роботи на будівельному майданчику, що забезпечує виконання робіт в терміни і при максимальній механізації всіх операцій. Послідовність виконання робіт наступна:

- вертикальне планування;
- риття траншей для інженерних комунікацій і їх засипка з ущільненням ґрунту після викладання труб;
- риття котловану під будівлю;
- засипка пазух і зворотна засипка.

Вертикальне планування території виконується бульдозером ДЗ-42.

Риття котлованів і траншей виконуємо екскаватором ЕО-4321 з доробкою ґрунту і підчисткою до проектних відміток вручну. У зв'язку з недостатністю вільних площ, передбачено проектом вивіз ґрунту за територію будівельного майданчика автомобілями-самоскидами ЗІЛ-ММЗ-555 з наступним зворотнім транспортуванням необхідного об'єму ґрунту для засипки пазух. Зворотню засипку проводимо бульдозером ДЗ-42.

### **Бетонні роботи**

До початку бетонних робіт необхідно підготувати основу. Ґрунти повинні відповідати даним інженерно-геологічних вишукувань, врахованих при проектуванні об'єкту будівництва.

В разі невідповідності фактичних інженерно-геологічних умов, врахованих в проекті, повинні бути проведені додаткові вишукування ґрунтів.

До початку робіт підготовлена основа повинна бути прийнята по акту комісії за участю замовника і підрядника, а при необхідності і представника проектної організації.

На підготовлену основу обов'язково складається акт прихованих робіт.

Транспортування готової бетонної суміші здійснюється автосамоскидами ( авто бетонозмішувачами ). Розвантаження здійснюється в підготовлені цебри ( бадді ) для бетонної суміші або в приймальну ємність автобетонопомпи. Подавання бетонної суміші до місця вкладання здійснюється за допомогою самохідного стрілового крану МКГ-40 або віброжолобами. Вкладання бетонної суміші вести шарами, з розрівнюванням та ущільненням електромеханічними вібраторами (штикуванням або трамбуванням) та віброрейкою.

### **Кам'яні роботи**

До початку проведення робіт по зведенню цегельних стін слід уважно вивчити технологічну документацію (проектну і нормативну). Необхідно установити: види матеріалів і міцнісні характеристики, передбачені проектом для цоколя, стін, простінків, перемичок і карнизів. При цьому треба визначити розташування місць можливого армування кладки, а також вимоги до контролю якості матеріалів і робіт із зведення цегельних конструкцій [ ].

Потім виконують розбивку осей будинку відповідно до проекту, а також розмітку місць з'єднання зовнішніх і внутрішніх стін, деформаційних швів, прорізів, пілястр, ніш і можливих отворів. Крім цього, визначають нульову позначку і передають проектні позначки по елементах кам'яних стін, міжповерхових перекриттях та інших конструкціях.

Кладку зовнішніх і внутрішніх стін необхідно виконувати одночасно, однак у виробничих умовах іноді виникає потреба тимчасово припинити кладку. При такій умові в місці припинення укладання цегли влаштовують штрабу, що забезпечує надійний зв'язок між двома частинами кладки. Розрізняють вертикальну й убіжну штрабу. Вертикальні штраби армують стержнями, кількість яких повинна бути не менше трьох, а укладають їх через 2 м по висоті й обов'язково в рівнях перекриття.

### **Покрівельні роботи**

Влаштування покрівлі починається з підготовки основи поверхні: очищається поверхня від сміття, перевіряються нівеліром нахили поверхні покриття, наклеюють над стиками панелей покриття захисні армуючі прокладки з ткані склотканини, втоптуючи їх в бітумно-емульсійну мастику, а також вкладають гнучкі компенсатори із поліетиленової плівки [38].

Пароізоляційний шар виконується із вкладання по основі покрівлі пароізоляційної плівки (один шар). Біля місць примикання до виступаючих над покрівлею чи конструкцій, які проходять через неї пароізоляційний шар піднімається на висоту теплоізоляції, але не менше 100мм.

Теплоізоляційний шар виконується із керамзитобетону.

По теплоізоляційному шару виконується цементно-піщана стяжка  $b=20$  мм.

Після технологічної перерви, пов'язаної з набором міцності цементного розчину укладається 3 шари руберойду.

В місцях примикання до стін і до вентиляційних шахт укладається додатковий шар мінеральної ізоляції і захисної плівки.

### Опоряджувальні роботи

Опоряджувальні роботи проводяться при температурі приміщень, або оточуючого середовища, не нижче  $+10^{\circ}\text{C}$  розчином температурою не нижче  $+6^{\circ}\text{C}$ . При цьому вологість поверхонь повинна бути не вище 8%.

Нанесений розчин витримують при температурі не нижче  $+5^{\circ}\text{C}$  до тих пір, поки вологість намету не досягне вологості 8%. Внутрішні малярні роботи проводити в утеплених і опалювальних приміщеннях при температурі  $+8^{\circ}\text{C}$ .

Роботи основного періоду ( влаштування цегляної кладки стін, монтаж збірних конструкцій та влаштування даху ) детально викладені в технологічних картах даного проекту.

### Монтажні роботи

При виконанні будівельно-монтажних робіт в зимовий період передбачити такі заходи: влаштування приміщень для обігріву робочих, снігозатримання, очищення приладів від снігу.

### 4.3 Вибір монтажних механізмів

Вибір монтажних кранів здійснюємо за такими монтажними характеристиками [38]:

- необхідна вантажопід'ємність  $Q_m$ :

$$Q_{m_1} = Q_k + Q_{np} = 14,9 + 1,75 = 16,65\text{т}$$

$$Q_{m_2} = Q_k + Q_{np} = 7,0 + 1,08 = 8,08\text{т}$$

- висоти підйому гака  $H_m$ :

$$H_m = H_0 + H_{el} + H_z + H_{np} = 13,96 + 0,45 + 0,5 + 3,3 = 18,21\text{м},$$

де,  $H_0 = 10,8 + 3,16 = 13,86\text{м}$  - перевищення опори елемента, що монтується, над рівнем монтажного крана;

$H_{el} = 0,45\text{м}$  - висота елемента в монтажному положенні, м;

$H_z = 0,5\text{м}$  - запас за висотою, м;

$H_{np} = 3,3\text{ м}$  - висота монтажні пристроїв, м;

Приймаємо кількість кранів в залежності від кількості захваток.  
Приймаємо 2 крана (по одному на кожну захватку).

Таблиця 4.3

### Технічні характеристики вибраних кранів

Марка крану	Довжина стріли, м	Довжина гуська, м	Вантажопід'ємність, т, при вильоті		Виліт, м		Висота підйому, м при вильоті	
			Найбільшом у	Найменшом у	Найбільшій	Найменшій	Найбільшом у	Найменшом у
МКГ-40	15,8	10	10	20	11,3	4,2-6,5	16,5	25

## 4.4. Складання технологічної карти

### 4.4.1 Область застосування

Технологічна карта розроблена для організації праці робітників, які зайняті влаштуванням збірної конструкції покриття цеху заводу будівельних металоконструкцій [38].

Технологічна карта виконується для влаштування збірних конструкцій покриття за наступними параметрами:

Висота будівлі– 14,85 м;

Площа покриття–4320 м<sup>2</sup>.

### Склад основних робіт

В склад робіт, які розглядаються в технологічній карті, входять такі процеси:

- монтаж підкроквяних ферм;
- монтаж плит покриття типу КЗС;

До початку виконання основних робіт необхідно виконати підготовчі роботи.

### Організація та технологія будівельного процесу

*Вказівки до підготовки об'єкта*

Перед початком виконання робіт основного будівельного процесу необхідно виконати підготовчі роботи, які включають енергетичну, експлуатаційну та персональну підготовку будівельного майданчика.

Підготовчі роботи – роботи з підготовки земельної ділянки до монтажу, роботи із спорудження тимчасових виробничих та побутових споруд, необхідних для організації і обслуговування будівництва, улаштування під'їзних шляхів, складування будівельних матеріалів, підведення тимчасових інженерних мереж, а також з винесення інженерних мереж та видалення зелених насаджень.

Енергетична підготовка передбачає підведення електромережі до місця виконання робіт та влаштування ліхтарів освітлення.

Експлуатаційна підготовка передбачає забезпечення нормальних умов експлуатації всіх пристроїв та механізмів, які в подальшому будуть використовуватись.

Персональна підготовка передбачає узгодження використання, та об'єм використаних комунікацій з організаціями, які експлуатують ці мережі.

При виконанні підготовчих робіт необхідно влаштувати тимчасові під'їзди і визначити відповідні зони будівельного майданчика.

Забезпечити проходження працівниками інструктажів з охорони праці завести на приоб'єктний склад необхідний запас будівельних конструкцій і матеріалів.

*Роботи, що повинні бути виконані до початку основних робіт*

До початку бетонування повинні бути виконані наступні роботи:

- влаштовані тимчасові дороги і під'їзди будівельної техніки до зони бетонування;
- забезпечено тимчасове електропостачання і освітлення;
- доставлені і підготовлені механізми, інвентар і засоби;
- доставлені конструкції на будівельний майданчик;
- влаштовані тимчасові дороги для забезпечення монтажу «з коліс»
- влаштування відповідних знаків на ділянці виконання робіт.

## Методи та послідовність виконання робіт

Одноповерхові промислові будівлі монтують спеціалізованими потоками, кожному з яких надається комплект монтажних і транспортних машин та відповідна монтажна оснастка. Одноповерхові багатопрольотні будівлі можна монтувати кількома паралельними потоками.

У залежності від сукупності монтажу з технологічно-суміжними роботами розрізняють методи монтажу:

- диференційований (всі однотипні конструкції встановлюються послідовно в межах будинку та ділянки монтажу і тільки після цього виконують монтаж конструкцій іншого типу),

- комплексний (послідовний монтаж різнотипних конструкцій в межах однієї або декількох суміжних чарунок будинку, які утворюють жорстку стійку систему). З метою скорочення терміну будівництва, забезпечення високої продуктивності праці і якості, будівельно-монтажні роботи виконують потоковим методом.

Для потокової організації процесу і забезпечення безпеки робіт будинок поділяють на ділянки, захватки і яруси. На кожній з ділянок організують рівнобіжні або послідовні спеціалізовані потоки монтажу будівельних конструкцій або інших видів робіт. З урахуванням прийнятого методу встановлення конструкцій на кожній з ділянок, весь будинок поділяють на захватки, на яких послідовно виконують окремі процеси (часткові потоки) усього комплексу монтажних робіт (спеціалізованого потоку).

Весь обсяг робіт розділяємо на 3 захватки, розмір захватки відповідає розміру прольоту будівлі. В технологічній послідовності роботи виконуються в наступному порядку:

- монтаж підкранових балок - передбачає встановлення, вивірення та закріплення в проектному положенні підкранових балок довжиною 6м і висотою 1м.

- монтаж підкровокв'яних ферм - підготовка до монтажу ферм і балок полягає в перевірці й очищенні закладних деталей, нанесенні осьових рисок,

закріпленні відтяжок, розчалок, розпорок, навісних колисок та іншого монтажного оснащення. Ферми стропують за дві точки штировими захоплювачами з дистанційним керуванням або «в обхват». Для запобігання розгойдуванню ферм під час піднімання на опори до нижнього пояса кріплять дві відтяжки (розтяжки) або

застосовують гнучкий маніпулятор, який прикріплюється до кінців монтажної

- траверси і керується кранівником за сигналом монтажника. Ферми після піднімання й орієнтування встановлюють на оголовки колон, вивіряючи їх по рисках розбивних осей. Вертикальність ферм, а також тимчасове розкріплення забезпечують установленням розчалок і розпірок.

Для тимчасового закріплення залізобетонних ферм і балок застосовують спеціальні кондуктори. Після встановлення на місце ферми і балки вивіряють, у разі потреби виправляють положення їх відносно розбивних осей і позначок опорних вузлів, перевіряють відстань до раніше встановленої ферми чи балки.

Після монтажу кількох підкровоквних ферм та підкранових балок виконують монтаж плит покриття типу КЗС. Монтаж плит покриття виконують «з коліс», на будівельний майданчик плити привозять згідно часового графіка. Монтаж виконується самохідним гусеничним краном МКГ-25. Кріплення КЗС забезпечується шляхом зварювання закладних деталей по всіх чотирьох кутах плити. Кожна наступна плита монтується лише після повного завершення монтажу попередньої. При монтажі плит слід дотримуватись вимог достатньої площі опираючої та забезпечення конструктивного зазору між ними. Після монтажу і приварювання плит необхідно замонолітити стики бетоном із дрібного заповнювача.

З метою забезпечення надійності і довговічності металевих з'єднань конструкцій – виконати антикорозійний захист стиків і закладних деталей.

*Вказівки щодо контролю якості*

Відповідальність за якість виконання робіт по влаштуванню конструкцій покриття несе виконавчо - технічний персонал – виконавці робіт, майстри та бригадири, а також безпосередні виконавці – робітники.

Вхідний контроль виконується на складах під час прийому матеріалів, елементів і деталей виробів. Цей контроль виконується шляхом зовнішнього огляду, перевірки розмірів, маркування, комплектності. Більш ретельна перевірка якості виконується в будівельних лабораторіях, де за допомогою лабораторного устаткування встановлюють марку бетону, ступінь забрудненості та модуль крупності піску, гравію, щебеню, міцність на розрив зварних з'єднань, тощо.

Контроль може бути повним чи вибіркоvim. При застосуванні вибіркового контролю перевіряється лише частина виробів та матеріалів в певній кількості.

Результати вибіркового контролю розповсюджуються на всю партію отриманого матеріалу. В процесі монтажу конструкцій контроль здійснюється при прийомці сталі (наявність заводських марок, якості арматурної сталі), при складуванні і транспортуванні (правильність складування згідно марок, сортів, розмірів, збереження при транспортуванні), при влаштуванні зварних з'єднань (правильність форми і розмірів, якість зварки, дотримання технології зварки).

Контролюють правильність влаштування конструкцій, кріплень, а також стиків елементів, взаємне розташування закладний деталей і арматури. Правильність положення конструкцій в просторі провіряють прив'язкою до розбивочних осей, а розміри звичайним вимірюванням.

Технологічний (операційний) контроль є невід'ємною частиною загального виробничого процесу по зведенню збірного перекриття. Він виконується після завершення виробничих операцій чи будівельних процесів. При цьому виявляються всі дефекти та причини їх виникнення, що дає можливість вчасно прийняти заходи по їх усуненню. Для виконання контрольних функцій зазвичай використовуються як найпростіші вимірювальні

прилади – метром, рулеткою, виском, різними шаблонами та кондукторами, так і за допомогою ультразвукових приборів.

Проміжний контроль виконують під час прийому повністю завершених окремих видів робіт чи конструктивних елементів і в першу чергу скритих робіт. Такі конструкції та види робіт перевіряють до того, як вони будуть скриті наступними роботами. Всі виконані роботи на об'єкті, сховані роботи мають бути оформлені актами. Їх прийом супроводжується контрольними замірами, а в разі необхідності - випробуваннями. Оцінка якості вноситься в спеціальний формуляр та журнал робіт. Починати наступний етап дозволяється не раніше, ніж буде прийнятий попередній.

Приймальний контроль виконується під час прийому будівлі в експлуатацію. Прийом завершених об'єктів є однією з самих відповідальних форм контролю їх якості і виконується в дві стадії: попередня (технічна), що виконується робочою комісією, та остаточна, що виконується державною приймальною комісією.

#### 4.4.2. Техніко-економічні показники

Термін виконання робіт – 23 днів;

Витрати праці на виконання робіт – 266,32 люд.-дні;

Витрати часу роботи машин – 28,44 маш.-змін;

Коефіцієнт нерівномірності

$$K_{\text{нер}} = N_{\text{max}}/N_{\text{сер}} = 8/6 = 1,33$$

$$N_{\text{сер}} = Q/n = 266,32/23/2 = 6\text{чол.}$$

#### 4.4.3. Матеріально-технічні ресурси

Таблиця 4.3

Потреба в будівельних конструкціях, деталях, напівфабрикатах, матеріалах

№ п/п	Назва матеріалів, напівфабрикатів, конструкцій	Марка, ескіз	Одиниця вимірювання	кількість
1	Закладні деталі	C345	т	1,84

2	Електроди Ø6мм	Э42	т	0,17
3	Дріт сталевий низьковуглецевий різного призначення чорний, діаметр 1,6 мм		т	0,27
4	Бетон дрібнозернистий	С30/35	м <sup>3</sup>	18
5	Пергамін покрівельний	П-350	м <sup>2</sup>	146,76
6	Руберойд підкладний	РПП-300Б	м <sup>2</sup>	96,06
7	Бруски обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 40-75 мм	ІІІ сорт	м <sup>3</sup>	0,068
8	Болти шестигранні Ø12 мм		т	0,05
9	Цвяхи будівельні з головкою 1,5x50		т	0,002
10	Кисень технічний газоподібний		м <sup>3</sup>	23,4

Таблиця 4.4

## Потреба в експлуатаційних матеріалах

№ п./п	Назва експлуатаційних витрат	Одиниця вимірювання	Норма на 1 год роботи машин	Кількість на прийнятій об'єм
1	2	3	4	5
1	Електроенергія	кВт год.	7,6	згідно
2	Дизель паливо	т	0,020	згідно
3	Вода	м <sup>3</sup>	1,2	згідно

Таблиця 4.5

## Потреба в машинах, устаткуванні, інструменті, інвентарі та пристроях

№ п./п.	Найменування	Марка і параметри	Одиниця виміру	Кількість	Технічна характеристика
1	Самохідний гусеничний кран МКГ- 25	КС- 55713-1К	шт.	1	Вантажопідйомність, 25 тон Довжина стріли 31,0м Шасі: КамАЗ- 65115
2	Апарат для газового зварювання	АСМ-1,25	шт.	1	продуктивність 1,25 м3/год
3	Установка для	SSVA-270	шт.	1	Робоча напруга

	зварювання ручного дугового [постійного струму]				живлення, В 165- 275В Потужність 2.7кВт
5	Прес-ножиці комбіновані	НГ5223	шт.	1	Найбільші розміри оброблюваного прокату 50 мм Маса 2500 кг Потужність 4,8 к
6	Строп 4-х вітковий	4ск- 8,0/5000	шт.	2	ДСТУ Б В.2.8-10-98
7	Вібратор	глибинний ИВ-60	шт.	2	Потужність 1.1кВт Маса 15кг
8	Рейка 2 м. з рівнем		шт.	1	ДСТУ Б В.2.8- 19:2009

Таблиця 4.6.

## Технічна характеристика крана МКГ – 25

Вантажопідйомність, т	25,0 - 5,2
Виліт (найменший - найбільший), м	5,1 - 13,5
Найбільша висота підйому, м	13,5
з гуськом, м	18,5
Довжина стріли, м	13,50
з гуськом, м	18,5
Швидкість підйому (опускання), м/хв :	
. найбільша	6,0
. найменша	0,9
Частота повороту, об/хв	0,6
Швидкість пересування, км/годину	0,8
Вантажопідйомність при пересуванні, т	---
Дорожній прояснення, мм	450
Габаритні розміри ходового пристрою, мм:	
. довжина	4700
. ширина	3210
. ширина трака	625
Подоланий ухил шляху, град.	11
Двигун:	
. модель	Д- 108
. найбільша потужність, л.с.	108
. число обертів за хвилину	1000
Тип приводу	електричний

Потужність генератора, кВт	52
Потужність двигунів, кВт:	
.вантажної лебідки	22 + 5
.допоміжної лебідки	11
.стріловидної лебідки	5
.механізму повороту	2,2
.механізму ходу	22
Габаритні розміри в транспортному положенні, мм:	
.довжина	---
.ширина	3210
.висота	3790
Робоча маса, т	39
У тому числі:	
маса ходового пристрою разом з опорно-поворотним пристроєм	---
маса противаги	11,7
Середній тиск на ґрунт, кгс/см <sup>2</sup>	0,8

## 5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

### 5.1. Побудова сіткового графіку будівництва

Сітковий графік виконання робіт складений на основі підрахунку об'ємів будівельно-монтажних робіт, а також калькуляції [34]. Сітковий графік, а також техніко-економічні показники розміщено на аркуші 9 графічної частини КМР.

Таблиця 5.1

Карточка-визначник робіт і ресурсів сіткового графіка

Характеристика робіт		Об'єм робіт		Трудоємність, люд.-дні	Виконавець		Кількість зм.на добу	Основні механізми	
Найменування	Термін виконання, днів	Одиниця виміру	Кількість одиниць		Бригада, професія	Кількість людей у зміні		Найменування	Кількість
2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Підготовчий період	15	-	-	287,27	Робітники	10	2	-	-
Зрізання рослинного шару ґрунту	17	1000м <sup>3</sup>	12,3 7	66,74	Машиніст	2	2	Бульдоз.	2
Розробка ґрунту <i>I захв.</i>	3	1000м <sup>2</sup> 1000м <sup>3</sup> 1000м <sup>3</sup>	20,6 0,37 0,93	11,35	Машиніст и	2	2	Екскав.	2
Розробка ґрунту <i>II захв.</i>	3	1000м <sup>2</sup> 1000м <sup>3</sup> 1000м <sup>3</sup>	20,6 0,37 0,93	11,35	Машиніст и	2	2	Екскав.	2
Доробка ґрунту <i>I захв.</i>	3	100м <sup>3</sup>	0,31	21,35	Робітники	4	2	-	-
Доробка ґрунту <i>II захв.</i>	3	100м <sup>3</sup>	0,31	21,35	Робітники	4	2	-	-
Влаштування фундаментів та гідроізоляції <i>I захв.</i>	7	100м <sup>3</sup> 100м <sup>3</sup> 100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	0,43 1,18 0,42 4,46	205,01	Бетонув. гідроізол ювальник	15	2	-	-
Влаштування фундаментів та гідроізоляції <i>II захв.</i>	7	100м <sup>3</sup> 100м <sup>3</sup> 100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	0,43 1,18 0,42 4,46	205,01	Бетонув. гідроізол ювальник	15	2	-	-
Монтаж колон <i>I захв.</i>	4	100шт.	0,22	71,22	Монтаж.	10	2	кран	1
Монтаж колон <i>II захв.</i>	4	100шт.	0,22	71,22	Монтаж.	10	2	кран	1
Монтаж фундаментних балок <i>I захв.</i>	3	100шт.	0,16	26,53	Монтаж.	5	2	кран	1
Монтаж фундаментних балок <i>II захв.</i>	3	100шт.	0,16	26,53	Монтаж.	5	2	кран	1
Засипка траншей і котлованів <i>I захв.</i>	1	1000м <sup>3</sup>	0,09	0,34	Машиніст	1	1	Бульдоз.	1
Засипка траншей і котлованів <i>II захв.</i>	1	1000м <sup>3</sup>	0,09	0,34	Машиніст	1	1	Бульдоз.	1
Монтаж технологічного обладнання	39	%	8	766,04	Робітники	10	2	-	-
Монтаж підкранових балок <i>I захв.</i>	5	100шт.	0,20	94,25	Монтаж.	10	2	кран	1
Монтаж підкранових балок <i>II захв.</i>	5	100шт.	0,20	94,25	Монтаж.	10	2	кран	1

Монтаж підкрівляних ферм I захв.	3	100шт.	0,8	53,83	Монтаж.	10	2	кран	1
Монтаж підкрівляних ферм II захв.	3	100шт.	0,8	53,83	Монтаж.	10	2	кран	1
Монтаж плит КЗС I захв.	6	100шт.	0,8	108,82	Монтаж.	10	2	кран	1
Монтаж плит КЗС II захв.	6	100шт.	0,8	108,82	Монтаж.	10	2	кран	1
Монтаж стін. панелей I захв.	28	100шт.	2,70	551,04	Монтаж.	10	2	кран	1
Монтаж стін. панелей II захв.	28	100шт.	2,70	551,04	Монтаж.	10	2	кран	1
Цегляна кладка перегородок I захв.	14	м <sup>3</sup>	79,5	133,17	Муляр	5	2	-	-
Цегляна кладка перегородок II захв.	14	м <sup>3</sup>	79,5	133,17	Муляр	5	2	-	-
Електротехнічні роботи I етап	20	%	2	191,51	Електр.	10	1	-	-
Сантехнічні роботи I етап	15	%	1,5	143,63	Сантех.	10	1	-	-
Заповнення дверних отворів	5	100м <sup>2</sup>	0,24	8,52	Столяри	4	1	-	-
Монтаж віконних блоків та каркасів воріт I захв.	24	т	22,6	724,18	Монтаж.	15	2	-	-
Монтаж віконних блоків та каркасів воріт II захв.	24	т	22,6	724,18	Монтаж.	15	2	-	-
Влаштування підстиляючих шарів та підлог I захв.	33	м <sup>3</sup> м <sup>3</sup> 100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	329,4 109,8 23,04 1,62	976,71	Робітники	15	2	-	-
Влаштування підстиляючих шарів та підлог II захв.	33	м <sup>3</sup> м <sup>3</sup> 100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	329,4 109,8 23,04 1,62	976,71	Робітники	15	2	-	-
Влаштування покрівлі I захв.	37	100м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> 100м <sup>2</sup>	21,6 259,2 24,04	1480,62	Покрів.	20	2	-	-
Влаштування покрівлі II захв.	37	100м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> 100м <sup>2</sup>	21,6 259,2 24,04	1480,62	Покрів.	20	2	-	-
Малярні роботи I захв.	17	100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	1,34 0,77 10,31 20,71	329,28	Маляр	10	2	-	-
Малярні роботи II захв.	17	100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	1,34 0,77 10,31 20,71	329,28	Маляр	10	2	-	-
Електротехнічні роботи II етап	20	%	2	191,51	Електр.	10	1	-	-
Сантехнічні роботи II етап	15	%	1,5	143,63	Сантех.	10	1	-	-
Пусконаладжувальні роботи	20	%	2	191,51	Робітн.	10	1	-	-
Благоустрій території	2	%	0,2	19,15	Робітн.	10	1	-	-
Невраховані роботи	144	%	15	1436,33	Робітн.	10	1	-	-
Здача об'єкта	2	%	0,2	19,15	Робітн.	10	1	-	-

## 5.2. Проектування будгенплану

Будгенплан складають після розробки технологічних карт, вибору методів виробництва робіт, складання сіткового графіку [32].

Об'єктний будгенплан розробляють на період проведення найбільш важких і трудомістких процесів.

Склад і розміщення будівельного господарства на будівельному

майданчику пов'язують з використання, побудованих в підготовчий період, автомобільних доріг, мереж водопостачання, електропостачання, а також проектування тимчасових споруд.

### 5.2.1. Опис будгенплану

Будгенплан розробляємо на період зведення надземної частини запроектованого готелю. На плані показано розташування тимчасових споруд, розміщених так, щоб можна було легко організувати людські потоки з мінімальним їх перетинанням із вантажними потоками [32].

Умови будівельного майданчика передбачають незначні площі під складування. Під складування передбачені місця безпосередньо в зоні роботи кранів ( поз. 3 ) з обов'язковим обмеженням повороту стріли на всіх стоянках. Перед початком складування, територію майданчика необхідно ретельно спланувати з незначним нахилом для відведення поверхневих вод у південному напрямку.

Перед початком виконання робіт необхідно встановити заборонні і вказуючі знаки як на території будмайданчика, так і на прилеглої території .

Виконання робіт передбачає обмеження повороту стріли крану МКГ-40. Крім автоматичного обмежувача поворотів ( кут обмеження становить  $135^{\circ}$  ), необхідно на віддалі 50 – 60 см від землі встановити знаки , що виконані люмінесцентними фарбами під кутом  $45^{\circ}$  так, щоб їх було добре видно з кабіни кранівника.

Побутові приміщення розташовані із північно-східної сторони *будівельного майданчика*. До робочого місця передбачені пішохідні доріжки шириною 1 ... 1,5 м . Приміщення передбачені пересувними контейнерного типу ; склади, навіси – збірно – розбірними інвентарними. Будівлі не потрапляють в небезпечну зону роботи крану.

Тимчасова огорожа виконана по периметру будівельного майданчика з обов'язковим влаштуванням піддашку із північної сторони . Передбачено рух із розворотом на території згідно БГП із в'їздами зі сторони автотраси. Передбачено в'їзд, ширина якого 6,0 метрів. Радіус заокруглення доріг прийнятий таким, щоб можна було легко транспортувати елементи конструкцій.

Тимчасова електромережа дозволяє повністю електрифікувати майданчик для роботи в темний час доби, а також підключити всі агрегати, устаткування і механізми [30].

Освітлення *будівельного майданчика* здійснюється прожекторами , що

розташовані по кутам будмайданчика та одного прожектора, що знаходиться безпосередньо на місці виконання робіт. Підключення тимчасового освітлення здійснити від існуючої кабельної мережі до постійної опори, що знаходиться із північної сторони будівлі. Для освітлення застосувати прожектор заливаючого світла марки ПЗС – 35 з лампами потужністю 500 Вт. На опорі змонтувати розподільчу шафу (силовий щит) з прибором обліку електроенергії та (неподалік зі сторони побутових приміщень) рубильник (обов'язкове виконання заземлення і лабораторного випробування опору ізоляції кабельних мереж).

Тимчасове водопостачання будівельного майданчика здійснюється від колодязя (свердловини) на території будмайданчика із встановленням водоміру В-100 та пожежного гідранта (див. БГП арк. 12).

На майданчику розташована мережа водопостачання з пожежним гідрантом, питним фонтанчиком, водозбірними кранами, а також з підводкою в пункти приймання їжі.

Тимчасове водовідведення здійснити до існуючого каналізаційного колодязя, який знаходиться із південної сторони будмайданчика [30].

Слід зауважити, що влаштування тимчасових мереж і їх експлуатація та облаштування побутових приміщень, повинно відповідати вимогам нормативних джерел.

### 5.2.2. Визначення потреби у інвентарних будинках

Найбільша кількість робітників на добу 90 чоловік (Q). Чисельність, робітників неосновного персоналу  $N = (20Q)/100 = 18$  чоловік.

Чисельність інженерно-технічного персоналу  $n = (Q + N)0,1 = (90 + 18)0,1 = 10$  чоловік.

Чисельність молодшого обслуговуючого персоналу:

$M = 0,02(Q + N) = 0,02(90 + 18) = 2$  чоловіки.

Коефіцієнт який враховує хвороби і відпустки  $k_0 = 1,05$ .

Загальна кількість людей:

$N = (Q + N + n + M) K_0 = (90 + 18 + 10 + 2)1,05 = 126$  чоловік.

Таблиця 5.2.

### Розрахунок тимчасових споруд

№ з/п	Найменування інвентарних споруд	Один. вим.	Нормативні показники	Розрахункова кількість робітників	Площа, м <sup>2</sup>
-------	---------------------------------	------------	----------------------	-----------------------------------	-----------------------

1.	Виконробська	м <sup>2</sup>	4,0	10	18
2.	Побутові приміщення (чол)	м <sup>2</sup>	0,6	82	18
3.	Побутові приміщення (жін)	м <sup>2</sup>	0,06	115	18
4.	Сушилка	м <sup>2</sup>	0,25	115	27
5	Туалет	м <sup>2</sup>	0,14	115	10

Таблиця 5.3.

### Експлікація тимчасових споруд

№ з/п	Назва споруд	Розрах. площа, м <sup>2</sup>	Розміри в плані, м	К-ть, шт.	Корисна прийнята площа, м <sup>2</sup>	Констр. характер	Шифр типового проекту
1	Виконробська	40,0	6 х 2,7	1	18		420-04-38
2	Гардероб	49,2	6 х 2,7	2	18		420-04-21
3	Приміщення для приймання їжі з умивальником	28,8	6 х 2,7	2	18		ПШВТС-20
5	Сушилка	16,4	6 х 2,7	1	27		420-04-9
8	Туалет	16,1	4,0 х 1,5	1	10		420-04-23

### 5.2.3. Розрахунок площі складів

Нерівномірність потреб в матеріалах враховується коефіцієнтом 1,3.

Нерівномірність постачання матеріалів враховується коефіцієнтом 1,1.

Середньодобова потреба в машинах визначається за формулою  $Q_{\text{доб}} = Q/T$ , де  $Q$  - кількість матеріалу, що необхідно для виконання загального обсягу робіт (м<sup>2</sup>; т; шт.);  $T$  - тривалість виконання робіт згідно календарного графіка [30].

Таблиця 5.4

### Розрахунок площі складів

Назва матеріалів	Од. вим.	Потреба в матеріалах		Запас матеріалів			Площа складу				Вид складу
		На весь об'єм $Q$	Доба, $Q_d$	К-нт нерівн. номі-рн. $K_n$	Нор-ма в днях $N$	Розра-хун. площі, $Q_p$	Норма розрах. площі $F_p$	К-нт врахув. проходів, $b$	Коеф-т нерівно-мірності спож. $K_c$	Пот-рібна площа, $F_n$	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Збірні з/б елементи	м <sup>3</sup>	667,9	19,1	1,3	7	38,2	1,1	0,6	1,1	76,4	відкритий
Бітум	т	46,1	11,0	1,3	12	0,4	0,4	0,6	1,1	0,8	навіс
Лакофарбувальні матер.	кг	2106,6	167,4	1,3	1,87	2,8	0,4	0,5	1,1	1,0	закритий
Щебінь	м <sup>3</sup>	142,3	204,0	1,3	5,0	10,8	1,0	0,6	1,1	68,0	відкритий
Гравій	м <sup>3</sup>	84,9	19,1	1,3	7	38,2	1,1	0,6	1,1	76,4	відкритий
Будівельний пісок	м <sup>3</sup>	13,3	130,6	1,3	0,5	2,616	1,0	0,6	1,1	43,53	відкритий
Заповнювачі	м <sup>3</sup>	27,4	24,7	1,3	0,5	4,94	1,0	0,6	1,1	82,3	відкритий
Цемент	т	30,3	25,8	1,3	2,5	1,038	0,8	0,4	1,1	2,58	закритий
Вапно	т	41,92	3,0	1,3	8	15	1,1	0,9	0,4	1,1	закритий
Цегла	т.шт.	38,5	10,9	1,3	7	43,6	1,0	0,6	1,1	82,7	відкритий
Столярні вироби	м <sup>2</sup>	650,2	64,3	1,3	8	142,1	0,41	0,4	1,1	283,12	навіс
Покрівельні матеріали	м <sup>2</sup>	811	1034	1,3	8	12,93	0,5	0,5	1,1	258,6	навіс
Скло	м <sup>2</sup>	244,8	38,9	1,3	5	96	1,1	1,0	1,1	1,2	навіс

#### 5.2.4. Розрахунок водопостачання

Тимчасову водопровідну мережу будівельного майданчика виконуємо об'єднаною для всіх споживачів і проектуємо замкненою.

Експлуатація мереж ведеться протягом року, тому глибина вкладання труб в траншею повинна бути на 0,5 м більше глибини промерзання ґрунту. Пожежні гідранти належить розміщувати повздовж проходів автотранспорту на відстані не більше 0,5 м від краю проїжджої частини, та не ближче 5 м і не даліше 50 м від стіни будівлі.

Для забезпечення будівельного майданчика водою застосовують водопровідні системи: виробнича – для забезпечення водою процесів будівельного виробництва; господарсько-питна система та протипожежна.

Сумарні розрахункові витрати води визначаються [30]:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{вир}} + Q_{\text{госп}} + Q_{\text{пож}}, \text{ л/с,}$$

де  $Q_{\text{вир}}$  - витрати води на виробничі потреби, л/с;

$Q_{\text{госп}}$  - витрати води на господарсько-побутові потреби, л/с;

$Q_{\text{пож}}$  - витрати води на гасіння пожежі.

Витрати води на виробничі потреби:

$$Q_{\text{вир}} = K_2(\Sigma V_1 q K_2),$$

де  $Q K_2$  - коефіцієнт на невраховані роботи;

$\Sigma V_1$  - середні виробничі витрати води у зміну, л;

$K_1$  - коефіцієнт нерівномірності використання води в зміну.

Витрати води на господарсько-побутові потреби складаються із витрат на обладнання та питні потреби.

$$Q_{\text{госп}} = N_p/3600(H_1 K_2/8,2 + H_2 K_2), \text{ л/с,}$$

де  $N_p$  - найбільша кількість робітників в зміну, чол.;

$K_2$  - коефіцієнт нерівномірності споживання води;

$K_3$  - коефіцієнт, врахування співвідношення тих, що користуються душем до найбільшої кількості робочих у зміну;

$H_1$  - норма споживання води на 1 людину у зміну;

$H_2$  - норма споживання води на одну людину 20 л.

Мінімальні витрати води на протипожежні цілі визначають з розрахунку одночасної дії двох струменів з гідрантів по 5 л/с разом 10 л/с.

Середні виробничі витрати води на виконання робіт:

- для роботи крана при добовій витраті води 15 л/с;
- для обробки бетону та опалубку 15 л/м<sup>2</sup>;
- коефіцієнт нерівномірності використання води в зміну;
- для роботи крана  $K_1=2,0$ ;
- для виробничих потреб  $K_2 = 1,6$ ;

Коефіцієнт на невраховані роботи  $K_2=1,2$ . Витрати води на виробничі потреби

$$Q_{\text{вир}} = K_2(\Sigma V_1 q K_1) = 1,2(74,1 \cdot 15 \cdot 1,6 \cdot 15,2) = 2170 \text{ л/доб.}$$

Витрати води на господарські потреби при найбільшій кількості робітників у зміну  $N_p = 82$  чол.

Норми споживання води на 1 людину 10 л/добу. Коефіцієнт нерівномірності споживання  $K_c=1,2$ .

Коефіцієнт враховуючий співвідношення тих, що користуються душем і найбільшій кількості людей  $K_2 = 1,2$ .

Норма споживання води на одне прийняття душу:

$$Q_{\text{госп}} = N_p/3600(H_1 K_2/8,2 + H_2 K_3) = 82/3600 \cdot (10 \cdot 1,2/8,2 + 20 \cdot 0,4) = 0,042 \text{ л/с.}$$

Витрати води на пожежні потреби  $Q_{\text{пож}} = 10$  л/с.

Розрахункові витрати води приймаються по більшому значенню:

$$Q_p = Q_{\text{маш}} + 0,15(Q_{\text{вир}} + Q_{\text{госп}}) = 5,9 \cdot 100000 + 0,5 (2170 + 2479) = 592324,5 \text{ л/добу};$$

$$Q_p = Q_{\text{вир}} + Q_{\text{госп}} = 2170 + 247 = 4649 \text{ л/добу}.$$

За розрахункову витрату приймаємо

$$Q_p = 529324,5 \text{ л/добу} = 82,26 \text{ л/сек.}$$

Визначення діаметру водопровідної мережі:

$$d = \sqrt{\frac{4Q \cdot 1000}{\pi V}} = \sqrt{\frac{1,82 \cdot 82,26 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2}} = 91,04 \text{ мм.}$$

Приймаємо водопровід діаметром  $d = 100 \text{ мм}$ ;

$V = 2 \text{ м/с}$  - швидкість руку води.

### 5.2.5. Розрахунок електрозабезпечення будівельного майданчика

Електроенергія та потужність трансформатора розраховується для освітлення приміщення і території майданчика, а також для роботи електромоторів. Споживання електроенергії розраховуємо для періоду максимального збігу участі споживачів у будівельному процесі [30].

Розрахункова потужність трансформаторної підстанції для випадку максимального використання електроенергії одночасно всіма споживачами визначається за формулою:

$$P = 1,1 \left[ \left( \sum \frac{P_c K_1}{\cos \varphi} + \sum \frac{P_r K_2}{\cos \varphi} + \sum P_{\text{ов}} K_3 + \sum P_{\text{оз}} K_4 \right) \right],$$

де  $K_1, K_2, K_3, K_4$  – коефіцієнти попиту, що залежать від характеру, кількості та завантаження споживачів силової енергії;

$P_c$  – силова потужність на технологічні потреби;

$P_r$  – потужність силових споживачів, кВт;

$P_{\text{ов}}$  – необхідна потужність для внутрішнього і зовнішнього освітлення робочих місць, доріг та інш.,  $P_{\text{оз}}$ ;

$\cos \varphi$  – коефіцієнт потужності для зовнішнього та внутрішнього освітлення  $\cos \varphi = 1$ ; для будівництва в цілому  $\cos \varphi = 0,55$ .

Коефіцієнт, що враховує втрату потужності в мережі  $K_1 = 1,1$ .

Силова потужність на силові потреби:

- для стрілового крану 137,2 кВт;  $\cos \varphi = 0,7$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;
- для бетононасосу 17 кВт;  $\cos \varphi = 0,7$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;
- для розчинопомпи СО-69-1,1 кВт;  $\cos \varphi = 0,6$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;
- електрофарбопульт СО-22-0,18 кВт;  $\cos \varphi = 0,4$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;
- розчинобетонозмішувачі – 2 кВт; СО-22-0,18 кВт;  $\cos \varphi = 0,4$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;

- мозаїчно-шліфувальна машина СО-426=1,5 Вт;  $\cos\varphi = 0,6$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;
- електрозварювальний апарат 15 кВт;  $\cos\varphi = 0,4$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;
- машина для стружки паркетних та дерев'яних підлог СО-59-0,8 кВт;  $\cos\varphi = 0,6$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ .

Потужність для внутрішнього освітлення робочих місць:

- для виконробської  $P_{\text{вн}} = 0,015$  кВт/м<sup>2</sup>;  $K_{\text{п}} = 0,8$ ;
- для інших приміщень  $P_{\text{вн}} = 0,003$  кВт/м<sup>2</sup>;  $K_{\text{п}} = 0,8$ ;
- для складів  $P_{\text{вн}} = 0,015$  кВт/м<sup>2</sup>;  $K_{\text{п}} = 0,35$ .

Потужність для зовнішнього освітлення:

- для освітлення території  $P_{\text{оп}} = 0,015$  кВт на 100 м<sup>2</sup>;  $K_{\text{п}} = 1$ ;
- для відкритих складів  $P_{\text{оп}} = 0,05$  кВт на 100 м<sup>2</sup>;  $K_{\text{п}} = 1$ ;
- основні проїзди і майданчики  $P_{\text{оп}} = 5,0$  кВт на 100 м<sup>2</sup>;  $K_{\text{п}} = 1$ .

Розрахункова потужність трансформаторної підстанції  $P$  дорівнює:

$$P = 1,1 \left[ \left( \frac{137,2 \cdot 0,5}{0,7} + \frac{17 \cdot 0,5}{0,7} + \frac{1,1 \cdot 0,5}{0,7} + \frac{0,18 \cdot 0,1}{0,4} + \frac{2 \cdot 0,5}{0,6} + \frac{1,5 \cdot 0,5}{0,6} + \frac{0,8 \cdot 0,5}{0,6} \right) \right] +$$

$$(0,015 \cdot 28,9 \cdot 0,8 + 0,003(28,8 + 24,4 + 14,45 + 22 + 14,45 + 14,45) + 0,85 + 0,015 \times$$

$$0,35(7,0 + 37,5)) + 0,015 \cdot 1 \cdot 101,25 + 0,05 \cdot 1 \times$$

$$\times \left( \frac{72,1 + 76,4 + 68,0 + 40,4 + 435,3 + 82,3}{100} + 5,0 \cdot 1 \right) = 122,841 \text{ кВт.}$$

Згідно розрахункового електричного навантаження підбираємо трансформаторну підстанцію *КТПН-72М-160 60* (тип ТМ 160/6/10).

### 5.2.6. Техніко-економічні показники будгенплану

1. Площа території будмайданчика –	22644	м <sup>2</sup> ;
2. Площа проектуємої будівлі –	4320	м <sup>2</sup> ;
3. Площа тимчасових будівель і споруд –	759,5	м <sup>2</sup> ;
4. Площа відкритих складів –	354,0	м <sup>2</sup> ;
5. Площа закритих складів –	105,0	м <sup>2</sup> ;
6. Довжина тимчасової автодороги –	724	м.пог.;
7. Довжина тимчасової електромережі –	873	м.пог.;
8. Довжина тимчасової водопровідної мережі –	590	м.пог.;
9. Довжина тимчасового огородження –	725	м.пог.;
10. Коефіцієнт використання площі території будівництва –	22,4%	

$$K_{\text{од}} = \frac{S_2 + S_3 + S_4 + S_5 + S_6 + S_7}{S_1} = 10$$

де, відповідно,  $S_2, S_3, S_4, S_5, S_6, S_7$  – площі постійних і тимчасових будівель,

відкритих і закритих складів, постійних і тимчасових автодоріг;

$S_1$  - площа території будівельного майданчика.

11. Коефіцієнт використання території будмайданчика К-2 - 19,1%

## 6. ОХОРОНА ПРАЦІ

### 6.1. Система управління охороною праці на підприємстві

Усі прийняті на роботу працівники повинні бути ознайомлені із умовами роботи, правами й обов'язками, що вони повинні виконувати, пройти вступний інструктаж [10].

У статтях розділу “Охорона праці” Кодексу законів про працю сказано, що на кожному об'єкті, де працюють люди, повинні бути створені здорові і безпечні умови праці, що відповідають вимогам охорони праці. Усі будівлі й устаткування не повинні створювати загрози працюючим, а також негативно впливати на стан їхнього здоров'я чи самопочуття.

Власник або уповноважений ним орган (роботодавець) зобов'язані приділяти увагу умовам праці працівника, полегшувати їх оздоровлювати навколишнє середовище і т.д. забезпечувати контроль за здоров'ям працівників зі шкідливими умовами праці, забезпечувати спецодягом і засобами захисту працюючих від шкідливого впливу речовин, які використовуються у процесі роботи. Стежити за дотриманням трудового законодавства, створювати умови для здійснення контролю за умовами праці, піклуватися про відпочинок працюючих.

Права громадян, у тому числі працівників, закріплені у відповідних нормативно-правових актах, можуть бути реалізовані тільки за умови, якщо в нормативному порядку будуть встановлені для цього необхідні гарантії.

Закон України "Про охорону праці" передбачає цілий ряд гарантій прав громадян на охорону праці як при укладенні трудового договору, так і під час роботи на підприємстві.

Чинне законодавство передбачає систему гарантій щодо охорони здоров'я працівників на виробництві. Згідно зі ст. 43 Конституції України кожен має право на належні, безпечні й здорові умови праці. Використання праці жінок і неповнолітніх на небезпечних для їхнього здоров'я роботах забороняється.

Основи законодавства України про охорону здоров'я розглядають охорону здоров'я як загальний обов'язок усіх підприємств, установ, організацій, посадових осіб та громадян, які зобов'язані забезпечити пріоритетність охорони здоров'я у власній діяльності. З метою забезпечення сприятливих для здоров'я умов праці, високого рівня працездатності встановлюються єдині санітарно-гігієнічні вимоги до організації виробничих процесів, пов'язаних з діяльністю людей. Власники і керівники підприємств, установ і організацій зобов'язані забезпечити виконання охорони праці, виробничої санітарії, інших вимог охорони праці, не допускати шкідливого впливу на здоров'я людей. При

укладенні трудового договору громадянин повинен бути проінформований власником під розписку про умови праці на підприємстві, наявність на робочому місці небезпечних і шкідливих виробничих чинників, про можливі наслідки їх впливу на здоров'я і про його права на пільги і компенсації за роботу в таких умовах. Забороняється укладення трудового договору з громадянином, якому згідно з медичним висновком протипоказана запропонована робота за станом здоров'я.

Однією з гарантій є й те, що згідно зі ст. 153 КЗпП працівник має право відмовитися від дорученої роботи, якщо створилася виробнича ситуація, небезпечна для його життя чи здоров'я або для оточуючих його людей і навколишнього середовища. Факт наявності такої ситуації підтверджується фахівцями з охорони праці підприємства за участю представника профспілки й уповноваженого трудового колективу, а за період простою з цих причин не з вини працівника за ним зберігається середній заробіток.

Працівник має право розірвати трудовий договір за власним бажанням, якщо власник не виконує законодавство про охорону праці, умови колективного договору з цих питань. У цьому випадку працівникові виплачується вихідна допомога в розмірі, передбаченому колективним договором, але не менш 3-місячного заробітку (ч. 3 ст. 38, ст. 44 КЗпП).

На час припинення експлуатації підприємства, цеху, дільниці, окремого виробництва або обладнання органом державного нагляду або службою охорони праці працівникам гарантується збереження місця роботи [10].

Працівникам, зайнятим на роботах з важкими і шкідливими умовами праці, надається право на додаткові пільги і компенсації. Вони безкоштовно забезпечуються лікувально-профілактичним харчуванням, молоком або рівноцінними харчовими продуктами, газованою солоною водою, мають право на оплачувані перерви санітарно-оздоровчого призначення, скорочення тривалості робочого часу, додаткову оплачувану відпустку, пільгову пенсію, оплату праці в підвищеному розмірі та інші пільги і компенсації, що надаються у передбаченому законодавством порядку. Власник також може за свої кошти додатково встановлювати працівникам за колективним договором (угодою, трудовим договором) пільги і компенсації, не передбачені чинним законодавством.

Гарантійною нормою є й те, що на власника покладається обов'язок безкоштовної видачі працівникам спецодягу, інших засобів індивідуального захисту, змиваючих і знешкодуючих засобів, а якщо працівник був вимушений придбати їх за власні кошти, — компенсувати йому витрати.

Серед гарантій прав громадян на охорону здоров'я під час праці особливо необхідно виділити обов'язок власника відшкодувати працівникові шкоду,

заподіяну йому каліцтвом або іншим ушкодженням здоров'я, пов'язаним з виконанням трудових обов'язків.

Охорона здоров'я робітників, забезпечення безпечних умов праці, попередження професійних захворювань і усунення виробничого травматизму складають постійну турботу держави [10].

Навчання й інструктажі працівників з питань охорони праці є складовою частиною системи управління охороною праці. Вони проводяться з учнями, вихованцями і студентами навчально-виховних закладів, працівниками в процесі їхньої трудової діяльності.

Усі працівники, яких приймають на роботу і які в процесі роботи проходять на підприємстві навчання й інструктаж з питань охорони праці, вивчають правила надання першої і швидкої допомоги потерпілим від нещасного випадку, а також правила поведінки при виникненні аварії чи пожежі на підприємстві.

Відповідно до «законодавства України», затвердженими Верховною Радою України, нагляд і контроль за дотриманням законодавства про працю і правил по охороні праці здійснюють державні органи й інспекції, що не залежать у своїй діяльності від адміністрації підприємств і організацій, і профспілки, а також знаходяться в їхньому підпорядкуванні технічна і правова інспекції праці.

Місцевий (заводський) профспілковий комітет контролює дотримання законодавства про працю, вимог охорони праці і виробничої санітарії, вирішує трудові спори. Для поліпшення роботи з охорони праці, профспілкові комітети створюють на підприємствах комісії охорони праці і виділяють суспільних інспекторів по охороні праці.

Працівники, що виконують роботи підвищеної небезпеки, а також де є необхідність у професійному доборі, проходять попереднє спеціальне навчання і перевірку знань з питань охорони праці в термін, установлений відповідними галузевими нормативними актами, але не рідше одного разу в рік.

Допуск до роботи осіб до початку виконання своїх обов'язків періодично проходять навчання і перевірку знань з питань охорони праці.

Навчання керівників підприємств і заснувань і їхніх заступників, що безпосередньо відповідають за організацію охорони праці на підприємстві чи в установі, проводиться в навчальних установах, що мають дозвіл Комітету з нагляду за охороною праці України на проведення такого навчання.

На підприємствах навчання з питань охорони праці організовує відділ охорони праці підприємства, залучає до цього працівників відділу охорони праці і фахівців, що пройшли навчання і перевірку знань у навчальних установах або установах Держнагляду по охороні праці.

Посадові особи і фахівці невеликих підприємств, де неможливо провести навчання і створити комісію по перевірці знань, проходять навчання у відповідних місцевих навчальних установах або у близьких до їх профілю виробництва підприємствах, а перевірку знань – комісіях при місцевих органах Держнагляду по охороні праці.

Інструктажі бувають [10]:

1. Вступний (із усіма працівниками, що тільки що прийняті на роботу)
2. Первинний (проводиться на робочому місці до початку роботи з новоприйнятим працівником).
3. Повторний (проводиться на робочому місці з усіма працівниками)
4. Позаплановий (проводиться при введенні нових нормативних актів, при заміні технологічного процесу, при порушенні нормативних актів працівниками, по вимозі відповідного державного органу, при перерві в роботі виконавця більш ніж на 30 календарних днів і ін.)
5. Цільовий (при виконанні разових робіт, при ліквідації наслідків аварії і т.д., при виконанні робіт, що оформляються нарядом – допуском чи письмовим дозволом, у випадку екскурсії або організації масових заходів з учнями і вихованцями).

Робітники можуть бути допущені до роботи тільки після проходження інструктажу з охорони праці. Інструктаж проводиться по наступним видах: вступний інструктаж при надходженні на роботу, інструктаж на робочому місці, повторний інструктаж. Вступний інструктаж проводить інженер по охороні праці в кабінеті (куточку) охорони праці, обладнаному наочними приладами. Інструктаж на робочому місці проводить керівник виробничої ділянки, супроводжуючи його показом безпечних прийомів роботи.

Вступний інструктаж і інструктаж на робочому місці записуються в «контрольний лист», що підписується інженером по охороні праці, робітником, майстром і начальником цеху або ділянки.

Повторний інструктаж проводять не рідше одного разу в 6 місяців, а додатковий — при порушенні працюючим правил і інструкцій з охорони праці, технологічної і виробничої дисципліни, а також при зміні технологічного процесу, виду робіт. Повторний і додатковий інструктажі записуються в спеціальний журнал, що зберігає керівник виробничої ділянки.

Відповідальність за керівництво роботою по охороні праці, проведення заходів щодо зниження і попередження виробничого травматизму і профзахворювань покладається на керівника підприємства. Відповідальним обличчям за охорону праці і виробничу санітарію є інженер (старший інженер) по охороні праці, підлеглий головному інженеру підприємства.

## 6.2. Охорона праці та пожежна безпека на будівельному майданчику

Організація будівельного майданчика, ділянок робіт та робочих місць повинна забезпечувати безпеку праці працюючих на всіх етапах виконання робіт [9, 10 та ін.].

Майданчик будівництва знаходиться в центрі міста, тому, щоб запобігти доступу сторонніх осіб, повинен бути огорожений. Огородження, які примикаються до місць масового проходу людей, необхідно облаштувати суцільним захисним козирьком. Конструкція огороження повинна бути збірною-розбірною з уніфікованими елементами, з'єднаннями і деталями кріплення, висота захисних панелей з козирьком становить 2,0 м, в розріжених панелях огороження відстань в просвіті (розрідженість) між деталями заповнення полотна панелей повинна бути в межах 80-100 мм, захисний козирьок встановлюється по верху огороження з підйомом до горизонту під кутом  $20^{\circ}$  в сторону тротуару, панелі козирька повинні забезпечити перекриття тротуару і виходити за його край (зі сторони руху транспорту) на 50-100 мм.

Зони потенційно діючих небезпечних виробничих факторів повинні мати сигнальні огороження, які задовільняють вимоги: висота стійок сигнального огороження повинна бути 0,8 м, відстань між стійками не повинна перевищувати 6,0 м.

На будівельний майданчик влаштовані 1 в'їзд та 1 виїзд, тимчасові дороги шириною 6,0 м дозволяють рухатись автомобільному транспорту зпід'їздом до всіх складів та вузлів.

При в'їздах на будівельний майданчик повинна бути встановлена схема руху транспортних засобів, а на обочинах доріг і проїздів – добре видимі дорожні знаки, що регламентують порядок руху транспортного засобу в відповідності з правилами дорожнього руху.

Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виробництва робіт не повинна перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

На будівельному майданчику огороженні всі небезпечні зони (монтажна зона, зона дії крана).

Відкритий котлован, траншеї огородити захисним огороженням.

До монтажних робіт допускаються чергові люди, які пройшли медичний огляд та мають допуск до роботи на висоті.

Стропування вантажів проводять згідно техкарти, розструповку вантажів та залізобетонних елементів проводять після їх закріплення.

Засоби риштування повинні мати рівні робочі настили з зазором між досками не більше 5 мм, а при розміщенні настилу на висоті 1,3 м і більше – огороження і бортові елементи. З'єднання щитів настилів внахлест

допускається тільки по їх довжині, при чому кінці елементів, що стикуються, повинні бути розміщені на опорі і перекривати її не менше ніж на 0,2 м в кожную сторону. Риштування повинні бути прикріплені до стіни будинку, що будується. При відсутності особливих вказівок в інструкції заводу-виготовлювача кріплення риштувань до стін будівлі повинно виконуватись не менше ніж через один ярус для крайніх точок, через два прольоти для верхнього яруса і одного кріплення на кожні 50 м<sup>2</sup> проекції поверхні риштувань на фасад будівлі.

Приміщення, в яких проводяться роботи з пилевидними матеріалами, а також робочі місця біля машин дроблення, розмолу і просіювання цих матеріалів повинні бути забезпечені вентиляційними системами (прівітрюванням).

На робочих місцях, де застосовуються або готуються клеї, мастики, фарби і інші матеріали, що виділяють вибухонебезпечні або шкідливі речовини, не допускаються дії з використанням відкритого вогню або іскри.

Контроль за дотриманням затверджених відповідно до діючого законодавства норм і правил пожежної безпеки на об'єктах народного господарства здійснюють органи Державного пожежного нагляду /ДПН/ управління пожежної охорони Міністерства внутрішніх справ України.

Керівництво пожежною охороною і державний пожежний нагляд здійснюється МНС, а також обласними, міськими управліннями і відділами пожежної охорони [18].

Органи ДПН проводять роботу по запобіганню пожеж і забезпеченню пожежної безпеки на об'єктах, що будуються, реконструюються чи експлуатуються, здійснюють контроль за виконанням пожежно-профілактичних заходів і вимог пожежної безпеки будівельними організаціями при будівництві і реконструкції об'єктів народного господарства. Під час огляду перевіряється виконання правил пожежної безпеки, наявність засобів пожежогасіння і пожежної сигналізації і при наявності недоліків дають письмові вказівки про усунення пожежної небезпеки. Вони є обов'язковими для виконання.

Відповідальність за прийняття протипожежних заходів в організаціях покладається персонально на їх керівників без права передовіряти цю відповідальність іншим, підлеглим їм особам. Вони здійснюють загальне керівництво роботою в галузі пожежної безпеки підприємств і організацій.

Керівник організації призначає наказом відповідальних за пожежну безпеку на кожній ділянці осіб, які повинні встановити на ввірених їм ділянках необхідний протипожежний режим; організувати навчання всіх

підлеглих їм працівників правилам пожежної безпеки, забезпечити плакатами та інструкціями всі робочі місця.

Протипожежні заходи за характером поділяються на кілька видів:

- заходи режимного характеру, що не вимагають для виконання спеціальних асигнувань і виконуються при повсякденній роботі підприємства;
- заходи, які здійснюються за рахунок поточних витрат підприємства, а також такі, що вимагають для здійснення спеціальних асигнувань, які затверджуються вищестоячою організацією.

Кожна пожежа чи загоряння повинні бути розслідувані незалежно від розміру матеріальних втрат. Однією з основних задач розслідування пожеж і визначення причин виникнення їх і вживання заходів щодо запобігання подібних явищ [18].

Акт складається на всі без винятку пожежі, які мали місце на підприємстві, в житлових чи громадських будівлях.

Порушники правил пожежної безпеки, якщо порушення мали тяжкі наслідки, притягаються до кримінальної відповідальності згідно з Кримінальним кодексом, наказуються виправними роботами строком до 2 років, а якщо мали місце і людські жертви, - позбавленням волі до 8 років.

Основні причини виникнення пожеж при будівельних роботах:

- недоліки в будівельних конструкціях, спорудах, плануванні приміщень, влаштуванні комунікацій;
- дефекти обладнання, порушення режиму технологічних процесів та неправильне проведення робіт;
- несправність систем живлення і випуску відпрацьованих газів у двигунах внутрішнього згоряння, відсутність іскрогасників на вихлопних трубах двигунів;
- порушення правил користування відкритим вогнем, особливо поблизу місць застосування або зберігання горючих або легкозаймистих речовин;
- відсутність або несправність заземлення цистерн з рідкими нафтопродуктами;
- несправність або відсутність на деяких об'єктах системи блискавкозахисту.

Пожежна безпека - це стан об'єкту, при якому виключається можливість пожежі, а у випадку її виникнення виключається дія на людей небезпечних факторів пожежі і забезпечується захист матеріальних цінностей.

Пожежна безпека забезпечується завдяки створенню системи заходів пожежної профілактики і активного пожежного захисту [18].

Пожежна профілактика - комплекс організаційних заходів і технічних засобів, що спрямовані на запобігання можливого виникнення пожежі чи зменшення її наслідків.

Система активного пожежного захисту - це комплекс організаційних заходів та технічних засобів по боротьбі з пожежами і запобіганню дії на людей небезпечних чинників пожежі, а також обмеження матеріальних збитків від неї.

До організаційних заходів належать [9]:

- правильний вибір технології; недопущення захаращення приміщень і будівельних майданчиків;
- навчання працівників правилам пожежної безпеки; спеціальне розміщення матеріалів на складах та техніки в гаражах і ремонтних майстернях.

До технічних належать заходи, що стосуються правильного добору та монтажу електрообладнання, систем блискавкозахисту об'єктів та влаштування заземлення, іскрогасників тощо.

Заходи режимного характеру - це заборона куріння, запалювання вогню, правильне зберігання промаслених ганчірок, постійний контроль за зберіганням матеріалів, до можуть самозагорятись і т.ін.

Тактико-профілактичні заходи передбачають швидку дію пожежних команд, забезпечення об'єктів первинними засобами вогнегасіння, а також підтримування постійно в справному стані водопровідної системи тощо.

Заходів будівельно-конструктивного характеру вживають в процесі проектування і будівництва споруд, створення протипожежних конструкцій будівель, а також при конструюванні машин і обладнання.

На будмайданчику повині бути організовані пости з протипожежними засобами, а також визначені особливо небезпечні зони у пожежному відношенні. В межах цих зон не допускається зберігання масляних фарб, оліфи, смоли, масел, паливно-мастильних матеріалів, вказані матеріали повині зберігатись в окремих складських приміщеннях або під навісом. Зберігання в одному приміщенні кисневих балонів та балонів з іншими горючими газами забороняється. Всі роботи пов'язані з використанням відкритого вогню, допускається вести лише з дозволу відповідального за пожежну безпеку на будівельному майданчику.

### **6.3. Заходи з охорони праці**

#### **6.3.1 Заходи з охорони праці при виконанні земляних робіт**

Під час виконання земляних та інших робіт у котлованах, траншеях необхідно вжити заходів із запобігання впливу на працівників таких небезпечних і шкідливих виробничих факторів [7, 10]:

- обвалення гірських порід (грунтів);
- падіння шматків породи;
- машини та їх робочі органи, що рухаються, предмети, що ними переміщуються;
- підвищена напруга в електричному колі, замикання якого може відбутися через тіло людини;
- недостатня освітленість робочої зони;
- підвищений рівень шуму та вібрації на робочому місці;
- підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони;
- патогенні мікроорганізми.

Під час виконання земляних робіт необхідно дотримуватись вимог безпеки та охорони праці цього документа, відповідних рішень проектно-технологічної документації ,зокрема:

- визначеної безпечної крутизни незакріплених укосів котлованів і траншей з урахуванням навантаження від машин і ґрунту;
- визначеної конструкції кріплення стінок виїмок;
- визначених типів і місць встановлення огорож виїмок, перехідних містків, а також сходів для спуску працівників до місця робіт або їх евакуації;
- вибраних типів машин, що застосовуються для розробки ґрунту та місць їх встановлення;
- додаткових заходів забезпечення стійкості укосів у зв'язку із сезонними змінами щільності ґрунтів та контролю.

З метою запобігання розмиванню, зсувам ґрунтів, обваленню стінок виїмок у місцях виконання земляних робіт до їх початку необхідно забезпечити відведення поверхневих і підземних вод.

На огорожах повинні бути нанесені попереджувальні написи, а в нічний час - встановлене сигнальне освітлення.

Для проходу людей через виїмки повинні бути улаштовані перехідні містки, які освітлюються у нічний час.

Виконання земляних робіт у зимовий період можливе за таких умов:

- а) за постійних негативних середньодобових температур допускається збільшення глибини вертикальних стінок виїмок, крім сипучомерзлих, на величину глибини промерзання ґрунту;
- б) при змінних температурах роботи виконуються без урахування тимчасового промерзання, тобто за так званою «літньою» технологією;

### **6.3.2. Заходи з охорони праці при виконанні монтажних робіт**

При виробництві монтажних (демонтажних) робіт в умовах діючого підприємства експлуатовані електромережі й інші діючі інженерні системи в зоні робіт повинні бути, як правило, відключені, закорочені, а устаткування і трубопроводи звільнені від вибухонебезпечних, пальних і шкідливих речовин.

Способи стропування елементів конструкцій і устаткування повинні забезпечувати їхню подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного.

Очищення підлягаючих монтажу елементів конструкцій від бруду варто робити до їхнього підйому.

Елементи, що монтуються під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування й обертання гнучкими відтягненнями.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій під час їхнього підйому чи переміщення.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування у висячому положенні.

Не допускається перехід монтажників по встановлених конструкціях і їхніх елементах.

Встановлені в проектне положення елементи повинні бути закріплені так, щоб забезпечувалася їхня стійкість і геометрична незмінюваність,

Не допускається перебування людей під елементами, що монтуються до установки їх у проектне положення і закріплення. При необхідності перебування працюючих під устаткуванням (конструкціями), що монтуються, а також на устаткуванні (конструкціях) повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих [10].

Фарбування й антикорозійний захист конструкцій і устаткування у випадках, коли вони виконуються на будівельному майданчику, варто робити, як правило, до їхнього підйому на проектну відмітку.

У процесі монтажу конструкцій будинків чи споруд монтажники повинні знаходитися на раніше встановлених і надійно закріплених подмоствах, які служать для безпечного виконання робіт на висоті понад 1 м над рівнем землі.

На будівлях, як правило, використовуються інвентарні риштування, підмостки, люльки, які мають паспорти підприємств, що їх виготовляють. Не інвентарні засоби підмоцнування використовують у виключних випадках з дозволу головного інженера будівельно-монтажної організації, якщо висота не інвентарних риштувань більша за 4 м, їх споруджують за затвердженим проектом.

Для виконання будівельних робіт у межах одного поверху використовують підмості. Їх встановлюють в середині будівлі і переносять краном з одного поверху на інший.

Аналіз нещасних випадків при роботі на риштуванні свідчить, що нещасні випадки відбуваються, головним чином, через втрату стійкості риштувань, що викликано різними причинами:

- неправильним і недостатнім кріпленням риштувань до стін, нерівномірним опиранням стоек на ґрунт;
- перенавантаженням внаслідок накопичення матеріалів і будівельних деталей на настилах риштувань, що перевищує допустимі величини;
- динамічним впливом на елементи конструкцій, риштувань і втратою міцності їх окремих елементів.

До загальних вимог охорони праці, що пред'являються до експлуатації риштувань і підмостей, можна віднести:

- несуча здатність конструкцій і надійність їх під час збирання і експлуатації;
- стійкість під час монтажу і в процесі експлуатації;
- наявність міцного огородження, що виключає можливість падіння людей і окремих предметів з висоти, і суцільних настилів, безпечний підйом робітників і матеріалів.

Конструкція риштувань повинна бути розрахована на стійкість, а окремі елементи - на міцність. Розрахунки несучих елементів (опор, настилів, прогонів і т.ін.) виконують, враховуючи масу робітників, (масу матеріалів, тари, транспортних засобів тощо.)

Для забезпечення стійкості риштувань у поперечному напрямку їх необхідно надійно кріпити до стіни за допомогою анкерів.

Монтажне захисне огороження складається з трьох основних частин: поручня, проміжного елемента і бортової дошки шириною не менше 15 см. Всі дошки повинні бути прибиті з внутрішньої сторони.

Демонтаж риштувань проводиться в зворотній послідовності його монтажу, коли з настилів зняті всі матеріали, інструмент і транспортні засоби, спуск елементів риштування здійснюється за допомогою кранів.

Для захисту людей, що перебувають на риштуваннях, від прямого удару блискавки передбачено блискавковідвід.

У будівництві є цілий ряд робіт, де огороження неможливе (на краю перекриття, карнизу тощо), у цих випадках використовується тільки канатний захист і монтажні пояси.

#### **6.3.4. Заходи з охорони праці при виконанні бетонних та залізобетонних робіт**

Бетонні роботи включають виготовлення і установку опалубки, приготування бетонної суміші, її транспортування і укладку, догляд за бетоном, механічну обробку бетонних конструкцій, контроль якості робіт, розбирання опалубки після затвердіння бетону тощо [1, 10].

Матеріали, які використовується для виготовлення бетонної суміші, при обробці, транспортуванні та інших операціях утворюють значну кількість пилу, що шкідливо діє на дихальні шляхи людини і викликає захворювання шкіри обличчя і рук. Це може викликати виробничо-обумовлену захворюваність або бути причиною травматизму.

Для запобігання падіння з висоти робочого місця огорожують інвентарними пристроям і підмостями. Використання хімічних добавок, а також високоактивних бетонних сумішей викликає необхідність захистити людину від доторкаєння до бетонної суміші. Для цього необхідно використовувати засоби індивідуального захисту: гумові рукавиці, захисний спецодяг і спецвзуття, захисні окуляри.

До початку укладання бетону необхідно скласти акт про надійність опалубки, підтримуючих риштувань і настилів. Перед початком робіт перевіряють справність обладнання та інструментів, необхідних для роботи.

Розміщення на опалубці устаткування і матеріалів, не передбачених проектом виробництва робіт, а також перебування людей, безпосередньо на настилі, що бере участь в роботі, не допускається.

Тару для бетонної суміші до початку роботи перевіряють, звертаючи увагу на справність замків, щоб не допустити додаткового вивантаження суміші. При вкладанні бетону з бад'ї відстань між нижнім кінцем бад'ї і раніше вкладеним бетоном або поверхнею, на яку вкладається бетон, повинно бути не більше 1 м, якщо відстань не передбачена проектом виробництва робіт.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмоведучі шланги не допускається, а при перерві в роботі і при переході з одного місця на інше електровібратори необхідно вимикати.

При укладці бетонної суміші в опалубку треба дотримуватись технологічних режимів подачі бетонної суміші, щоб запобігти обвалу опалубки. Тому при проектуванні опалубки враховують масу самої опалубки, масу арматури та бетонної суміші, зважають також на динамічні навантаження, які можуть виникнути при подачі в опалубку бетонної суміші, а також при її ущільненні вібраторами.

Основні види травм при виконанні опалубочних робіт: ураження електричним струмом при установці металічної і деревометалевої опалубки вантажопідйомними механізмами біля ліній електропередач; падіння з висоти; падіння не закріплених опалубочних щитів; подразнююча дія на шкіру працівників хімічних речовин та ін.

Умови праці при виконанні опалубочних робіт формують вимоги до використання технологічних засобів безпеки. Залежно від призначення їх можна поділити так:

- засоби захисту від падіння людини з висоти (огороджувальні пристрої, страховочні канати і захисні пояси);
- засоби захисту від падіння предметів з висоти (захисні каски);
- засоби підмоцнення та інша технологічна оснастка, що сприяє безпеці праці;
- засоби захисту від попадання хімічних речовин на шкіру при змащуванні опалубочних елементів (окуляри, гумові рукавиці тощо).

Перед початком укладки бетонної суміші майстер повинен перевірити правильність установки і надійність кріплення опалубки, підтримуючих риштувань, робочих настилів і укладеної арматури.

Опалубку на висоті більше за 5 м встановлюють з спеціальних риштувань. У вітряну погоду монтаж опалубки на висоті повинен вестись з максимальною обережністю. Щити опалубки мають велику "парусність" і піддаються сильному розкачуванню поривами вітру, що є джерелом виробничої небезпеки.

При укладці бетонної суміші на висоті більшій за 1,5 м робочі настили чи робочі місця бетонників огороджують перилами.

При збиранні елементів опалубки в кілька ярусів кожний наступний ярус треба встановлювати лише після закріплення нижнього.

При установці опалубки другого ярусу на нижньому ярусі повинні бути збережені огороджувальні пристрої, а для переходу на другий ярус необхідно використовувати легкі інвентарні переносні драбини-стрем'янки. Розбирають

опалубку тільки по досягненню конструкцією заданої міцності в послідовності, що передбачена технічними умовами.

Опалубку можна розбирати тільки з дозволу майстра і під його наглядом. Під час розборки опалубки стежать за тим, щоб не виникло випадкового падіння елементів опалубки чи підтримуючих риштувань. Розібрану опалубку складають на землі, сортуючи її у штабелі.

При малих об'ємах бетонних робіт і відсутності в районі будівництва високопродуктивних бетонних вузлів допускається виробництво суміші безпосередньо на будівельному майданчику з використанням бетонозмішувачів з об'ємом змішувального барабана 100...500 л. Заготівля й обробка арматури повинні виконуватися в спеціально призначених для цього і відповідно обладнаних місцях.

Заготовка і опрацювання арматури повинні виконуватись в спеціально призначених для цього і відповідно влаштованих до цього майданчиках.

При виконанні робіт із заготівлі арматури необхідно:

- обгороджувати місця, призначені для розмотування бухт (мотків) і виправлення арматури;
- при різанні верстатами стержнів арматури на відрізки довжиною менш 0,3 м застосовувати пристосування, що попереджають їхній розліт;
- складати заготовлену арматуру в спеціально відведені для цього місця;
- закривати щитами торцьові частини стержнів арматури в місцях загальних проходів, що мають ширину менш 1 м.

#### **6.4. Розрахунок прожекторного освітлення**

Розрахунок прожекторного освітлення звичайно роблять для визначення типу прожектора, необхідної кількості прожекторів, його висоти, місця і кута нахилу оптичної осі у вертикальній і горизонтальній площинах, що забезпечують задану нормами освітленість місць провадження робіт [15].

У якості вихідних даних приймають розміри будівельного майданчика 204x111,5 м, нормативну освітленість 10 лк, прожектори типу ПЗС-45 з дуговими ртутними лампами ДРЛ – 700, які мають світловий потік  $\Phi_{\text{л}}=35000$  лм, з потужністю лампи  $P_{\text{л}}=700$  Вт.

Визначаємо необхідну кількість прожекторів для освітлення території будівельного майданчика за формулою [15]

$$n = \frac{S \cdot E_n \cdot m \cdot k}{\Phi_l \cdot u \cdot \eta} = \frac{22746 \cdot 10 \cdot 1,16 \cdot 2}{35000 \cdot 0,9 \cdot 0,37} = 45,3 \text{ шт.},$$

де  $\eta$ - коефіцієнт корисної дії прожектора для прожекторів типу ПЗС-35, ПЗС-45, ПФС-45-1 ( $\eta=0,35 \dots 0,38$ );

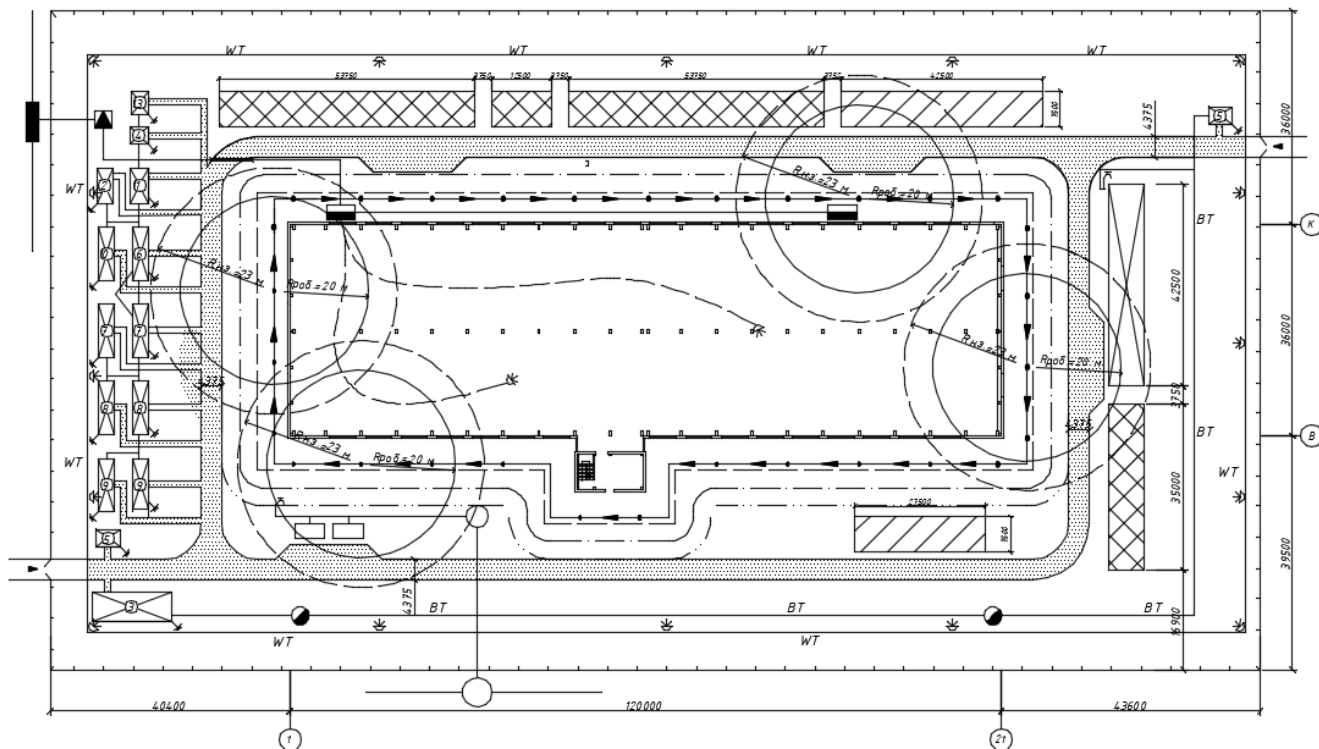


Рис. 6.1. Схема розміщення прожекторів на будівельному майданчику

$m$  – коефіцієнт розсіювання світла прожекторами ( $m=1,16$ ).

$E_n$  – нормативна освітленість горизонтальної поверхні, лк;

$k$  – коефіцієнт запасу;

$S$  – освітлювана площа,  $S=22746 \text{ м}^2$ ;

при площі до  $5000 \text{ м}^2$   $u=0,7 \dots 0,8$  інакше  $0,9$ ;

$\Phi_l$  – потужність лампи.

приймаємо з конструктивних міркувань кількість прожекторів  $n = 48 \text{ шт.}$

За формулою визначаємо мінімальну висоту встановлення прожекторів

$$H_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\max}}{300}} = \sqrt{\frac{30000}{300}} = 10 \text{ м},$$

де  $I_{\max} = 30000 \text{ кд}$  – максимальна сила світла від лампи прожектора.

Знаходимо відстань між опорами із співвідношення

$$l = 9 \cdot H_{\min} = 90 \text{ м}.$$

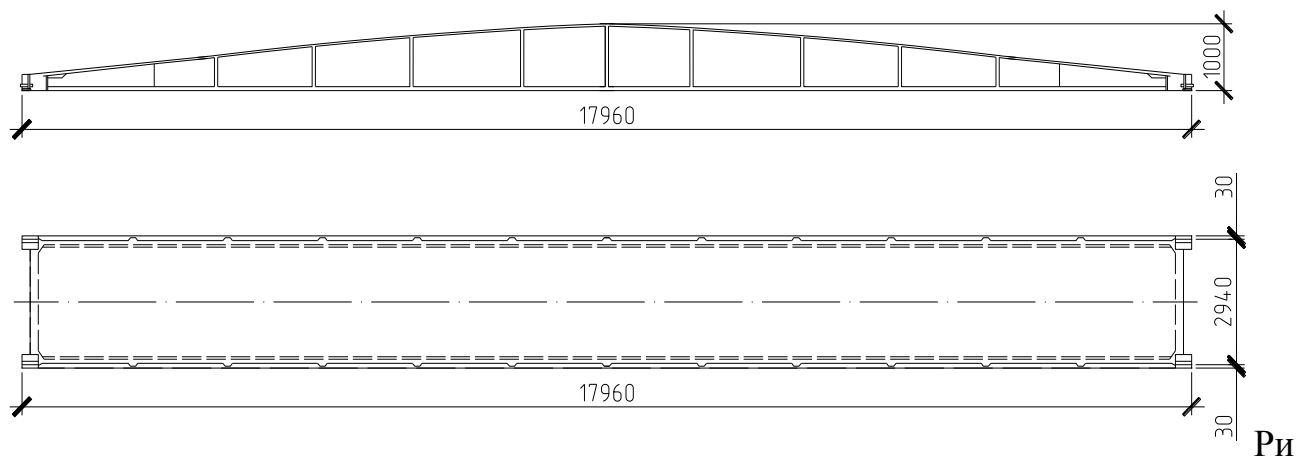
Приймаємо для влаштування прожекторного освітлення двохпровідну мережу з напругою між проводами  $U=220\text{ В}$ .

Виходячи з розмірів будівельного майданчика, встановлюємо 16 опор, на яких розташовуються батареї з 3-х прожекторів.

## 7. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

### 7.1. Огляд-аналіз конструювання конструкції залізобетонної склепінчастої КЗС, розмірами 3×18 м

Великорозмірну залізобетонну плиту розглядають як коротке циліндричне полого попередньо напружене склепіння з двома ребрами - діафрагмами сегментного обрису [27, 28 та ін.].



с. 2.1 Конструкція залізобетонна склепінчаста КЗС 3×18 м.

### 7.2. Вибір класів арматури і бетону . Підрахунок навантажень

Для розрахунку конструкцій КЗС приймаємо [1, 2]:

- попередньо напружену арматуру з стержневої сталі класу А600:

$$f_{pk}=630\text{МПа},$$

$$E_s = 190000\text{МПа};$$

- арматуру класу Вр-I:

$$f_{yd}=360\text{ МПа},$$

$$E_s = 170000\text{МПа};$$

- арматуру класу А400С [17]:

$$f_{yd} = 365\text{ МПа} ,$$

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5\text{ МПа};$$



133 – 125=742 мм , який відповідає максимальне значення нерівномірного навантаження  $g_{\max}$  (рис 7.3).

Це навантаження слід замінити рівномірно-розподіленим, еквівалентному по згинальному моменту в середині прольоту конструкції .

Для вирахування  $M$  стінка діафрагми розділена на елементарні відрізки, в яких знаходимо їхні площі : трикутника  $F_1 = h'l / h_i$  параболічного сегмента  $F_2 = h'/12$  .

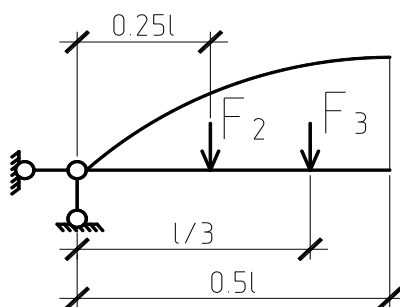


Рис. 7.3. Схема підрахунку навантаження від стінки діафрагми

Згинальний момент в середині прольоту від фактичного навантаження

$$M' = 5g_{\max}l^2/48 .$$

Еквівалентний по згинальному моменту  $g' = 8M' / l^2 = 5g_{\max}l^2 / 6 = 0,833g_{\max}$ .

В даному випадку з врахуванням ваги стінки і ребер жорсткості :

$$g' = 0,833 \times 742(40 \times 80 \times 80 \times 2) \times 1500 \times 2 \times 17,2 \times 10^6 = 1,2 \text{ кН/м}^2 \quad \text{або} \\ g' = 1,2/3 = 0,32 \text{ кН/м}^2$$

Рівномірно розподілене навантаження (кН/м<sup>2</sup>) для середньої частини прольоту плити КЗС підраховано в таблиці 3.1

Таблиця 7.1

Збір навантажень на плиту-оболонку КЗС [5, 24, 28]

№ п/п	Вид навантаження	Характерист. навантаження, кН	Розрахункові навантаження			
			Експлуатаційні		Граничні	
			$\gamma_{fe}$	$g_e$	$\gamma_{fm}$	$g_m$
Постійні навантаження						
1	Від покрівельного килиму	0,76	1,0	0,76	1,3	0,99
2	Полки панелі	$0,03 \cdot 17,2 = 0,52$	1,0	0,52	1,1	0,57

3	Внутрішні полки	$0,045 \cdot 0,22 \cdot 17,2/3 = 0,06$	1,0	0,06	1,1	0,07
4	Нижній пояс	$0,2 \cdot 0,1 \cdot 17,2/3 = 0,11$	1,0	0,11	1,1	0,12
5	Верхній пояс	$0,11 \cdot 0,08 \cdot 2 \cdot 17,2/3 = 0,10$	1,0	0,10	1,1	0,12
6	Стінки діафрагми	0,37	1,0	0,37	1,1	0,41
Всього		1,92		1,92		2,28
Тимчасові навантаження						
7	Снігове навантаження (м. Тернопіль, $S_0 = 1390 \text{ Па}$ )	1,39	0,49	0,68	1,04	1,45
Повне навантаження		3,31		2,6		3,73

Навантаження від місцевого потовщення (рис 7.4) оболонки і опор панелі (вага додаткового бетону).

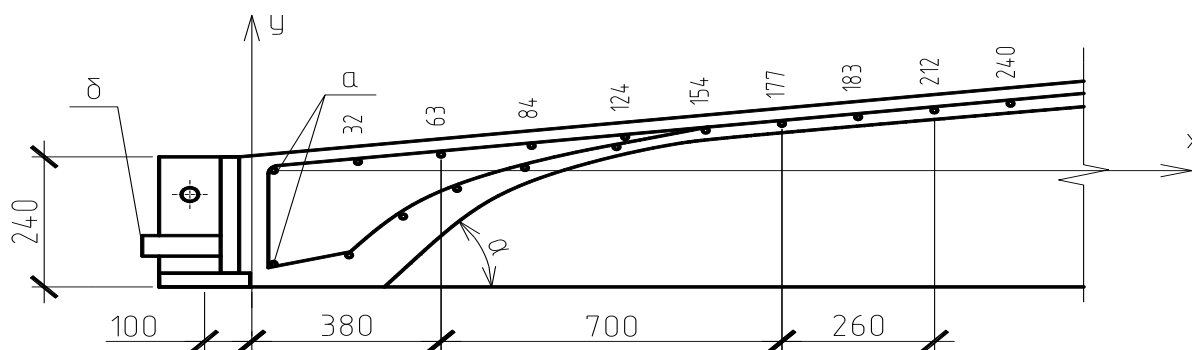


Рис. 7.4 Геометрична схема конструкції зб склепінчастої між діафрагмами.

$$G_1 = (h_k - h'_f)(x_{6-5} + 0,5 x_{5-11}) \cdot b_f \cdot g \cdot \gamma_f = (0,25 - 0,03) \times (0,38 + 0,5 \cdot 10) \cdot 2,94 \cdot 17,2 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 10,2 \text{ кН.}$$

Це навантаження не замінює еквівалентного рівномірно розподіленого, а враховується для визначення зусиль при розрахунку панелі.

Центр тяжіння додаткового навантаження розташований на відстані 0,6 м від опори.

Зусилля з врахуванням місцевого потовщення конструкції біля опори:

$$Q_{\max} = (g + S) \cdot B \cdot L_0 / 2 + G_1 = 3,73 \cdot 3 \cdot 17,75 / 2 + 10,23 = 99,3 \text{ кН}$$

$$M_{\max} = (g + S) \cdot B \cdot L_0^2 / 8 + G_1 \cdot 0,6 = 3,73 \cdot 3 \cdot 17,75^2 / 8 + 10,23 \cdot 0,6 = 446,83 \text{ кНм.}$$

### 7.3. Розрахунок конструкції залізобетонної склепінчастої за загальною несучою здатністю та стійкістю

Потрібна площа перерізу робочої попередньо напруженої арматури класу А-600 в нижньому поясі діафрагм визначаємо за формулою  $A_s = M_0 / (Z_0 \cdot \gamma_{s6} \cdot f_{p,dk})$ ;  
 $A_s = 446830000 / (935 \cdot 575) = 831,1 \text{ мм}^2$ .

По сортаменту можна взяти 2Ø25 А 600 з площею перерізу  $A_s = 982 \text{ мм}^2$ .

Потрібна товщина середньої частини склепіння, з умови міцності визначаємо за формулою:

$h_{5-6} = M_0 / (0,75 Z_0 \cdot b_f \cdot \gamma_{b2} \cdot f_{cd}) = 446830000 / (0,75 \cdot 935 \cdot 2940 \cdot 0,9 \cdot 14,5) = 16,6 <$   
 $h_f = 30 \text{ мм}$ , по конструктивному рішенняю.

Для перевірки конструкції на стійкість необхідно підрахувати геометричні характеристики перерізів в середині прольоту.

$$A_{red} = 2192 \text{ см}^2; S_{red} = 152700 \text{ см}^3.$$

Відстань від нижньої грані до центру тяжіння перерізу:  $y = S_{red} / A_{red} = 696 \text{ мм} \rightarrow$   
 $h - y = 1000 - 696 = 304 \text{ мм}$ .

Момент інерції приведенного перерізу:  $I_{red} = 2,42 \times 10^6 \text{ см}^4$ .

Згинальний момент від навантаження з коефіцієнтом надійності  $\gamma_f = 1$ .

$$M_{red} = \gamma_n (g + s)_{ser} \cdot B \cdot L_0^2 / 8 + G_{1red} \cdot 0,6 = 3,17 \cdot 3 \cdot 17,75^2 / 8 + 10,23 \cdot 0,6 / 1,1 = 412,21 \text{ кНм}.$$

Перевірка товщини плити на умовне критичне навантаження чи напруження стиску за формулою:

$$h_{5-6} \geq 0,8 \cdot l_1 \sqrt{(M_{ser,y} / (E_b I_{red}))} = 0,8 \cdot 2200 \cdot \sqrt{(41220000 \cdot 289 / (190000 \cdot 24200 \cdot 10^2))} = 12,95 \text{ мм}$$

$$h_{5-6} = 12,95 < h_f = 30 \text{ мм}.$$

Необхідна товщина плити  $h_f = 30 \text{ мм}$ . Ця товщина задовольняє вимоги по міцності та стійкості.

#### **7.4. Геометрична будова верхньої поверхні склепінчастої залізобетонної конструкції, і зміна її товщини на при опорних ділянках**

Рівняння верхньої поверхні плити є наступним:

$$Y = 4f_x(\ell - x) / L_0^2 = 4 \cdot 950 \cdot (17750 - x) / 17750^2 = 68223 \cdot (17750 - x) \cdot 10^{-10}$$

Рівняння перемінної товщини плити

$$H_{4-6} = 474440000 / [1135(x + 200) \cdot 0,9 \cdot 17] = 4402 / (x + 200).$$

При цьому нижня поверхня конструкції на деякій висоті від опори має конструктивні зміни : горизонтальна ділянка довжиною  $X_{5-6} = 380\text{мм}$  від опори, переходить нахилену ділянку під кутом  $27^\circ$ , яка перетинається з криволінійною нижньою поверхнею. Ординати (мм) точок всіх поверхонь дані в таблиці 3.2. Відмітки нижньої поверхні конструкції визначають як різницю  $(y-h_{4-6})$ . Рівняння перерізу площини:  $y = -240 + 0,5(x-380)$  від  $x=380\text{мм}$  і до  $x=1140\text{мм}$ , місця перерізу  $(0,5 = \text{tg}27^\circ)$ . В місці перерізу площини з параболічною поверхнею, роблять закручення не великого радіуса , для того щоб не було в конструкції напружень.

В інтервалі  $1400 \leq x \leq 7600$  поверхні оболонки зроблені по параболі  $g(x)$ .

Таблиця 3.2

### Ординати точок

1	x	0	200	400	600	800	1100	1140	1200	1400	1600	1800	2000
2	y	0	32	63	94	124	154	177	183	212	240	267	294
3	$h_{4-6}$	240	110	73	55	44	37	33	31				
4	$y-h_{4-6}$	-240	-78	-10	39	80	117	144	152	112	210	237	264
5	$y'$	-240	-240	-230	-130	-10	70	140	-	-	-	-	-

### 7.5. Торцеве армування та анкери повздовжньої робочої арматури

Розрахункові зусилля в торцевій арматурі визначаємо за формулою [28]:

$$g = 0,95 \cdot (2,28 - 0,99) = 1,23 \text{кН/м}^2$$

$$N_1 = (1,23 + 2) \cdot 17,75^2 \cdot 2,84 / (64 \cdot 0,935) = 33,34$$

$$N_2 = 490 \cdot 982 \cdot 2840 / (8 \cdot 2940) = 58,1 \text{кН} > 33,34 \text{кН}$$

Приймаємо для розрахунку більше значення .

Потрібне значення арматури  $\text{Ø}10 \dots 40$  класу А400, з  $f_{yd} = 400 \text{МПа}$ ;  
 $A_s = 58101 / 400 = 145 \text{мм}^2 \rightarrow 2\text{Ø}12 \text{ А400 з } A_s = 226 \text{мм}^2$ .

Згинальний момент від розрахункового навантаження в перерізі КЗС на відстані 1,5м від робочої поверхні анкера при  $\gamma_n(g+s)=3,82 \text{ кН/м}^2$ .

$$M_1=3,82 \cdot 10^3(1,5+0,05)(17,75-1,55)/17,75=151 \text{ кНм.}$$

Відстань від вертикалі до осі робочої арматури і до осі конструкції в тому ж перерізі:

$$Z=4 \cdot 0,935(1,5+0,05)(17,75+1,55)/2=0,28 \text{ м.}$$

Потрібна площа робочої арматури, точніше робочої поверхні анкера повздожньої арматури кожної діафрагми визначаємо за формулою:

$$A \geq M_1 / (2 \times Z \times \gamma_{b2} \times f_{cd}) = 151000000 / (2 \cdot 280 \cdot 0,9 \cdot 14,5) = 20662 \text{ мм}^2.$$

При ширині полиці  $< 250 / 160 / 10 L_1=250 \text{ мм}$ , потрібна довжина анкера  $L_2=100 \text{ мм}$ .

## 7.6. Характеристика попереднього напруження арматури і зусиль стиску бетону

Це потрібно для розрахунку на несучу здатність перерізів, похилих до повздожньої осі діафрагм перерізів конструкції між діафрагмами і для перевірки панелі за другою групою граничних станів [27].

Попередньо напружена арматура: 2Ø25 A600 з  $A_p=982 \text{ мм}^2$ ;  $f_p=540 \text{ МПа}$ ;  $E_p=19 \times 10^5 \text{ МПа}$ ,  $f_{pk}=630 \text{ МПа}$ .

Максимальні напруження арматури при натягу її на упори механічним способом:

$$\sigma_{p,\max} = 0,9 f_{pk} = 0,9 \cdot 630 = 567 \text{ МПа.}$$

Сила попереднього напруження

$$P_{\max} = A_p \cdot \sigma_{p,\max} = 9,82 \cdot 567 \cdot 10 = 55679,4 \text{ кН.}$$

Визначаємо втрати попереднього напруження:

- миттєві втрати:

- від релаксації арматури

$$\Delta P_r = (0,1 \cdot \sigma_{p,\max} - 20) A_p = (0,1 \cdot 567 - 20) \cdot 9,82 = 36,04 \text{ МПа};$$

- від теплової обробки

$$\Delta P_0 = 0,5 \cdot A_p \cdot E_p \cdot \alpha_c (T_{\max} - T_0) = 0,5 \cdot 9,82 \cdot 19 \cdot 10^5 \cdot 0,9 \cdot 10^{-6} \cdot 65 = 54,58 \text{ МПа};$$

- від деформації сталевих форм

$$\Delta P_3 = 30 \text{ МПа};$$

- від миттєвої деформації бетону

$$\Delta P_{cl} = A_p \cdot E_p \cdot \Sigma \left[ \frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] = 9,82 \cdot 19 \cdot 10^5 \left[ \frac{0,25 \cdot 135}{32,5 \cdot 10^4} \right] = 193,76 \text{ МПа};$$

• втрати попереднього напруження в часі:

- внаслідок зменшення деформацій, викликаних деформацією бетону

$$\begin{aligned} \Delta P_{ctst} &= A_p \cdot \Delta \sigma_{pctst} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{CQP}}{1 + \frac{E_p \cdot A_p}{E_{cm} \cdot A_c} \left(1 + \frac{A_c}{l_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8] \varphi(t, t_0)} = \\ &= 9,82 \cdot \frac{1,13 \cdot 19 \cdot 10^5 + 0,8 \cdot 36,7 + \frac{19 \cdot 10^5}{32,5 \cdot 10^4} \cdot 0,3 \cdot 133}{1 + \frac{19 \cdot 10^5 \cdot 12,3}{32,5 \cdot 10^4 \cdot (150 \cdot 40)} \cdot \left(1 + \frac{150 \cdot 40}{150^3 \cdot 40} \cdot 70\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 0,3]} = 20,7 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Повні втрати напруження арматури

$$\Delta \sigma_p = \Delta P_r + \Delta P_0 + \Delta P_3 + \Delta P_{cl} + \Delta P_{ctst} = 36,04 + 54,58 + 30 + 19,38 + 20,7 = 160,7 \text{ МПа}$$

Зусилля обтиску

$$P = A_p \cdot (\sigma_p - \Delta \sigma_p) = 9,82 \cdot (567 - 160,7) = 3989,9 \text{ кН}$$

## 7.7. Розрахунок несучої здатності перерізів, похилих до повздожньої осі склепінчастої конструкції та поперечної сили

Розрахунок залізобетонних елементів з похилою граню на бік поперечної сили для забезпечення несучої здатності за похилою тріщиною [41, 42]. При цьому в якості робочої висоти в межах розтягнутого похилого перерізу в розрахунок вводять : для елементів з поперечною арматурою – найбільше значення  $d_0$  , для елементів без поперечної арматури середнє значення  $h_0$ . Розрахунок виконують методом послідовних наближень . Найменше зусилля попереднього обтиску  $N_{02}=513\text{кН}$  . Поперечна сила в перерізі на опорі

$V_{\max}=99,3$  КН . Тж в перерізі на відстані  $x$  від опори:  $V_x= V_{\max}-4,01-3x= V_{\max}-12,03x$ (КН).

Робоча висота перерізу  $d=h_n+y-a$ .

Коефіцієнт враховуючий сприятливий вплив сили обтиску на несуча здатність похилого перерізу :  $\phi_n=0,1 \times 5130000 / 0,9 \times 1,2bd=47500/bd$ .

Якщо  $V_{ed} < V_{fcd}$ , то поперечна по розрахунку не потрібна . При  $\phi_n > 0,5$ , то вплив стиснутих полиць не враховується .  $V_c=1.75 \times 0.9 \times 1.2(1+\phi_n)bd f_c/2=0.95(1+\phi_n)bd_0$

$$V_{sw, \min}=0.432(1+\phi_n) bd_0.$$

При  $(V_x - V_c) \leq V_{sw, \min}$  необхідно передати на поперечну арматуру зусилля  $f_{sw}A_{sw}=0.5 \times 0,4 \times (1+\phi_n) \times 0,9 \times 1,2 b_s=0.216(1+\phi_n) b_s$ .

Відстань між поперечними стержнями встановлюємо при  $h > 450$  мм,  $S \geq h/3$  і не більше 300 мм.

При  $V_c \geq (V_x - V_c) > V_{sw}$ , міні необхідно передати на поперечну арматуру зусилля :  $f_{cw}A_{sw}=V_x S / (2d_0) - \phi b_2(1+\phi_n) \phi b_2 \times f_{cd} b_s / 4$ .

Якщо поперечної арматури не потребується , то несуча здатність похилого перерізу перевіряють за формулою :  $V_x=1.08\phi_{bn} \times (1+\phi_n)bd_0$ , де  $\phi_{bn}=1$ .

$$\text{При } V_x > 2V_{b_0} \rightarrow f_{cw}A_{sw}=V_x^2 \times S / [4 \times \phi b_2 \times (1+\phi_n) \times \gamma b \times f_{cd} \times b \times d_0^2].$$

Розрахунок виконуємо в табличній формі .

Для спрощення виготовлення арматурного каркасу можна взяти  $\emptyset 6$  А 600 через 180 мм .

Таблиця 7.3

Розрахунок міцності перерізів , похилих до повздожньої осі

№ п/п	Назва показників	Од. вимір.	Показники при				
			x=0	x=2	x=3	x=4	x=5
1	Поперечна сила $V_x=V_{\max}-12x$	кН	99,3	75,3	63,3	51,3	39,3
2	Ширина перерізу $b$	мм	2940	100	80	80	80
3	Робоча висота $D=190+6,8223(17,6x)$	мм	190	486	614	728	828
4	Коефіцієнт $\phi_n=47500/(b\alpha_0)$	-	0,08	0,98	0,96	0,82	0,72
5	Коефіцієнт $(1+\phi_n+\phi_f)$	-	1,08	1,5	1,5	1,5	1,5
6	За формулою $V_{P,cd}=(0,951+\phi_n)b\alpha_0$	кН	513	69	70	83	94
		мм	-	180	220	240	-

	Потрібно крок хомутів $S=h/3$						
7	За формулою $V_{sw,min}=0,432(1+\varphi_n)b\alpha_0$	кН	-	31	32	38	-
8	За формулою $\alpha_{sw} A_{sw}=V_k S/2d-$ $0,47(1+\varphi_n)b_s$	Н	-	1039 0	8180	-	-
9	За формулою $\alpha_{sw}$ $A_{sw}=0,216(1+\varphi_n)b_s$	Н	-	-	-	6220	-
10	$A_{sw}$ при $\varnothing 6..8\text{мм A400C}$ $\alpha_{sw}=260\text{МПа}$	мм <sup>2</sup>	-	37	29	-	-
11	$A_{sw}$ при $\varnothing 5\text{мм Вр-I}$ $\alpha_{sw}=260$ МПа	мм <sup>2</sup>	-	-	32	-	-
12	$A_{sw}$ при $\varnothing 5\text{мм Вр-I}$ $\alpha_{sw}=260$ МПа	мм <sup>2</sup>	-	-	-	23	-
13	Можна прийняти $\varnothing 6\text{мм A400C}$ $A_s=28,3\text{ мм}^2$	шт.	-	2	-	-	-
14	$\varnothing 5\text{мм Вр-I}$ $A_s=19,6\text{ мм}^2$	шт.	-	-	2	-	-
15	$\varnothing 4\text{мм Вр-I}$ $A_s=12,6\text{ мм}^2$	шт.	-	-	-	2	-
16	Поперечна сила $V=1,08(1+\varphi_n)b\alpha_0$	кН	559	79	80	94	107

### 7.8. Визначення значень згинаючого навантаження для розрахунку конструкції в поперечному напрямку між діафрагмами

При рівномірному розподілі повного розрахункового навантаження  $(g+s)\gamma_n=4.01\text{кН/м}$ ,  $\gamma_{sp}=1.1$ .

$N_{o2}=582\text{ кН}$ ;  $\sigma_{sp}=522\text{МПа}$ ;  $\sum_1+\sum_2=165,8\text{МПа}$ . Вертикальне наближення, еквівалентним по нормальній силі, виникаючої в конструкції від поперечного напруження панелі.

$$G_n=8N_{o2}(I_{red}/g_o A_{red}-\ell_o^2)=8\times 582000\times [24288\times 10^6/(359\times 219212)-646]/(300\times 17750^2) = -0.66\text{кНм}.$$

Коефіцієнт враховуючий вплив форми конструкції :

$$H=b_f/h_f y_o Z_o/I_{red}=2940\times 30\times 289\times 0.35/(24288\times 10^6)=0.708.$$

Максимальне навантаження на фактично прийнятій арматурі  $A_s$ :

$$G_{max}=8f_s\times A_s\times Z_o/(b_o\ell_o^2)=8\times 490\times 1232\times 935/(3000\times 17750^2)=4.25\text{ кН/м}^2.$$

Вигин панелі від сил попереднього напруження  $W_m=-N_{red}\ell_{op}L_o^2/(6\phi_b E_b I_{red})=582000\times 17750^2/(6\times 0,85\times 19000\times 24288\times 10^6)=-48\text{мм}$ .

Прогин панелі в максимальному стані по міцності :

$$W_{pl} = 0.173 L_o^2 [(1 + d A_s / b f_{hf}) \times 1.4 f_s \times \sigma_{sp} + \sum_1 + \sum_2 / (Z_o E_s)] =$$

$$= 0.173 \times 17750^2 [(1 + 9,4 \times 1232 / (2940 \times 30)) \times 1,4 \times 490 - 522 + 165,8] / (935 \times 18 \times 10^4) = 208 \text{ мм.}$$

Розрахунковий прогин в середині конструкції при навантаженні  $1,4(g+s)$ .

$$W_{o,max} = W_{pl} - (W_{pl} - W_n) \sqrt{1 - (g+s)/g_{max}} = 208 - (208 - 48) \sqrt{1 - 4,01/4,25} = 107,9 \text{ мм.}$$

Місцеве навантаження на конструкцію без врахування ваги діафрагми:

$$g_m = 0,95(2,72 - 0,64 + 1,1991) = 2,99 \text{ кН/м}^2.$$

Величина розрахункового зусилля (навантаження), яке передається на діафрагми за рахунок згинання конструкції, при сніговому навантаженні, розподілена по всьому прольоті панелі.

$$g = g_m (1 - w_{o,max} / Z_o) [(g+s) + g_n]$$

$$g = 2,99 (1 - 107,9/935) \times (4,01 - 0,66) \times 0,708 = 1,11 \text{ кН/м}^2.$$

При врахуванні снігового навантаження лише на даній половині прольоту конструкції  $\gamma = 1,1$ .

Коефіцієнт який характеризує відношення снігового навантаження, розподіленого по всьому прольоті і постійного навантаження.

$$\gamma = s/g = 1,499/2,72 = 0,55: \quad g = 0,95 \times 2,72 = 2,58 \text{ кН/м}^2.$$

Замінююче навантаження :

$$g_1 = g + 0,5 \times s = 0,95(2,72 + 0,5 \times 1,499) = 3,29 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахунковий прогин конструкції в середині прольоту при навантаженні  $1,4(g+s)$ :

$$W_{o,max} = 208 \times (208 - (208 + 48) \sqrt{1 - (3,29/4,25)}) = 74,4 \text{ мм.}$$

Величина розрахункового навантаження, яке передається на діафрагми за рахунок згину склепінчастої конструкції при розташуванні снігового навантаження на даній половині прольоту КЗС:

На половині прольоту без снігового навантаження :

$$\gamma_{sp} = 0,9: N_{o2} = 513: \sigma_{sp} = 427 \text{ МПа; } \sum_1 + \sum_2 = 140,4 \text{ МПа.}$$

$$g_m = 0,95(2,72 - 0,64) = 1,98 \text{ кН/м}^2.$$

Вертикальне навантаження, еквівалентне до нормальної сили, виникаючій в конструкції за рахунок попереднього напруження панелі.

$$g_n = 8N_{o2}(I_{red}/g_o A_{red} - \ell_o^2) b_o \ell_o^2 = -0,58 \text{ мм.}$$

Вигин панелі від сил попереднього напруження:

$$W_n = N_{o2} \ell_{op} \ell_o^2 / (6\phi_b E_b I_{red}) = -42 \text{ мм.}$$

Прогин панелі в максимальному стані по міцності:

$$W_{pt} = 0.173 \ell^2 [(1 + d[A_s/b_f h_f]) 1.4 f_s - \sigma_{sp} + \sum_1 + \sum_2] / (Z_o E_s) = \\ = 0.173 \times 17750^2 (1 + 9,5 \times 1232 / (2940 \times 30)) \times 1,4 \times 490 - 427 + 140,4 (935 \times 18 \times 10^4) = 246 \text{ мм.}$$

Розрахунковий прогин конструкції при односторонньо прикладеного снігового навантаження :

$$W_{omin} = W_{pt} - (W_{pt} - W_n) \sqrt{1 - g/1.4 g_{max}} = 246 - (246 + 42) \times \sqrt{1 - 3.29/1.4 \times 4.25} = 46.4 \text{ мм.}$$

Величина розрахункового навантаження , яке передається на діафрагми за рахунок згину конструкції при відсутності снігового навантаження даної половини прольоту :

$$g = g_m - [1 - 2w_o \min / (2 + \gamma) Z_o] \left( \frac{3 + \gamma}{3} \times g + g_n \right) H = 1.98 - [1 -$$

Таким чином найбільше значення навантаження отрималось при завантаженні снігом половини панелі:  $g_{max} = 1.29 \text{ кН/м}^2$  .

### 7.9. Підбір перерізу арматури конструкції залізобетонної склепінчастої оболонки покриття

Момент від більшого згинального навантаження  $g = 1,29 \text{ кН/м}^2$ , з врахуванням перерозподілу сил :  $M = 1,29 \times 2,2^2 / 16 = 0,390225 \text{ кН/м}$ .

При робочій висоті перерізу конструкції  $h_o = h/2 = 30/2 = 15 \text{ мм}$ , розрахунковий коефіцієнт  $d_o = 390225 / (0,9 \times 17 \times 1000 \times 15^2) = 0,113$  .

Потрібна площа перерізу арматури  $\phi 5$  Вр1 з  $f_s = 360 \text{ МПа}$  буде :  $A_s = 0,113$   
По сортаменту можна взяти  $4\phi$  Вр 1 з  $A_s = 79 \text{ мм}^2$ , тобто з відстанню між стержнями  $S = 200 \text{ мм}$ . Відсоток армування конструкції  $\mu = 78/150 = 0,52\% > 0,3\%$ . В повздовжньому напрямку необхідно  $0,2\% \rightarrow A_s = 0.2 \times 1000/100 = 30 \text{ мм}^2 \rightarrow 5\phi 3$  Вр-1

з кроком 200 мм, тобто  $A_s=7.1 \times 5=35,5\text{мм}^2$ . Перевірка міцності з'єднання оболонки конструкції з діафрагмами визначаємо за формулою:

$M = -g[\ell_n^2/16 + a_n(a_n + \ell_n)/2]$  при різних значеннях згинального навантаження  
 $M_{\max} = -0,74224 \text{ кН/м}; M_{\min} = 0,125114 \text{ кН/м}.$

Переріз оболонки в площині діафрагм :  $h=75 \text{ мм}; h_o=75-15=60\text{мм}$  арматура  $\emptyset 5 \text{ Вр-1}$  через 200 мм .

Відносна висота стиснутої зони бетону при дії згинального моменту від'ємного знаку :  $\xi=360 \times 98 / (0,9 \times 17 \times 1000 \times 60) = 0,4.$

Відповідний коефіцієнт:  $d_o=0,4(1-0,5 \times 0,4)=0,32.$  Несуча здатність перерізів взято:  $M_{\text{adm}}=0,32 \times 0,9 \times 17 \times 1000 \times 600=21,48\text{кНм} > 0,74\text{кНм}.$

Згинальний момент іншого знаку може бути сприйнятий перерізом без арматури в розтягнутій зоні. Момент опору бетону перерізі, з врахуванням несучих деформацій бетону визначаємо за формулою :

$$W_{pe}=bh^2/3.5=1607143\text{мм}^2 .$$

Несуча здатність перерізу взята без арматури в розтягнутій зоні :

$M=f_{ck} \times W_{pe}=1,2 \times 1607143=1,929\text{кНм} > 0,125114 \text{ кНм},$  тобто додаткова арматура в полицях не потребується.

### 7.10. Перевірка КЗС за другою групою граничних станів

Розрахунок за утворенням тріщин згинальний момент в перерізі КЗС по середині прольоту від нормального навантаження, з  $\gamma_f=1.$

$$M_{\text{ser}}=1,29 \times 3 \times 17,75^2/8=152,41 \text{ кНм}.$$

Момент опору перерізу відносно нижньої грані перерізу :

$W_{\text{red}}=I_{\text{red}}/y=24288 \times 10^6/646=65448453\text{мм}^3$  тож, з врахуванням непружних деформацій бетону за формулою :

$$W_{pe}=1,4W_{\text{red}}=1.4 \times 65448453=91627834\text{мм}^3 .$$

Для легкого бетону класу С30/35 з мілким заповнювачем  $f_{ck}=22\text{МПа};$

$$f_{ctk}=1.8 \text{ МПа} ; E_b=190000\text{МПа} ; N_{o2}=513 \text{ кН}.$$

$$G_6+G_8+G_9=22.8+50+78=150.8\text{МПа}.$$

Напруження в стиснутому бетоні від зовнішнього навантаження і зусилля попереднього напруження вираховують за формулою :

$$G_6 = 513000 / 258512 - (513000 \times 696 - 262000000) \times (100 \times 696) / (24288 \times 10^6) = 3$$

МПа.

$$\text{Коефіцієнт } \varphi = 1,6 - 3/22 = 1,46 > 1 .$$

Відстань від центру тяжіння приведенного перерізу до ядрової точки , найбільш віддаленої від розтягнутої зони :  $\tau = W_{red} / A_{red} = 6544843 / 285512 = 229$  мм.

Згинальний момент , який сприйнято перерізом , нормальні до поздовжньої осі елемента , при утворенні тріщин .

$M_k = 1.8 \times 91627834 + 513000(696 + 229) = 155,83$  кНм  $> M_{ser} = 152.41$  кНм тобто тріщини виникають і є потреба в розрахунку за тріщиностійкістю.

### 7.11. Розрахунок за тріщиностійкістю

У розрахунок приймаємо приведений переріз двох ребер плити КЗС розміром 250x1000мм. З армуванням 2Ø28мм з  $A_s = 1230,9 \text{ мм}^2$  та 4Ø5мм з  $A_s = 78,5 \text{ мм}^2$

Згідно формули ширину тріщини  $w_k$  необхідно визначати за виразом [2, 27, 41]:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}),$$

де  $s_{r,max}$  – максимальний крок тріщин,

$\varepsilon_{sm}$  – середні деформації в арматурі при відповідному сполученні навантажень,

$\varepsilon_{ctm}$  – середня деформація бетону між тріщинами.

Максимальний крок тріщин визначається за формулою [41]

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{p,eff}$$

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot 35 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 3,4 \cdot 0,425 \cdot 28 / 0,045 = 478,64 \text{ мм}$$

де  $k_1$  – коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури (для арматури періодичного профілю  $k_1 = 0,8$ );

$k_2$  – коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій (для згину  $k_2 = 0,5$ );

$k_3 = 3,4$ ;  $k_4 = 0,425$ ;  $c$  – захисний шар бетону;  $\varnothing$  – діаметр арматури;

$$\rho_{\rho, \text{eff}} = \frac{A_s}{A_{c, \text{eff}}} = \frac{\rho_s}{\lambda} = \frac{0,0049}{0,11} = 0,045$$

де  $A_{c, \text{eff}}$  – фактична площа розтягнутого бетону, що оточує поздовжню арматуру

$$\rho_s = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{1230,9}{250 \cdot 1000} = 0,0049$$

$\rho_s = A_s / (b \cdot h)$  - коефіцієнт поздовжнього армування;

$$\lambda = \frac{h_{c, \text{eff}}}{h} = \frac{112,5}{1000} = 0,11$$

$$h_{c, \text{eff}} = 2,5 \cdot (h - d) = 2,5 \cdot (1000 - 955) = 112,5 \text{ мм}$$

Різниця між середніми деформаціями в арматурі та деформаціями бетону між тріщинами визначається за формулою [41, 43]:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct, \text{eff}}}{\rho_{\rho, \text{eff}}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{\rho, \text{eff}})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = \frac{132,6 - 0,4 \cdot \frac{2,6}{0,045} \cdot (1 + 6,33 \cdot 0,045)}{1,9 \cdot 10^5} \geq 0,6 \frac{132,6}{1,9 \cdot 10^5}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm} = 0,00053 > 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00042$$

де  $\sigma_s$  – напруження у розтягнутій арматурі в перерізі з тріщинами;

Напруження в розтягнутій арматурі визначаємо за виразом:

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e \cdot M \cdot (d - x)}{I_x^*} = \frac{6,33 \cdot 155,83 \cdot 10^3 \cdot 10^3 \cdot (955 - 0,17)}{7105565496} = 132,6 \text{ МПа}$$

де  $M$  – момент від зовнішнього завантаження,

$I_x^*$  – момент інерції (момент другого порядку), що визначається за

виразом:

$$I_x^* = \frac{b}{3} \cdot x^3 + \alpha_e \cdot A_s [(d - x)^2 + \beta (d' - x)^2]$$

$$I_x^* = \frac{250}{3} \cdot 0,17^3 + 6,33 \cdot 1230,9 \cdot [(955 - 0,17)^2 + 0,641(20 - 0,17)^2] = 7105565496 \text{ мм}^4$$

Значення  $x$  знаходять розв'язуючи квадратне рівняння:

$$x^2 + \frac{\alpha_e}{b \cdot h^2} (A_s + A_s') x - \frac{\alpha_e}{b \cdot h^2} (A_s \cdot d + A_s' \cdot d') = 0$$

$$x^2 + \frac{6,33}{250 \cdot 1000^2} (1230,9 + 78,5)x - \frac{6,33}{250 \cdot 1000^2} (1230,9 \cdot 955 + 78,5 \cdot 20) = 0$$

$$x^2 + 0,000033x - 0,030 = 0$$

$$x = 0,17$$

$k_t$  – коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження (0,6 – для короткотривалого, 0,4 – для довготривалого);

$f_{ct,eff}$  – середня величина міцності бетону на розтяг, допускається приймати  $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ МПа}$ ;

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{30 \cdot 10^3} = 6,33$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 478,64 \cdot 0,00053 = 0,254 \text{ мм}$$

Ширина тріщини, визначена за формулою має задовольняти вимогу:

$$w_k < w_{max}$$

де  $w_{max} = 0,3$  мм – максимальна допустима ширина розкриття тріщини, яка залежить від класу умов експлуатації конструкції і визначається згідно табл. 5.1 [2].

$$w_k = 0,254 \text{ мм} < w_{max} = 0,3 \text{ мм}$$

Умова виконується тому армування залишаємо прийнятим в попередніх розрахунках.

## ВИСНОВКИ

Запроектована одноповерхова промислова будівля з наявністю кранового устаткування вантажопідйомністю 15 т. Дана будівля має в плані прямокутну форму з розмірами: • в осях 1-21 – 120 м; • в осях А-К – 48 м; • в осях Б-К 36 м;

Прийняті наступні **об'ємно-планувальні рішення**:

- по конструктивних схем покриттів – каркасно-площинна;
- по системі опалення – опалювана;
- за системою освітлення – природну;
- проліт будівлі – 18 м; • крок колон – 6 м;

Висота будівлі – 14,85 м (висота бетонозмішувального вузла – 20,85 м);

Група основних виробничих процесів по санітарним характеристикам – Пв.

Крім того, даний цех оснащений воротами, які складають єдину комунікаційних систему, що відкриває доступ рейковому транспорту як в саму будівлю, так і за його межі.

Фундаменти – стовпчасті монолітні залізобетонні, під спарені колони індивідуального виготовлення з урахуванням характеристик.

Кроквяні конструкції перекривають проліт і безпосередньо сприймають навантаження від конструкції покрівлі.

У проєкті використані залізобетонні плити КЗС, прольотом 18 м.

Зовнішні стіни запроектовані з плоских керамзитобетонних панелей товщиною 250мм, висотою 1200 та 1800 мм , довжиною в повздовжньому напрямку 6 м

Темою науково-дослідної частини є проведення аналітичних розрахунків за граничними станами першої та другої групи, конструювання плити-оболонки КЗС із урахуванням застосування попередньо напруженої арматури та важкого класу бетону. Виконаний розрахунок за ДБН підтверджує умови безпечної експлуатації конструкції покриття за рахунок забезпечення допустимої тріщиностійкості та деформативності.

### Список використаних джерел

1. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
2. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
3. Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2–29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).
4. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2018. – [Чинний від 2019-01-01]. – К. : УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. – 60 с. – (Державні будівельні норми України)
5. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2 : ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні від 2020-06-01]. – К. : Мінбуд України, 2020. – 68 с. – (Державні будівельні норми).
6. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).
7. Основні вимоги до будівель та споруд. Захист від шуму : ДБН В.1.2-10–2008. – [Введені в дію з 2008-10-01]. – К. : Держбуд України, 2008. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).
8. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість : ДБН В.1.2-6:2021. – [Введені в дію з 2022-09-01]. – К. : Мін регіон України, 2022. – 31 с. – (Державні будівельні норми України).
9. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

10. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення: ДБН А.3.2-2-2009. – [Введені в дію з 2012–04–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 112 с. – (Державні будівельні норми України).

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

12. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).

13. Правила визначення вартості будівництва : ДСТУ Б.Д.1.1–1:2013. – [Чинний з 2014-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2013. – 88 с. – (Національний стандарт України).

14. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. Система проектної документації для будівництва : ДСТУ Б А.2.4-7:2009. – [Чинний від 2009-24-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).

15. Природне і штучне освітлення. Зміна №2 : ДБН В.2.5-28-2006. – [Введені в дію з 2012-09-01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).

16. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України.

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

18. Системи протипожежного захисту : ДБН В.25–56:2014. . – [Введені в дію з 2015–07–01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с. – (Державні будівельні норми України).

19. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) : ДБН А.2.2-1:2021. – [Введені у дію з 2022–09–01]. – К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 26 с.

20. Сталеві конструкції. Норми проектування: ДБН В.2.6-198:2014. Зі зміною №1. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 220 с.

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

22. Бакулін Є.А. Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи «Проектування одноповерхової промислової каркасної будівлі із збірних залізобетонних елементів» з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів за напрямом підготовки 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Розрахунок будівельних конструкцій на міцність, жорсткість та вогнестійкість» / Є.А. Бакулін, Н.О. Костира, В.М. Бакуліна. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2022. – 83 с.

23. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.

24. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт за дисциплінами «САПР у будівництві», «Моделювання будівель та споруд сільськогосподарського призначення» підготовки фахівців ОС «Магістр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 104 с.

25. Яковенко І.А. Напрями наукових досліджень кафедри будівництва НУБіП України / І.А. Яковенко, Є.А. Бакулін // Зб. тез доп. X Міжн. наук.-техн. конф. «Крамаровські читання» з нагоди 116-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН В.С. Крамарова (1906–1987) та 125 річниці НУБіП України (24–25 лютого 2023 р., м. Київ). – К. : НУБіП України, 2023. – С. 488–491.

26. Бабич Є.М. Розрахунок і конструювання залізобетонних балок : навчальний посібник / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич. – 2-ге видання, перероблене і доповнене. – Рівне : НУВГП, 2017. – 191 с.

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

28. Бамбура А.М. Проектування залізобетонних конструкцій : посібник / А.М. Бамбура, І.Р. Сазонова, О.В. Дорогова, О.В. Войцехівський; за ред. А.М. Бамбури. – К. : Майстер книг, 2018. – 240 с.

29. Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання : навчальний посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язєв, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2018. – 492 с.

30. Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проектування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.

31. Кінаш Р.І. Архітектурні конструкції виробничих будівель / Р.І. Кінаш. – Львів: Львівська політехніка, 2015. – 288 с.

32. Ковальчук Я.О. Технологія та організація будівництва : навчальний посібник / Я.О. Ковальчук. – Тернопіль : ТНТУ, 2017. – 191 с.

33. Куліков П.М. Архітектура будівель і споруд. Книга 5. Промислові будівлі: підручник / П.М. Куліков, В.О. Плоский, Г.В. Гетун. – Кам'янець-Подільський : Рута, 2020. – 820 с.

34. Парфентьєва І.О. Основи та фундаменти : навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / І.О. Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук. – Луцьк : ЛНТУ, 2017. – 296с.

35. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : будівлі, споруди та їх частини: підручник. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с.

36. Шаповал С. В. Будівельна техніка та виробнича база будівництва: конспект лекцій для студ. усіх форм навчання освітньо-кваліфікаційного рівня «бакалавр» спец. 192 – Будівництво та цивільна інженерія / С. В. Шаповал, О. М. Болотських. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. – 140 с.

37. Шутенко Л.М. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.

38. Угненко Є.Б. Основи організації будівництва та будівельного виробництва : конспект лекцій / Є.Б. Угненко, О.М. Тимченко, Н.В. Белікова . – Харків : УкрДУЗТ, 2019. – Ч. 1. – 81 с.

39. Франчук Г.М., Малахів Л.П. Екологічні проблеми довкілля. – К.: КМУЦА, 2000. – 180с.

40. Дмитренко Є.А. Врахування сумісної роботи дисків покриттів зі збірного залізобетону у складі пролітних згинальних металевих конструкцій / Є.А. Дмитренко, М.А. Андрієвська, І.А. Яковенко // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. – 2024. – Вип. № 28. – С. 128–139. <https://doi.org/10.31650/2707-3068-2024-28-128-139>

41. Дмитренко Є.А. Особливості чисельного моделювання моменту утворення тріщин залізобетонних конструкцій у ПК «Сапфір» / Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко // Збірник тез доповідей міжнародної науково-практичної онлайн конференції «Сучасні проблеми та перспективи розвитку машинобудування України», присвяченої 20-й річниці з дня створення факультету конструювання та дизайну Національного університету біоресурсів і природокористування України (23-24 вересня 2021 р.). – К.: НУБіП України, 2021. – С. 58–61.

42. Яковенко І. А. Експериментальні дослідження міцності і тріщиностійкості у залізобетонних складених конструкціях / І. А. Яковенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 319–328.

43. Dmytrenko, Y., Usenko, M., Yakovenko, I. (2024). Collisions of Strength Determination Modeling for Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Constructions with Small Eccentricities by Normal Sections in Lira-FEM Software. In: Blikharskyu, Z., Zhelykh, V. (eds) Proceedings of EcoComfort 2024. EcoComfort

2024. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 604. Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8\\_5](https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8_5) (HMБД Scopus)

44. Dmytrenko E.A., Yakovenko I.A., Fesenko O.A. (2021). Strength of excentrically tensioned reinforced concrete structures with small eccentricities by normal sections // Scientific Review – Engineering and Environmental Sciences (2021), 30 (3), 424–438. <https://doi.org/10.22630/PNIKS.2021.30.3.36> (HMБД Scopus)

45. Slyusarenko, Y. et al. (2023). Experimental Solving the Problem of the Shelter Object Reinforced Concrete Structures Thermal Expansion. In: Ilki, A., Çavunt, D., Çavunt, Y.S. (eds) Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient. fib Symposium 2023. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 350. Springer, Cham., pp. 1683–1693, [https://doi.org/10.1007/978-3-031-32511-3\\_173](https://doi.org/10.1007/978-3-031-32511-3_173) (HMБД Scopus)

46. Yakovenko I., Dmytrenko Y., Bakulina V. Construction of Analytical Coupling Model in Reinforced Concrete Structures in the Presence of Discrete Cracks. In: Bieliatynskyi A., Breskich V. (eds) Safety in Aviation and Space Technologies. Lecture Notes in Mechanical Engineering (LNME). Springer, Cham. – 2022. – P.107–120. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9\\_10](https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9_10) (HMБД Scopus)

47. Баженов В.А. Варіаційні принципи будівельної механіки. Нариси з історії. / В.А. Баженов, А.В. Перельмутер, Ю.В. Ворона, В.В. Отрашевська. – К. : Каравела, 2018. – 924 с.

48. Баженов В. А. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології: підручник / В.А. Баженов, А.В. Перельмутер, О.В. Шишов. – К. : Каравела, 2009. – 696 с.

49. Гомон С.С. Конструкції із дерева та пластмас : навчальний посібник / С.С. Гомон. – Рівне: НУВГП, 2016. – 219 с.

50. Дворкін Л.Й. Будівельне матеріалознавство : навч.-довід. посіб. укр. та англ. мовами / Л.Й. Дворкін. – Рівне: НУВГП, 2017. – 355 с.

51. Долгов О. М. Механіка руйнування [Електронний ресурс] : підручник / О. М. Долгов. – Дніпро : НТУ « Дніпровська політехніка », 2019. – 166 с.

## ДОДАТКИ