

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

**Факультет (ННІ) \_\_\_\_\_ конструювання та дизайну\_\_\_\_\_**

**ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ**

рішенням кафедри будівництва  
(протокол № \_\_\_\_\_, від \_\_\_\_\_ .2025р.)

Завідувач кафедри будівництва

професор, д.т.н. \_\_\_\_\_ Яковенко І.А.  
(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)

“ \_\_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 2025р.

**БАКАЛАВРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

**на тему:** Проектування одноповерхової промислової будівлі у спг.  
Гірницьке, Дніпропетровської обл.

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
(код і назва)

**Гарант освітньої програми**

к.т.н., доцент  
(науковий ступінь та вчене звання)

\_\_\_\_\_ Євген ДМИТРЕНКО  
(підпис) (ПІБ керівника)

**Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи**

к.т.н., доцент  
(науковий ступінь та вчене звання)

\_\_\_\_\_ Євген ДМИТРЕНКО  
(підпис) (ПІБ керівника)

**Виконав**

\_\_\_\_\_ Андрій ВІРУЦЬКИЙ  
(підпис) (ПІБ студента)

**КИЇВ – 2025**

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет (ННІ) конструювання та дизайну

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри будівництва,  
професор, д.т.н. Яковенко І.А.  
(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)  
“ ” 2025р.

**ЗАВДАННЯ**  
**ДО ВИКОНАННЯ БАКАЛАВРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ**  
**СТУДЕНТА**

Віруцького Андрія Анатолійовича  
(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
(код і назва)

Тема бакалаврської кваліфікаційної роботи Проектування одноповерхової промислової будівлі у снг. Гірницьке, Дніпропетровської обл. затверджена наказом ректора НУБіП України від « 16 » 12 20 24 р. № 2264 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру \_\_\_\_\_  
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до бакалаврської роботи: інженерно-геологічні умови майданчика будівництва, ескіз архітектурно-конструктивної частини проекту, технічні умови

Бакалаврська кваліфікаційна робота складається з пояснювальної записки, дев'яти аркушів формату А1 та переліку використаних літературних джерел у кількості \_\_\_\_\_

Дата видачі завдання « \_\_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 20 \_\_\_\_ р.

**Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи**

К.Т.Н., доцент  
(науковий ступінь та вчене звання)

\_\_\_\_\_  
(підпис)

Євген ДМИТРЕНКО  
(ПІБ)

**Завдання прийняв до виконання**

\_\_\_\_\_  
(підпис)

Андрій ВІРУЦЬКИЙ  
(ПІБ студента)

# ЗМІСТ

ВСТУП.....	7
1. АРХІТЕКТУРНО - БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ .....	8
1.1. Загальна характеристика.....	8
1.1.1 Географічне положення ділянки. Кліматичні умови.....	8
1.2. Генеральний план .....	8
1.3. Архітектурно-планувальне рішення .....	9
1.4. Конструктивні рішення .....	10
1.4.1 Фундаменти.....	10
1.4.2 Колони .....	11
1.4.3 Покриття.....	11
1.4.4 Водовідведення з покрівлі.....	11
1.4.5 Підкранові конструкції .....	11
1.4.6 Стіни .....	12
1.4.7 Підлоги .....	12
1.4.8 Вікна .....	12
1.4.9 В'язі.....	12
1.5. Антикорозійні заходи .....	14
1.6. Зовнішня і внутрішня обробка .....	15
1.7. Теплотехнічний розрахунок стінового огородження .....	16
1.8. Інженерне обладнання будівлі .....	17
1.9. Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище .....	17

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ			
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Проектування одноповерхової промислової будівлі у спг. Гірницьке, Дніпропетровської обл.	Стадія	Арк.	Акрушів
Розроб.	Вірницький					БКР	3	84
Зав. каф.	Яковенко					кафедра будівництва група БЦІ-2104		
Керівник	Дмитренко							







## ВСТУП

Заготівельний цех заводу продовольчого машинобудування, що проєктується у межах даної бакалаврської кваліфікаційної роботи, призначений для виготовлення деталей, які в подальшому використовуються під час складання агрегатів, що застосовуються у харчовій промисловості. Проєктований цех є частиною високотехнологічного виробничого комплексу, обладнання для якого постачається з-за кордону, зокрема голландською компанією HESS. Основне спрямування підприємства – виготовлення машин та устаткування для потреб продовольчої галузі.

Актуальність створення таких виробничих об'єктів в Україні обумовлена зростаючим попитом на продукцію вітчизняного машинобудування для харчової промисловості. Вироблене в Україні обладнання є економічно вигідною альтернативою імпортним аналогам, адже його вартість суттєво нижча, а якість – відповідає міжнародним вимогам до безпеки та ефективності у харчовому виробництві.

Особливого значення набуває проєктування та будівництво подібних об'єктів у реаліях сьогодення, коли Україна перебуває у стані воєнного конфлікту. Повномасштабна війна не лише зруйнувала частину промислових об'єктів, але й створила гостру потребу у переосмисленні стратегії розвитку економіки, зокрема в напрямку імпортозаміщення та локалізації виробництва. Створення сучасних промислових підприємств на мирних територіях України забезпечує підвищення продовольчої безпеки, підтримку технологічного суверенітету, створення нових робочих місць та стимулювання економіки в умовах обмежених ресурсів.

Таким чином, проєктування заготівельного цеху не лише відповідає потребам сучасної промисловості, а й сприяє стратегічному розвитку критично важливої галузі – харчового машинобудування – у складний для країни період.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						7
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

# 1. АРХІТЕКТУРНО - БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

## 1.1. Загальна характеристика

### 1.1.1 Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

Ділянка під будівництво заводу продовольчого машинобудування розміщена в східній частині спг. Гірницьке по вул. Корольова.

Клімат Дніпропетровської області помірно-континентальний.

Переважаючий напрямок вітрів північно-західні – в літній період, та північний – в зимній. Графічне зображення рози вітрів (швидкостей та напрямів вітру) – на листі 1 креслень.

Середньорічна температура повітря в місті дорівнює  $+7,9^{\circ}\text{C}$ .

Найбільша мінімальна температура січня дорівнює  $-19^{\circ}\text{C}$ .

Середня максимальна температура липня дорівнює  $+27,1^{\circ}\text{C}$ .

Найтеплішим місяцем для міста є липень, найхолоднішим – січень.

Середньомісячна відносна вологість повітря:

- найбільш холодного місяця – 81 %;
- найбільш спекотного місяця – 55 %.

Кількість опадів за рік – 456 мм.

Сніговий район – II.

Вітровий район – III.

Характеристичні значення навантажень:

- вітрове навантаження –  $W_0 = 460 \text{ Па}$ ;
- снігове навантаження –  $S_0 = 880 \text{ Па}$ .

Максимальна з середніх швидкостей вітру по румбах за січень – 8,5 м/с.

Максимальна з середніх швидкостей вітру по румбах за липень – 3,3 м/с.

## 1.2. Генеральний план

При проектуванні генерального плану заготівельного корпусу використовувалося блокування цехів з принципом зонування. Зонування передбачає по можливості раціональне угруповання в межах обсягу виробничої будівлі приміщень ділянок і зон відповідно до певних ознак (технологічні, рівні

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		8

виробничої шкідливості, пожежну і вибухонебезпечність, спрямованість транспортних і людських потоків). Зблоковані будівлі допускають багатоваріантне розміщення технологічного обладнання, дозволяють зменшити площу заводської території на 30 - 40%, скоротити периметр зовнішніх стін до 50%, знизити вартість будівництва на 10 - 15%, скоротити довжину комунікацій і транспортних шляхів, знизити витрати на експлуатацію будівель і благоустрій території.

Благоустрій території: підприємства створює сприятливі умови для роботи та відпочинку працюючих. На майданчику є всі види зелених насаджень (газони, чагарники і високостовбурні дерева). Відсоток озеленення: 29% площі забудови.

#### Техніко-економічні показники генерального плану

- Площа території 3,8 га.
- Площа забудови (сума площ, зайнятих будівлями і всіма видами споруд, включаючи відкриття стоянки автомашин і резервні ділянки на майданчику) 1,36 га.
- Площа озеленення дорівнює 1,09 га.
- Площа асфальтового покриття дорівнює 1,35 га.
- Щільність забудови 36 %.
- Коефіцієнт озеленення дорівнює 28,5 %.
- Коефіцієнт асфальтового покриття дорівнює 35,5 %.

### **1.3. Архітектурно-планувальне рішення**

Об'ємно-планувальне рішення будь-якого промислової будівлі залежить від характеру технологічного процесу, наявного всередині будівлі. Для розміщення даного виробництва було вибрано одноповерхова будівля. Висота поверху прийнята 8,4 м і 12 м. У будівлі використовується крок колон крайніх і середніх – 12 м. Також передбачені фахверкові колони по ширині прольотів по зовнішніх стінах через 6 м, щоб забезпечити використання тільки 6-ти метрових стінових панелей. Для кріплення стінових панелей до кутових і крайнім середніх рядів несучим колонним приварюють фахверкові стійки, утворені з'єднанням балок двотаврів, кутникового або швелерного профілю. Несучі колони – залізобетонні прямокутного постійного перетину 800 × 500мм.

Для зовнішніх стін використовуються 6-ти метрові стінові панелі висотою 1,2 і 1,8 м, а також при довжині 3 м, 6 м – 1,5м і 0,75м. Товщина панелей

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						9
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

дорівнює 300 мм. Покриття використовується без прогонів. Залізобетонні панелі спираються безпосередньо на несучі конструкції покриття. Використовуються 12-ти метрові ребристі плити покриття шириною 3 м. В якості несучих покриттів використовуються 24-х метрові збірні з/б ферми, розташовувані через 12 м.

Корпус складається з 3 суміжних прольотів, з розмірами в осях  $24 \times 96$  м і примикає до них з торця під кутом 90 градусів проліт з розміром  $24 \times 72$  м. Освітлення у всіх прольотах поєднане через вікна і світлового ліхтаря в середині будівлі. Місцеве освітлення прийняте штучне.

Внутрішньоцехове транспортування вантажів здійснюється кранами вантажопідйомністю 10 т.

#### **1.4. Конструктивні рішення**

Виробничий корпус запроектований за каркасною конструктивною схемою з поперечними рамами. Поперечна рама створюється фундаментами, колонами, жорстко закладеними у фундаменти, і шарнірно з'єднаними з несучими, елементами покриття; до каркасу відносяться також плити, фундаментні балки та зв'язки жорсткості.

##### **1.4.1 Фундаменти**

Під основні колони передбачені монолітні залізобетонні фундаменти з підколонниками стаканного типу.

Верх фундаментів розташований на позначці  $-0,150$  м, що дозволяє виконувати монтаж елементів каркасу після закінчення робіт нульового циклу.

Стіни опираються на фундаментні балки, що укладаються по фундаментам через опорні залізобетонні стовпчики. Висота балок 400 мм, верх на позначці  $-0,000$  м. На цьому рівні влаштовується гідроізоляція з двох шарів руберойду на мастиці. Довжина балок 4,75 м. Щоб уникнути деформації балок (внаслідок набухання ґрунту), передбачають підсипку з шлаку або крупнозернистого піску. Ширина підсипки для утеплення стіни прийнята – 1,0 м.

По периметру будівлі передбачена вимощення шириною 1200 мм, що складається з асфальту (40 мм), і щебеневої підготовки (120 мм). Ухил вимощення 1:12.

Відмостка повинна примикати до фундаментних балок нижче гідроізоляції не менш ніж на 300 мм.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						10
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

### 1.4.2 Колони

Переріз несучих колон вибирається в залежності від кранового обладнання, кроку колон і висоти будівлі.

У всіх прольотах прийняті залізобетонні колони.

Колони жорстко закладаються в фундаменти. Крок колон 12 м Поперечні розміри нижньої частини  $800 \times 500$  мм, верхньої  $600 \times 500$  мм.

Фахверкові колони призначені для сприйняття вітрового навантаження і ваги стінового огородження. Поперечні розміри  $300 \times 300$  мм.

### 1.4.3 Покриття

В якості несучих конструкцій прийняті залізобетонні кроквяні ферми. До колон ферми кріпляться анкерними болтами і зварюванням опорних листів. Захисна частина конструкцій складається із залізобетонних панелей; пароізоляції, виконаної з одного шару руберойду на бітумній мастиці; теплоізоляції; вирівнюючого шару (стяжки) з цементно-піщаного розчину товщиною 20 мм і покрівельного килима. Стяжку по всій поверхні розрізаємо температурними швами на квадрати  $3 \times 3$  м. Стики між панелями заповнюються розчином і перекриваються смугами руберойду.

### 1.4.4 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.

### 1.4.5 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. 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

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						11
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

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 12 м підкранові балки двотаврового перерізу.

#### 1.4.6 Стіни

Стіни запроектовані по підвісній схемі. Розрізка – горизонтальна. Прийнято тришарові панелі. Стіни опираються на фундаментні балки. Кріплення до колон здійснюється за допомогою кутників.

#### 1.4.7 Підлоги

Основною підлогою в цеху прийнята бетонна армована підлога товщиною 40 мм (бетон класу С25/30) по підстилаючому шарі бетону завтовшки 30 мм, та щебеню 150 мм. Між покриттям підлоги і підстилаючим шаром передбачена обклеювальна гідроізоляція з руберойду товщиною 8 мм.

У місцях деформаційного і температурного швів в конструкції підлоги передбачені компенсатори з листової оцинкованої покрівельної сталі, анкери з смугової сталі, обрамлення стиків з кутникової сталі.

#### 1.4.8 Вікна

У цеху прийняте освітлення через віконні прорізи в зовнішніх стінах. Віконні отвори прийняті шириною 3 м і висотою 1,8 і 3,6 м при висоті 8,4 м від поверхні підлоги до низу несучих конструкцій, і 4,8 і 2,4 при висоті 12 м. Віконні заповнення виконані зі алюмінієвих рам, тому, що вони більш довговічні і вогнестійкі в порівнянні з дерев'яними.

#### 1.4.9 В'язі

Несучі конструкції промислових будівель повинні забезпечувати необхідну просторову жорсткість. У випадку покриттів прогонного типу таку жорсткість досягають шляхом встановлення систем в'язів. В'язі поділяються на вертикальні

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						12
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

та горизонтальні: вертикальні розміщують між колонами та в покритті, а горизонтальні – виключно в зоні покриття. Окрім забезпечення просторової стабільності каркасу, в'язі також виконують функцію сприйняття горизонтальних навантажень – таких як вітрові впливи чи динамічні сили, що виникають під час роботи мостових кранів.

Тип конструкції в'язей визначається такими факторами, як висота споруди, величина прольоту, крок розташування колон, наявність підйомно-транспортного обладнання та його вантажопідйомність. У цьому проєкті передбачено використання порталних в'язей при кроці колон 12 м, а також в'язей у площині покриття. Конструктивне рішення в'язей у покритті приймається з урахуванням типу каркасу, особливостей покриття, висоти будівлі та характеристик внутрішньоцехового транспорту.

Вертикальні в'язі між колонами розміщуються у середині температурного блоку, тоді як горизонтальні в'язі в зоні покриття розташовані вздовж крайніх осей цього блоку.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						13
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

## 1.5. Антикорозійні заходи

Рівень стійкості матеріалів до корозійного впливу визначається швидкістю їх руйнування під дією агресивного середовища. Для металів цей показник зазвичай визначають у міліметрах на рік (мм/рік), тоді як для неметалевих матеріалів оцінка проводиться якісно — шляхом аналізу зміни їхніх фізико-механічних властивостей, таких як міцність, проникність, щільність тощо.

З метою підвищення довговічності будівельних конструкцій та елементів інженерних систем застосовують низку заходів, спрямованих на покращення їхньої корозійної стійкості. Одним із основних підходів є використання матеріалів, які мають високу хімічну стійкість до конкретного виду агресивного середовища. Металеві конструкції часто додатково захищають електрохімічними методами (катодний або анодний захист), а також шляхом нанесення лакофарбових, полімерних або комбінованих захисних покриттів.

Для мінеральних будівельних матеріалів, зокрема кераміки та природного каменю, ефективним методом є просочення поверхні спеціальними складами, які знижують їхню водопоглинальність. У таких випадках використовуються синтетичні смоли, парафін або бітум. Деревина, яка є особливо вразливою до вологи та біологічного ураження, обробляється антисептиками на мінеральній чи полімерній основі або бітумними просоченнями.

Залізобетон, бетонні суміші та розчини можуть бути захищені як на стадії виготовлення (використанням спеціальних добавок і модифікаторів), так і після укладання — за допомогою хімічної обробки, просочення, нанесення захисних полімерних плівок або гідроізоляційних покриттів. Металеві елементи, що піддаються атмосферним або хімічним впливам, обов'язково піддають попередній підготовці поверхні — очищенню від іржі, бруду, жирів, після чого проводять ґрунтування і фарбування відповідними складами.

Для запобігання корозії сталевих труб використовують двошарове олійно-бітумне покриття, яке наноситься поверх попередньо ґрунтованої поверхні. Такий спосіб захисту забезпечує тривалу експлуатацію трубопроводів у вологому або агресивному середовищі.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		14

## 1.6. Зовнішня і внутрішня обробка

Зовнішня сторона будівлі забарвлюється перхлорвініловою фарбою, яка поставляється в готовому вигляді. Фарби наносять валиком або фарборозпилювачем 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.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						15
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

## 1.7. Теплотехнічний розрахунок стінового огородження

Вихідні дані :

- Район будівництва : спг. Гірницьке, Дніпропетровської обл.
- Призначення будівлі – промислове виробництво.
- Режим вологості приміщення – нормальний.
- Температура внутрішнього повітря -  $t_b = 16^{\circ}\text{C}$  .
- Температура зовнішнього повітря -  $t_z = 20^{\circ}\text{C}$ .
- Прийнята огорожуюча конструкція – керамзитобетонна панель.

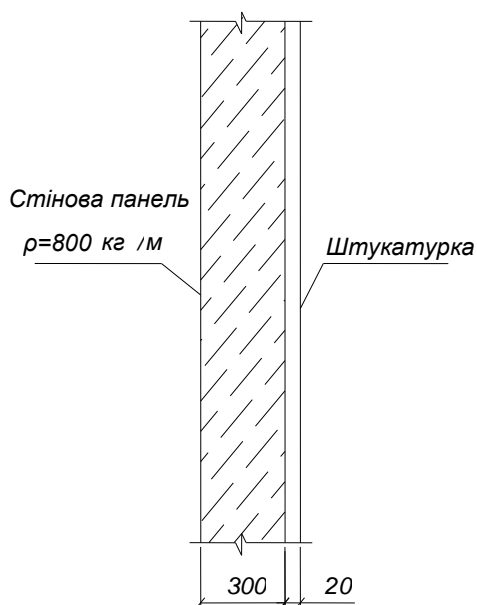


Рис. 1.1 До теплотехнічного розрахунку стіни

Попередньо назначаємо товщину панелі – 300 мм, із внутрішньої сторони панель обштукатурена цементно-піщаним розчином товщиною 20 мм.

Вихідні дані для розрахунку огорожуючих конструкцій зводимо в табл. 1.1.

Таблиця 1.1

### Характеристики матеріалу огорожуючих конструкцій

№ п/п	Назва матеріалу	Питома вага $\text{кг}/\text{м}^3$	$\lambda$ $\text{Вт}/\text{м}^2\text{ }^{\circ}\text{C}$	Товщина шару, м	R $\text{м}^2, \text{ }^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$
1	Керамзитобетон	600	0,36	0,3	0,833
2	Цементно-піщаний розчин	1600	0,85	0,02	0,024

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		16

Загальний термічний опір  $R_0$  для усєї конструкції стіни визначена за формулою:

$$R_0 = \frac{1}{a_v} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \dots + \frac{\delta_n}{\lambda_n} + \frac{1}{a_n};$$

$a_v, a_n$  – коефіцієнти тепловіддачі і теплосприймання;

$\delta_i, \lambda_i$  – відповідно товщина шарів і теплопровідність матеріалів.

$$R_0 = \frac{1}{23} + \frac{0,3}{0,36} + \frac{0,02}{0,85} + \frac{1}{8,7} = 1,015 \text{ м}^2\text{°C/Вт.}$$

Дана конструкція стіни придатна для застосування в промисловій будівлі.

**Висновок:** Запроектована конструкція зовнішньої стіни придатна для будівництва промислової будівлі в спг. Гірницьке.

### 1.8. 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 електро побутових 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. В якості теплоносія застосовується вода.

Вентиляція – прийнята природна витяжна система вентиляції.

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.

### 1.9. Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище

На території заводу існують склади різного призначення. До більшості з них підведені автомобільні шляхи, які мають вихід до залізничної магістралі спг. Гірницьке.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						17
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Поблизу заводу йде автомобільна транспортна магістраль на Дніпропетровськ, а також на Одесу та Вінницю.

Таким чином, завод має транспортні зв'язки з багатьма регіонами України.

Енергетичне забезпечення виробництва виконується ГПП 110/10 кВ, розташованої поблизу території заводу. Водопостачання з міської мережі.

Таким чином, обрана площадка для будівництва вигідна тим, що поряд з нею розташовані майже всі необхідні мережі зв'язку, зокрема зовнішній транспортний.

Забезпечення робочою силою – із спг. Гірницьке та з інших поблизу розташованих населених пунктів.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		18

## 2. РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

### 2.1. Статичний розрахунок рами в осях 1-5

#### 2.1.1 Визначення навантажень, що діють на раму

##### 2.1.1.1 Навантаження від ваги покриття

Обчислюємо зусилля, яке діє на колону крайнього ряду

$$F_1 = 0,5 q_m L a + 0,5 G_p(10)\gamma_{fm} = 0,5 \cdot 5,637 \cdot 24 \cdot 12 + 0,5 \cdot 92 \cdot 1,1 = 862 \text{ кН};$$

де  $q_m=5,637$  кПа (табл. 2.2.1)

Ексцентриситет прикладання сили (рис. 2.1)

$$e_1^K = 250+150 - 0,5 h_b=250+150-0,5 \cdot 600 = -100 \text{ мм}$$

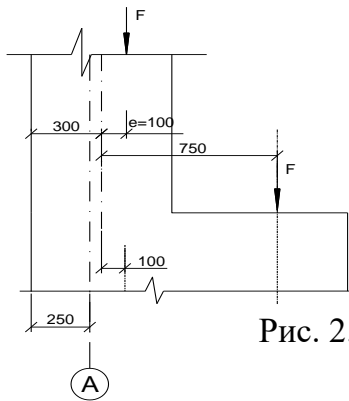


Рис. 2.1. До визначення ексцентриситету прикладання сил на колони

##### 2.1.1.2 Навантаження від ваги підкранових балок

$$F_2 = G_{пб} (10)\gamma_{fm} + g_{кр.р} a \gamma_{fm} = 11,7 \cdot 10 \cdot 1,1 + 0,6 \cdot 12 \cdot 1,05 = 136 \text{ кН.}$$

Визначимо ексцентриситети

$$e_2^K = 750 - 0,5h_H = 750 - 400 = 350 \text{ мм};$$

##### 2.1.1.3 Навантаження від власної ваги колони

Висоту надкранової частини колони визначаємо за формулою

$$H_B = H_{п.б.} + h_{кр.р.} + H_K + 100 = 1400 + 120 + 2300 + 100 = 3920 \text{ мм.}$$

Приймаємо  $H_B = 4000$  мм. Висота підкранової частини рівна

$$H_H = H + 0,15 - H_B = 12,0 + 0,15 - 4,0 = 8,15 \text{ м.}$$

Тоді власна вага колони:

$$F_3^A = H_B b h_b \rho_b(10)\gamma_{fm} = 4,0 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 2,5 \cdot 10 \cdot 1,1 = 33 \text{ кН,}$$

$$F_4^A = (H_H b h_H + V_{кон}) \rho_b(10)\gamma_{fm} = (8,15 \cdot 0,5 \cdot 0,8 + 0,08) \cdot 2,5 \cdot 10 \cdot 1,1 = 92 \text{ кН}$$

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		19

де  $V_{\text{кон}}=0,08 \text{ м}^3$ .

### 2.1.1.4 Навантаження від маси стін та вікон

Підбираємо висоти стінових панелей та вікон (рис. 2.2). Навантаження від навісних панелей та віконного заповнення передається на колони в місцях їх обпирання на опорні столики, що кріпляться до закладних деталей колон. Цокольні панелі опираються на фундаментні балки і не впливають на роботу колони.

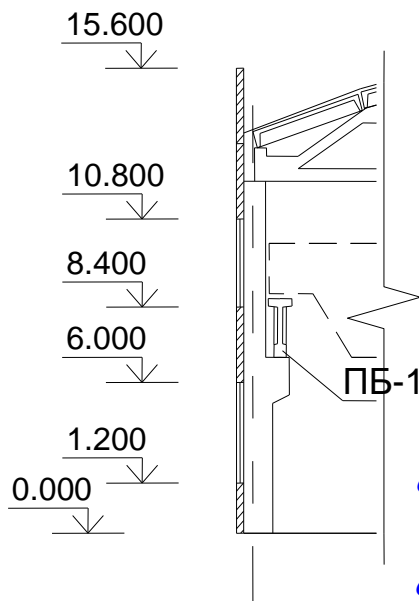
Навантаження від ваги стіни, що діє на верхню частину колони:

$$F_5 = H_1 a t_{\text{ст}} \rho_{\text{ст}}(10) \gamma_{\text{fm}} = 4,8 \cdot 12 \cdot 0,2 \cdot 1,2 \cdot 10 \cdot 1,2 = 166 \text{ кН},$$

на нижню частину:

$$F_6 = H_2 a g_{\text{вік}} \gamma_{\text{fm}} + H_3 a t_{\text{ст}} \rho_{\text{ст}}(10) \gamma_{\text{fm}} = 2,4 \cdot 12 \cdot 0,5 \cdot 1,1 + 2,4 \cdot 12 \cdot 0,2 \cdot 1,2 \cdot 10 \cdot 1,2 = 99 \text{ кН}$$

Ексцентриситет дії сили  $F_5$  і  $F_6$



$$e_5^A = \frac{h_e + t_{\text{ст}}}{2} = \frac{600 + 200}{2} = -400$$

$$e_6^A = \frac{h_n + t_{\text{ст}}}{2} = \frac{800 + 200}{2} = -500$$

Рис. 2.2. Розташування стінових панелей та віконних блоків

### 2.1.1.5 Величина сили від ваги снігу

Величина зосередженого снігового навантаження на колону крайнього ряду становить:

$$F_s = 0,5 \cdot L \cdot a \cdot \mu \cdot S_m = 0,5 \cdot 24 \cdot 12 \cdot 0,92 = 133 \text{ кН};$$

де  $S_m$  – граничне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_m = \gamma_{\text{fm}} \cdot S_0 \cdot c = 1,04 \cdot 0,88 \cdot 1 = 0,92 \text{ кПа};$$

$\gamma_{\text{fm}}$  – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження залежно від середнього періоду повторюваності  $T$ , за табл. 8.1 [1],  $\gamma_{\text{fm}}=1.04$ .

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		20

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження, що визначається згідно з 8.5 [1], для спг. Гірницьке 880 Па;

$C$  – коефіцієнт, що визначається за формулою:

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

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який визначається за 8.7, 8.8 [1],  $\mu = 1$ ;

$C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі і визначається за 8.9 [1],  $C_e = 1$ ;

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти, що визначається за 8.10[1],  $C_{alt} = 1$ .

### 2.1.1.6 Кранові навантаження

В розрахунку враховуємо дію двох кранів в кожному прольоті. Вертикальний та горизонтальний тиск від кранів обчислюємо за допомогою ліній впливу. Сума ординат ліній впливу за рис. 2.3:

$$\Sigma y_i = y_1 + y_2 + y_3 + y_4 = 1 + 0,842 + 0,633 + 0,475 = 2,95;$$

Обчислюємо вертикальний та горизонтальний тиск кранів на колону:

$$F_{0 \max} = F_{\max} \Sigma y_i = 185 \cdot 2,95 = 545,8 \text{ кН};$$

де  $F_{\max} = 185 \text{ кН}$  – максимальний тиск колеса крана на підкранову рейку;

$$F_{0 \min} = F_{\min} \Sigma y_i = 20 \cdot 2,95 = 59 \text{ кН};$$

$$F_{\min} = \frac{Q + G_k}{2} - F_{\max} = \frac{100 + 310}{2} - 185 = 20 \text{ кН};$$

Граничне розрахункове значення:

$$F_m = \gamma_{fm} \psi F_0 = 1,1 \cdot 0,85 \cdot 545,8 = 510,3 \text{ кН};$$

$$F_h = 0,025(Q + G_k) = 0,025(185 + 53) = 5,95 \text{ кН};$$

Горизонтальні навантаження

$$V_h = \psi \cdot \gamma_{fm} \cdot \Sigma y_i \cdot F_h = 0,85 \cdot 1,1 \cdot 2,95 \cdot 5,95 = 16,4 \text{ кН};$$

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		21

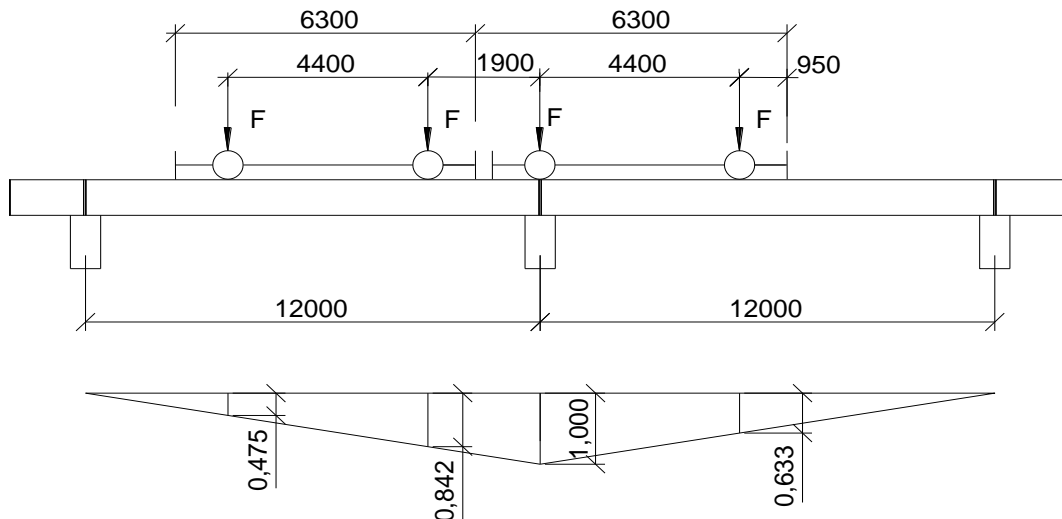


Рис. 2.3. Для розрахунку навантажень від кранів

### 2.1.1.7 Вітрові навантаження

Вітрове навантаження на колону має розподілений характер і збирається з вертикальної смуги шириною, рівною кроку колон.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження, визначений за 9.14 [1],  $\gamma_{fm}=1,035$ ;

$W_0$  – характеристичне значення вітрового тиску залежно від вітрового району по карті або за додатком Е [1], для спг. Гірницьке 460 Па;

$C$  – коефіцієнт, визначений за формулою

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

де  $C_{aer}$  – аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за 9.8 [1];

$C_h$  – коефіцієнт висоти споруди, що визначається за 9.9 [1];

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти, що визначається за 9.10 [1];

$C_{rel}$  – коефіцієнт рельєфу, що визначається за 9.11 [1];

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		22

$C_{dir}$  - коефіцієнт напрямку, що визначається за 9.12 [1];

$C_d$  - коефіцієнт динамічності, що визначається за 9.13 [1].

*Обчислюємо інтенсивність тиску вітру на будівлю з навітряної сторони на позначках*

1) 5 м  $W_m = \gamma_{fm} W_0 C_1 a = 1,035 \cdot 0,46 \cdot 0,32 \cdot 12 = 1,8 \text{ кН};$

2) верху колони (12,0 м)

$$W_{m2} = \gamma_{fm} W_0 C_2 a = 1,035 \cdot 0,46 \cdot 0,52 \cdot 12 = 3,0 \text{ кН};$$

3) верху стіни (15,6 м)

$$W_{m3} = \gamma_{fm} W_0 C_3 a = 1,035 \cdot 0,46 \cdot 0,592 \cdot 12 = 3,4 \text{ кН};$$

де  $C_1 = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,32;$

$$C_2 = 0,8 \cdot 0,65 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,52;$$

$$C_3 = 0,8 \cdot 0,74 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,592;$$

*Інтенсивність тиску вітру на будівлю з завітряної сторони*

1) 5 м  $W'_m = \gamma_{fm} W_0 C'_1 a = 1,035 \cdot 0,46 \cdot 0,24 \cdot 12 = 1,4 \text{ кН};$

2) верху колони (12,0 м)

$$W'_{m2} = \gamma_{fm} W_0 C'_2 a = 1,035 \cdot 0,46 \cdot 0,39 \cdot 12 = 2,2 \text{ кН};$$

3) верху стіни (15,6 м)

$$W'_{m3} = \gamma_{fm} W_0 C'_3 a = 1,035 \cdot 0,46 \cdot 0,444 \cdot 12 = 2,5 \text{ кН};$$

де  $C'_1 = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,24;$

$$C'_2 = 0,6 \cdot 0,65 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,39;$$

$$C'_3 = 0,6 \cdot 0,74 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,444;$$

Обчислюємо величину згинаючого моменту від фактичного тиску вітру на рівні обрізу фундаменту з навітряної сторони

$$\begin{aligned} M_w &= W_1 \cdot H_1 \left( \frac{H_1}{2} + 0,15 \right) + \frac{W_2 - W_1}{2} (H - 5) \left[ \frac{2}{3} (H - 5) + 5,15 \right] = \\ &= 1,8 \cdot 12,0 \cdot \left( \frac{12,0}{2} + 0,15 \right) + \frac{3,0 - 1,8}{2} (12,0 - 5) \left[ \frac{2}{3} (12,0 - 5) + 5,15 \right] \\ &= 174,1 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Еквівалентне рівномірно розподілене навантаження

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		23

$$q_w = \frac{2M_w}{(H+0,15)^2} = \frac{2 \cdot 174,1}{(12,0+0,15)^2} = 2,35 \text{ кН/м.}$$

З завітреної сторони тиск вітру

$$q_w^1 = 0,75 \cdot q_w = 0,75 \cdot 2,35 = 1,76 \text{ кН/м.}$$

Обчислюємо величину зосередженої сили, яка діє на рівні верху колони

$$\begin{aligned} W &= W_0 \cdot (c_e + c_{e3}) \cdot \frac{C_2 + C_3}{2} \cdot a \cdot H_n \cdot \gamma_{fm} \\ &= 0,46 \cdot (0,8 + 0,6) \cdot \frac{0,52 + 0,592}{2} \cdot 12 \cdot \\ &\cdot (15,6 - 12,0) \cdot 1,035 = 16 \text{ кН} \end{aligned}$$

### 2.1.2 Статичний розрахунок рами

Розрахунок рами ведемо наближеним методом за допомогою таблиць. Для цього обчислюємо необхідні величини.

Моменти інерції перерізів верхньої та нижньої частин колон:

- крайня колона

$$I_A^b = \frac{bh_b^3}{12} = \frac{50 \cdot 60^3}{12} = 900000 \text{ см}^4; \quad I_A^u = \frac{bh_b^3}{12} = \frac{50 \cdot 80^3}{12} = 2133333 \text{ см}^4;$$

Співвідношення жорсткостей  $n_A = \frac{I_A^b}{I_A^u} = \frac{900000}{2133333} = 0,422$

Геометричні довжини колони:

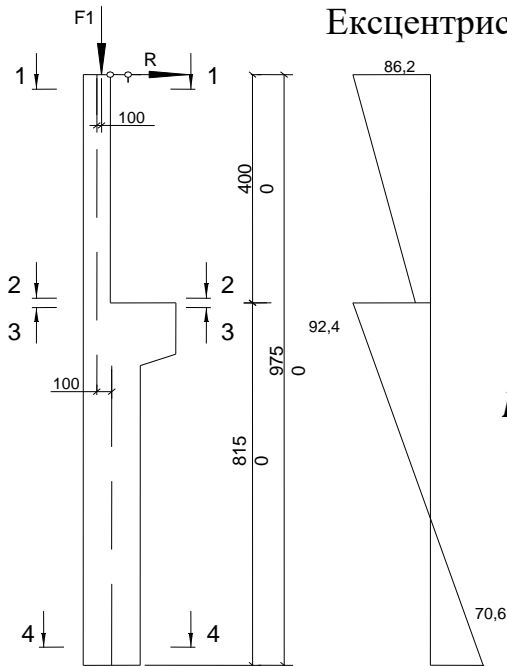
$$l = H + 0,15 = 12,0 + 0,15 = 12,15 \text{ м};$$

$$l_2 = H_B = 4,0 \text{ м}, \quad l_1 = l - l_2 = 12,15 - 4,0 = 8,15 \text{ м}, \quad \lambda = \frac{l_2}{l} = \frac{4,0}{12,15} = 0,33.$$

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		24

### 2.1.2.1 Визначення зусиль в колоні по осі 1

#### Завантаження силою від маси покриття



Ексцентриситети  $e_1^A = 0,1\text{ м}$ ,  $e_3 = -0,1\text{ м}$ . Зусилля  $F_1 = 862\text{ кН}$ .

За табл.1. дод.1 [3]; при значеннях  $n = 0,422$

та  $\lambda = 0,33$  знаходимо коефіцієнти:

при  $y = 0$ ,  $\bar{K}_1 = 1,713$ ;

при  $y = \ell_2$ ,  $\bar{K}_1 = 1,131$ .

Реакцію  $R_B$  обчислюємо за формулою

(в таблицях додатні значення справа наліво).

$$R_B = \frac{F_1}{\ell} (K_1 \cdot e_1^A + \bar{K}_1 \cdot e_3^A) = \frac{862}{12,15} [1,713 \cdot (-0,1) + 1,131 \cdot (-0,1)] = -20\text{ кН}$$

Рис. 2.4. До визначення зусиль від сили  $F_1$

Значення згинаючих моментів в перерізах:

$$M_1 = F_1 \cdot e_1^A = 862 \cdot (-0,1) = -86,2\text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = F_1 \cdot e_1^A + R_B \cdot \ell_2 = 862 \cdot (-0,1) + 20 \cdot 4,0 = -6,2\text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = F_1 \cdot (e_1^A + e_3^A) + R_B \cdot \ell_2 = 862 \cdot (-0,1 - 0,1) + 20 \cdot 4,0 = -92,4\text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = F_1 \cdot (e_1^A + e_3^A) + R_B \cdot \ell = 862 \cdot (-0,1 - 0,1) + 20 \cdot 12,15 = 70,6\text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Повздовжні сили в усіх перерізах  $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = F_1 = 862\text{ кН}$ .

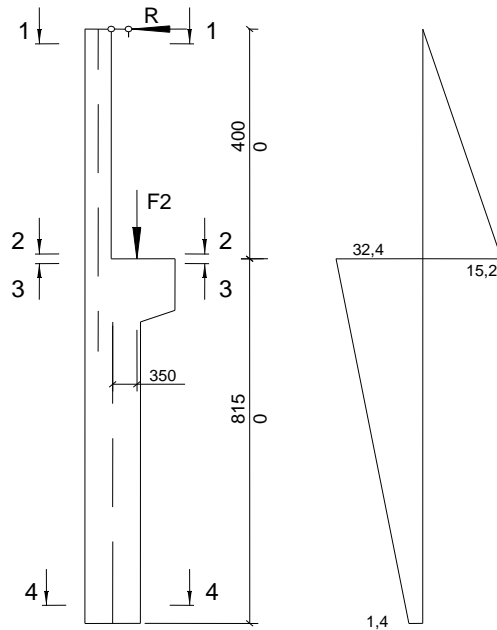
Поперечна сила в защемленні  $Q_4 = -R_B = 20\text{ кН}$ .

#### Завантаження силою від ваги підкранової балки

Зусилля  $F_2 = 136\text{ кН}$ , ексцентриситет (рис. 2.4.5)  $e_2^A = 0,35\text{ м}$ .

За табл.2 дод.1 при значеннях  $\lambda = 0,33$ ;  $n = 0,422$  та  $y = 1,0\ell_1$  інтерполюючи  $K_2 = 0,978$ .

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						25
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		



Реакція

$$R_B = K_2 \frac{F_2 \cdot e_2^A}{\ell} = 0,978 \cdot \frac{136 \cdot 0,35}{12,15} = 3,8 \text{ кН.}$$

Рис. 2.5. До визначення зусиль від підкранової балки

Згинальні моменти:

$$M_1 = 0; \quad M_2 = -R_B \cdot \ell_2 = -3,8 \cdot 4,0 = -15,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = -R_B \cdot \ell_2 + F_2 \cdot e_2^A = -3,8 \cdot 4,0 + 136 \cdot 0,35 = 32,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = -R_B \cdot \ell + F_2 \cdot e_2^A = -3,8 \cdot 12,15 + 136 \cdot 0,35 = 1,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Повздовжні сили:

$$N_1 = N_2 = 0; \quad N_3 = N_4 = F_2 = 136 \text{ кН.}$$

$$\text{Поперечна сила } Q_4 = -R_B = -3,8 \text{ кН.}$$

#### Завантаження силою від ваги колони

Зусилля  $F_3^A = 33 \text{ кН}$ , прикладене з ексцентриситетом  $e_3^A = -0,1 \text{ м}$  на віддалі  $y = \ell_2$  від верху колони.

$$\text{Реакція } R_B = \bar{K}_1 \frac{F_3^A \cdot e_3^A}{9,75} = 0,978 \frac{33 \cdot (-0,1)}{12,15} = -0,3 \text{ кН.}$$

Згинальні моменти:

$$M_1 = 0; \quad M_2 = 0,3 \cdot 4,0 = 1,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = 0,3 \cdot 4,0 - 33 \cdot 0,1 = -2,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = 0,3 \cdot 12,15 - 33 \cdot 0,1 = 0,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{Повздовжні сили } N_1 = N_2 = 0; \quad N_3 = F_3^A = 33 \text{ кН};$$

$$N_4 = F_3^A + F_4^A = 33 + 92 = 125 \text{ кН.}$$

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		26

Поперечна сила  $Q_4 = -R_b = 0,3$  кН.

### Завантаження силою від маси стінового огороження

Навантаження від маси стінових панелей на позначках 10,8 – 15,6 м становить  $F_5 = 166$  кН і прикладене на віддалі  $y \approx 0,1\ell_2$  від верху колони. При значеннях  $\lambda = 0,33$ ;  $n = 0,422$  та  $y = 0,1\ell_2$  знаходимо  $K_1 = 1,713$ , при  $y = \ell_2 - \bar{K}_1 = 1,131$

Реакція  $R_e = \frac{F_5}{\ell} (K_1 \cdot e_5^A + \bar{K}_1 \cdot e_6^A) = \frac{166}{12,15} [1,713 \cdot (-0,4) + 1,131 \cdot (-0,5)] = -17,1$  кН.

Згинаючі моменти

$$M_1 = 166 \cdot (-0,4) = -66,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 166 \cdot (-0,4) + 17,1 \cdot 4,0 = 2,0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = 166 \cdot (-0,5) + 17,1 \cdot 4,0 = -14,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = 166 \cdot (-0,5) + 17,1 \cdot 12,15 = 125 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Повздовжні сили  $N_1 = 0$ ;  $N_2 = N_3 = N_4 = 166$  кН.

Поперечна сила  $Q_4 = 17,1$  кН.

Навантаження від маси стінового заповнення на позначках 6,0 – 10,8 м становить  $F_6 = 99$  кН і прикладене на рівні підкранової консолі.

Опорна реакція  $R_e = \frac{F_6}{\ell} \cdot \bar{K}_1 \cdot e_6^A = \frac{99}{12,15} \cdot 1,131 \cdot (-0,5) = -4,6$  кН.

Згинаючі моменти

$$M_1 = 0; \quad M_2 = 4,6 \cdot 4,0 = 18,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = 99 \cdot (-0,5) + 4,6 \cdot 4,0 = -31,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = 99 \cdot (-0,5) + 4,6 \cdot 12,15 = 6,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Повздовжні сили  $N_1 = N_2 = 0$ ;  $N_3 = N_4 = 99$  кН.

Поперечна сила  $Q_4 = 4,6$  кН.

Зусилля від постійних навантажень зводимо в табл. 2.1 для обчислення сумарних навантажень.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						27
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

## Зусилля від постійних навантажень

Вид конструкції	Зусилля в перерізах (М, кН·м; N, кН)								
	1 – 1		2 – 2		3 – 3		4 – 4		
	М	N	М	N	М	N	М	N	Q
Покриття	-86,2	862	-6,2	862	-92,4	862	70,6	862	20
Підкранові балки	0	0	-15,6	0	32,4	136	1,4	136	-3,8
<b>Сумарні зусилля</b>	<b>-152,6</b>	<b>862</b>	<b>-0,2</b>	<b>1061</b>	<b>-107,8</b>	<b>1296</b>	<b>203,7</b>	<b>1388</b>	<b>38,2</b>

## Зусилля від снігового навантаження

Розрахункова сила  $F_s = 133$  кН, місце прикладення співпадає з силою  $F_1$ , тому значення зусиль в перерізах колони можна знайти шляхом множення зусиль від дії  $F_1$ , на коефіцієнт  $K = \frac{F_s}{F_1} = \frac{133}{862} = 0,154$ .

Згинальні моменти

$$M_1 = -86,2 \cdot 0,154 = -13,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = -6,2 \cdot 0,154 = -0,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = -92,4 \cdot 0,154 = -14,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = 70,6 \cdot 0,154 = 10,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Повздовжні сили  $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 133$  кН.

Поперечна сила  $Q_4 = 20 \cdot 0,154 = 3,1$  кН.

## Завантаження вертикальним крановим навантаженням

Зусилля від дії сили  $F_m$  отримуємо помноживши зусилля від  $F_2$  на коефіцієнт  $K = \frac{F_m}{F_2} = \frac{510,3}{136} = 3,7$ .

$$M_1 = 0; \quad M_2 = -15,6 \cdot 3,7 = -57,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = 32,4 \cdot 3,7 = 120 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_4 = 1,4 \cdot 3,7 = 5,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$N_1 = N_2 = 0; \quad N_3 = N_4 = 510,3 \text{ кН}; \quad Q_4 = -3,8 \cdot 3,7 = -14,1 \text{ кН}.$$

## Завантаження горизонтальним крановим навантаженням

Гальмівне зусилля  $V_h = 16,4$  кН, місце прикладення сили  $y = \frac{2,6}{4,0} \cdot \ell_2 = 0,65 \ell_2$ .

За табл.3 дод.1 [3]; при значеннях  $\lambda = 0,33$ ;  $n = 0,42$  коефіцієнт  $K_3 = 0,389$ .

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		28

$$R_B = K_3 \cdot F_h = 0,389 \cdot 16,4 = 6,4 \text{ кН.}$$

Згинаючі моменти

$$M_1 = 0; \quad M_2 = M_3 = -6,4 \cdot 4,0 + 16,4 \cdot 1,4 = -2,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = -6,4 \cdot 12,15 + 16,4 \cdot (8,15 + 1,4) = 79 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Повздовжні сили  $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 0$ .

Поперечна сила  $Q_4 = -6,4 + 16,4 = 10,0 \text{ кН}$ .

### Завантаження вітровим навантаженням

Розглянемо дію вітру зліва направо. За табл.4 дод.1 [3]; при  $\lambda = 0,33$ ;  $n = 0,42$  знаходимо  $K_4 = 0,348$ .

Горизонтальна реакція в колоні по осі 1 при дії вітру справа наліво

$$R_B = K_4 \cdot q_w \cdot \ell = 0,348 \cdot 2,35 \cdot 12,15 = 10 \text{ кН.}$$

Горизонтальна реакція в колоні по осі 1 при дії вітру зліва направо

$$R_B = K_4 \cdot q'_w \cdot \ell = 0,348 \cdot 1,76 \cdot 12,15 = 7,5 \text{ кН.}$$

Зусилля в додатковій в'язі

$$R = \sum R_B + W = 10 + 7,5 + 16 = 33,5 \text{ кН.}$$

Для визначення розподілення зусилля  $R$  між колонами за таблицею 5 дод.1 [3], обчислюємо коефіцієнти  $K_5$  для крайньої колони при  $\lambda = 0,33$ ;  $n = 0,422$ ,  $\hat{E}_5^A = 2,573$ .

Горизонтальна сила, яка приходить на колони крайнього ряду

$$R_{кр} = -R \frac{K_5^A}{\sum K_5} = -33,5 \frac{2,573}{5,146} = -16,8 \text{ кН,}$$

$$\text{де } \sum K_5 = 2 \cdot 2,573 = 5,146.$$

Зусилля в колоні по осі 1 при дії вітру справа наліво:

Згинаючі моменти  $M_1 = 0$ ;

$$M_2 = M_3 = (16,8 - 10,0) \cdot 4,0 + \frac{2,35 \cdot 4,0^2}{2} = 46 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = (16,8 - 10,0) \cdot 12,15 + \frac{2,35 \cdot 12,15^2}{2} = 256 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Повздовжні сили  $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 0$ .

Поперечна сила  $Q_4 = 16,8 - 10,0 + 2,35 \cdot 12,15 = 35,4 \text{ кН}$ .

Зусилля в колоні по осі 1 при дії вітру зліва направо:

Згинаючі моменти  $M_1 = 0$ ;

$$M_2 = M_3 = (16,8 - 7,5) \cdot 4,0 + \frac{1,76 \cdot 4,0^2}{2} = 51,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = (16,8 - 7,5) \cdot 12,15 + \frac{1,76 \cdot 12,15^2}{2} = 243 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Повздовжні сили  $N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 0$ .

Поперечна сила  $Q_4 = 16,8 - 7,5 + 1,76 \cdot 12,15 = 30,7 \text{ кН}$

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		29

### 2.1.3 Складання комбінацій розрахункових зусиль колони

При складанні основних сполучень навантажень постійні навантаження приймаємо без зниження, а тимчасові з коефіцієнтами сполучень: перше за впливом тимчасове навантаження з коефіцієнтом  $\psi_1 = 1$ ; друге  $\psi_2 = 0,8$ ; третє з  $\psi_3 = 0,6$ .

При складанні комбінації  $N_{\max}$ ,  $M$  та  $Q$  відповідні вітрові навантаження вводимо в сполучення з коефіцієнтом  $\psi = 0,6$ .

Результати розрахунку зведемо в таблицю 2.2.

Таблиця 2.2

Розрахункові зусилля в перерізах колони по осі 1

Переріз	Зусилля	Зусилля в перерізах колони від навантажень						Розрахункові зусилля			
		Постійні наван.	Снігові наван.	Кранові (проліт А-Б)		Вітрові		$M_{\max}$ $N_{\text{відп}}$ $Q_{\text{відп}}$	$M_{\text{мін}}$ $N_{\text{відп}}$ $Q_{\text{відп}}$	$N_{\max}$ $+M_{\text{відп}}$ $Q_{\text{відп}}$	$N_{\max}$ $-M_{\text{відп}}$ $Q_{\text{відп}}$
				Вертикальні $V_{\max}$	Горизонтальні $F_h$	Вітер зліва	Вітер справа				
1-1	M	-152,6	-13,3	0	0	0	0	-	-165,9	-	-165,9
	N	862	133	0	0	0	0	-	995	-	995
2-2	M	-0,2	-0,9	-57,7	$\pm 2,6$	46	-51,3	45,8	<b>-102,1</b>	35,7	-80,1
	N	1061	133	0	0	0	0	1061	<b>1140,8</b>	1194	1194
3-3	M	-107,8	-14,2	120	$\pm 2,6$	46	-51,3	51,6	-170,5	31,0	-32,5
	N	1296	133	510,3	0	0	0	1806,3	1402,4	1912,7	1912,7
$\gamma_{fm}/\gamma_{fe}$		1,1	2,12	1,1	1,1	4,93	4,93				
4-4	$M_n$	185	51,4	4,7	$\pm 72$	52	-49	334,1	78,5	<b>334,1</b>	129,4
	$N_n$	1261,8	62,7	464	0	0	0	1776	1725,8	<b>1776</b>	1776
	$Q_n$	34,7	1,5	-12,8	$\pm 9,1$	7,2	-6,2	37,7	7,8	<b>37,7</b>	10,3

## 2.2. Розрахунок колони по осі 1

### 2.2.1 Матеріали для проектування

Для проектування колони використовуємо такі матеріали:

Характеристики міцності бетону і арматури

Бетон класу C20/25 ( $f_{cd}=14,5$  МПа;  $f_{ctd}=1,05$  МПа;  $E_{cd} = 2,7 \cdot 10^4$  МПа).

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						30
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Арматура поздовжня класу арматуру А500С з  $f_{yd}= 450\text{МПа}$ ,  
 $E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}$  і поперечна класу А240С, ( $f_{ywd}=175 \text{ МПа}$ ).

### 2.2.2 Розрахунок надкранової частини колони

При розрахунку надкранової частини колони розрахунковим є переріз 2-2.  
Відповідно розрахункові зусилля:

$$M_{\max} = -102,1 \text{ кНм},$$

$$N_{\text{відп}} = 1140,8 \text{ кН}.$$

Для постійних навантажень:

$$M_{\text{ld}} = -0,2 \text{ кНм};$$

$$N_{\text{ld}} = 1061 \text{ кН}.$$

Переріз надкранової частини колони  $b \times h = 50 \times 60 \text{ см}$  при  $a=a'=4 \text{ см}$ ,  
робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ см}.$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони

$$l_0 = 2 \cdot H_b = 2 \cdot 4,0 = 8,0 \text{ м} - \text{з урахуванням кранового навантаження}.$$

Гнучкість надкранової частини колони:

$$\lambda = l_0/i = 800/17,3 = 46 > 14; \quad i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{60^2}{12}} = 17,3 \text{ м}.$$

отже необхідно врахувати вплив прогину елемента. Для цього знаходимо величину умовної критичної сили.

Значення початкових ексцентриситетів:

$$e_0 = M_{\max} / N_{\text{відп}} = 102,1 / 1141 = 0,09 \text{ м} > (1/30) \cdot h = (1/30) \cdot 0,6 = 0,02 \text{ м}.$$

Момент дії всіх сил відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$M_I = M + 0,5N(h_0 - a') = -102,1 + 0,5 \cdot 1140,8 (0,56 - 0,04) = 195 \text{ кНм};$$

$$M_{II} = M_I + 0,5 \cdot N_I (h_0 - a) = -0,2 + 0,5 \cdot 1061 \cdot (0,56 - 0,04) = 276 \text{ кНм};$$

Оскільки  $0,82 M_I = 145 \text{ кНм} < M_{II} = 248,4 \text{ кНм}$ , то коефіцієнт умов роботи приймаємо  $\gamma_{b2} = 0,9$ , і відповідно характеристики бетону матимуть значення:

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						31
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$f_{cd} = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 \text{ МПа}, \quad f_{ctd} = 1,05 \cdot 0,9 = 0,95 \text{ МПа}.$$

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження

$$\phi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{11}}{M_1} = 1 + 1 \cdot \frac{276}{195} = 2,4;$$

Значення відносного ексцентриситету:

$$\delta_l = e_0/h = 0,1/0,6 = 0,167;$$

$$\delta \frac{l_0}{h_b} \frac{800}{60} \frac{1}{l_{,min}}$$

В розрахунках приймаємо більше з цих значень  $\delta_e = 0,236$ .

Знайдемо співвідношення  $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,0;$

Приймаємо початковий коефіцієнт армування  $\mu_1 = 0,005$ .

$$I_{s,red} = \alpha \cdot \mu \cdot b \cdot h \cdot (0,5h - a)^2 = 7,0 \cdot 0,005 \cdot 50 \cdot 60 \cdot (0,5 \cdot 60 - 4)^2 = 70980 \text{ см}^4 \cdot \text{см}^4;$$

$$N_{crc} = \frac{6,4 \cdot E_{cd}}{l_0^2} \cdot \left[ \frac{I}{\phi_{lb}} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_l} + 0,1 \right) + I_{reds} \right] =$$

$$\frac{6,4 \cdot 27000 \cdot 10^3}{8,0^2} \cdot \left[ \frac{900000 \cdot 10^{-8}}{2,4} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,236} + 0,1 \right) + 70980 \cdot 10^{-8} \right]$$

$$= 5231 \text{ кН};$$

де  $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{50 \cdot 60^3}{12} = 900000 \text{ см}^4$ .

Приймаємо симетричне армування і обчислюємо необхідну площу арматури.

Ексцентриситет прикладання повздовжньої сили відносно центра ваги розтягнутої арматури  $e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 10 \cdot 1,27 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 38,7 \text{ см}$ .

Коефіцієнт  $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crc}}} = \frac{1}{1 - \frac{1140,8}{5231}} = 1,27$

Обчислюємо граничну висоту відносної стиснутої зони бетону

$$\zeta_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,746}{1 + \frac{450}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,578, ,$$

де  $\omega = 0,85 - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,746$ .

$$\alpha_R = \zeta_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \zeta_R) = 0,578 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,578) = 0,411.$$

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		32

$$A'_s = \frac{\gamma_n \cdot N \cdot e - \alpha_R \cdot \gamma_{bz} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_0^2}{f_{yd} \cdot (h_0 - a')} = \frac{0,95 \cdot 1,1408 \cdot 0,387 - 0,411 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 0,50 \cdot 0,54^2}{450 \cdot (0,54 - 0,04)} = -0,0017 \text{ см}^2 < 0.$$

Переріз арматури  $A'_s$  призначаємо конструктивно так, як по розрахунку стиснута арматура непотрібна  $A'_s = 0,0025 \cdot 50 \cdot 54 = 6,75 \text{ см}^2$ .

**Приймаємо 2Ø22 А500С  $A'_s = 7,6 \text{ см}^2$ .**

Обчислюємо значення коефіцієнта  $\alpha_0$

$$\alpha_0 = \frac{\gamma_n \cdot N \cdot e - f_{yd} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')}{f_{cd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,95 \cdot 1,1408 \cdot 0,387 - 450 \cdot 7,6 \cdot 10^{-4} \cdot (0,54 - 0,04)}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 0,54^2} = 0,215$$

за таблицею при  $\alpha_0 = 0,215 \Rightarrow \zeta = 0,245$ .

Площу розміщеної арматури визначаємо за формулою

$$A_s = \frac{\gamma_{bz} \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot b \cdot h_0 - N \cdot \gamma_n}{f_{yd}} + A'_s = \frac{0,9 \cdot 14,5 \cdot 0,245 \cdot 0,50 \cdot 0,54 - 1,1408 \cdot 0,95}{450} + 7,6 = 7,596 \text{ см}^2.$$

розтягнутій зоні арматура по розрахунку потрібна.

**Приймаємо 2Ø22 А500С  $A_s = 7,6 \text{ см}^2$ .**

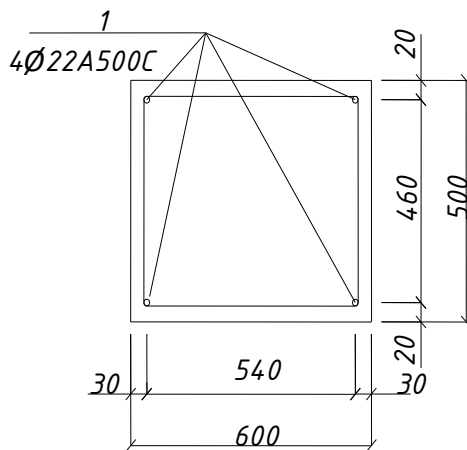


Рис. 2.6 Переріз надкранової частини колони

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		33

### 2.2.3 Розрахунок підкранової частини колони

Переріз колони  $b \times h = 50 \times 80$  при  $a = a' = 4$  см, робоча висота перерізу:  $h_0 = h - a = 80 - 4 = 76$  см. Переріз 4-4. Найбільш не вигідна комбінація розрахункових зусиль  $M = 528,7$  кНм,  $N = 2004,7$  кН.

Зусилля від дії тривалих навантажень  $N_l = 1388$  кН,  $M_l = 203,7$  кНм.

Гнучкість підкранової частини колони:  $l_0 = 1,5 \cdot H_H = 1,5 \times 8,15 = 12,225$  м

$$\lambda = l_0 / i = 1222,5 / 53,2 = 23 > 14; \quad i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{80^2}{12}} = 23,1 \text{ см.}$$

Необхідно врахувати вплив прогину елемента на величину ексцентриситету поздовжньої сили.

Значення початкових ексцентриситетів:

$$e_0 = M_{\max} / N_{\text{відп}} = 528,7 / 2004,7 = 0,26 \text{ м} > (1/30) \cdot h = (1/30) \cdot 0,8 = 0,027 \text{ м.}$$

Умовна критична сила:

$$\begin{aligned} N_{crc} &= \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \cdot \left[ \frac{I}{\phi_{lb}} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_l} + 0,1 \right) + I_{reds} \right] = \\ &= \frac{6,4 \cdot 27000}{12,225^2} \cdot \left[ \frac{2133333 \cdot 10^{-8}}{1,56} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,262} + 0,1 \right) + 181440 \cdot 10^{-8} \right] \\ &= 25417 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$\text{де } I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{50 \cdot 80^3}{12} = 2133333 \text{ см}^4; \quad \phi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{1ld}}{M_1} = 1 + 1 \cdot \frac{703}{1250} = 1,56$$

$$\delta_l = e_0 / h = 0,12 / 0,8 = 0,15; \quad \delta = \frac{l_0}{h_b} \cdot \frac{1222,5}{80} \quad l, \text{ min}$$

$$M_{ld}' = M_{ld} + N_{ld} \cdot (h/2 - a_s) = 203,7 + 1388 \cdot (0,8/2 - 0,04) = 703 \text{ кНм};$$

$$M_1' = M_{\max} + N_b \cdot (h/2 - a) = 528,7 + 2004,7 \cdot (0,8/2 - 0,04) = 1250 \text{ кНм.}$$

Приймаємо попередньо коефіцієнт армування  $\mu = 0,005$ , тоді при:

Приведений момент інерції перерізу арматури відносно центра ваги бетонного перерізу визначаємо за формулою:

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		34

$$I_{s,red} = \alpha \cdot \mu \cdot b \cdot h \cdot (0,5h - a)^2 = 7,0 \cdot 0,005 \cdot 50 \cdot 80 \cdot (0,5 \cdot 80 - 4)^2 = 181440 \text{ см}^4.$$

Коефіцієнт: 
$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crc}}} = \frac{1}{1 - \frac{2004,7}{25417}} = 1,07$$

Відстань  $e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 12,0 \cdot 1,07 + 0,5 \cdot 80 - 4 = 51,0 \text{ см}.$

$$\bar{\phi}_n = \frac{N}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0} = \frac{2,0047}{14,5 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot 0,76} = 0,261; \quad \delta = \frac{0,04}{0,76} = 0,053,$$

Так як  $\bar{\phi}_n = 0,261 < \xi_R = 0,577;$  
$$\phi_n = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2,0047 \cdot 0,506}{14,5 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot 0,76^2} = 0,174;$$

$$A_s = A_s^1 = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\phi_n - \bar{\phi}_n (1 - 0,5 \bar{\phi}_n)}{1 - \delta} = \frac{14,5 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot 0,76}{450} \cdot \frac{0,174 - 0,261 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,261)}{1 - 0,053} =$$

$$-0,0008 < 0 \text{ Приймаємо мінімальне необхідне армування } A_s = A_s' = 0,005 \cdot 50 \cdot 76 = 19 \text{ см}^2. \text{ Приймаємо } 4\emptyset 25 \text{ A500C } A_s = 19,64 \text{ см}^2.$$

Крім того призначаємо конструктивну арматуру  $2\emptyset 10 \text{ A500C}.$

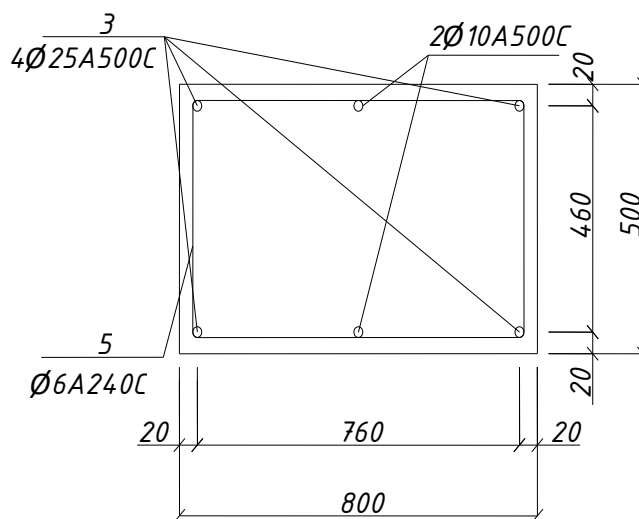


Рис. 2.7 Переріз підкранової частини колони

## 2.2.4 Розрахунок підкранової консолі

На підкранову консоль колони по осі Д діє зосереджена сила від ваги підкранової балки і вертикального навантаження:

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		35

$$Q_c = 136 + 510,3 = 646,3 \text{ кН.}$$

Розміри консолі:  $h=1,1 \text{ м}$ ;  $l_1=0,05 \text{ м}$ ;  $b=0,4 \text{ м}$ ;  $a = -0,05 \text{ м}$ ;  $h_0=1,06 \text{ м}$ .

Підкранова балка опирається поперек консолі, тому  $l_{sup}=0,34 \text{ м}$ .

Так як на консоль діють навантаження малої сумарної тривалості:  $\gamma_{b2}=1,1$ ;  $R_b=14,5 \cdot 1,1=16,0 \text{ МПа}$ ;  $R_{bt}=1,05 \cdot 1,1 = 1,16 \text{ МПа}$ .

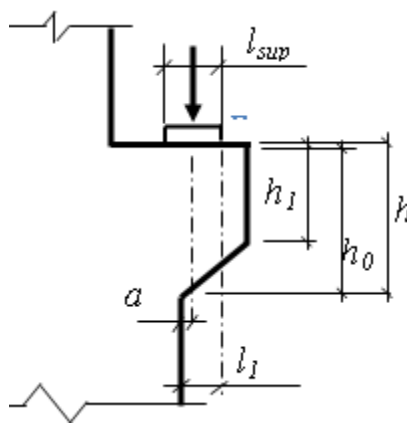


Рис. 2.8 Кранова консоль колони

Несучу здатність консолі перевіряють із умови:

$$Q_c \leq 0,8 \left[ 1 + \left( 10\alpha_{ins} \cdot \frac{A_{ins}}{b_s \cdot S_{ins}} + 5\alpha_w \cdot \frac{A_w}{b_s \cdot S_{ins}} \right) \right] \cdot R_b \cdot b_c \cdot l_b \sin \theta.$$

В першому наближенні розрахунок ведуть без врахування поперечного армування при  $A_{ins}=A_w=0$ .

Знаходимо  $\text{tg}\theta=(1,06-0,04)/0,05 = 20,4$ . Тоді  $\sin\theta=0,999$ ;  $\cos\theta=0,049$ .

$$L_b=0,34 \cdot 0,999 + 2 \cdot 0,04 \cdot 0,049 = 0,345 \text{ м} = 34,5 \text{ см.}$$

В кінцевому результаті

$$Q_c = 646,3 \text{ кН} < 0,8 \cdot 14,5 \cdot 0,345 \cdot 0,999 \cdot 1000 = 3999,8 \text{ кН.}$$

Міцність консолі по похилій стиснутій полосі між вантажем і опорою забезпечена.

Напруження зі м'яттю під підкрановою балкою

$$\sigma_{los} = \frac{Q_c}{b \cdot l_{sup}} = \frac{646,3 \cdot 10^{-3}}{0,40 \cdot 0,34}$$

Зминання бетону консолі не відбудеться. Згинаючий момент на грані зминання  $M = Q \cdot a = 646,3 \cdot 0,05 = 32,3 \text{ кНм}$ .

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		36

Враховуючи велику кількість арматури в стиснутій зоні, площу перерізу розтягнутої арматури знаходимо за формулою:

$$A_s = \frac{1,25M}{R_c \cdot h_0} = \frac{1,25 \cdot 32,3 \cdot 10}{450 \cdot 1,06} = 0,84 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 3Ø14 A500C  $A_s = 4,62 \text{ см}^2$ .

В стиснутій зоні таке ж армування. Поперечну арматуру приймаємо конструктивно ø6 A240C з кроком 150 мм.

## 2.3. Розрахунок ребристої попередньо-напруженої плити покриття

### 2.3.1 Дані для проектування

Потрібно виконати розрахунок і конструювання збірної залізобетонної попередньо-напруженої плити (ребристої) покриття розміром 3×12 м.

Прийняте армування: полиці плити – зварюють рулонною сіткою поперечних ребер – плоскими зварними сітками і попередньо-напруженими стержнями. Натяг арматури передбачають механічним способом на упори форми. Обтиск бетону виконують при передаточній міцності, що складає 70% проектної.

Напружену арматуру приймаємо з гарячекатаної арматурної сталі класу А600С. Рулонна сітка полиці і плоскі сітки повздовжніх ребер – з арматурної проволочи класу Вр-I, плоскі сітки поперечних ребер – з цієї проволочи та гаряче катаної арматурної сталі класу А400С. Петлі для підйому плити – з арматури класу А240С.

До тріщиностійкості плити покриття представлені вимоги 3-ї категорії.

Граничні характеристики матеріалів:

- Бетон С25/30:  $f_{cd}=17 \text{ МПа}$ ;  $f_{ctd} = 1,2 \text{ МПа}$ ;  $f_{ck} = 22 \text{ МПа}$ ;  $f_{ctk} = 1,8 \text{ МПа}$ ;  $E_{cm}=29000 \text{ МПа}$ ;
- Арматура А600С:  $f_{yd}=680 \text{ МПа}$ ;  $f_{yd}=400 \text{ МПа}$ ;  $f_{yk} = 785 \text{ МПа}$ ;  $E_s=190000 \text{ МПа}$ ;  $\alpha_s=6,55$ ;
- Арматура А400С:  $f_{yd} = f_{yd} = 365 \text{ МПа}$ ;  $E_s=200000 \text{ МПа}$ ;  $\alpha_s=6,9$ ;
- Арматура Вр-I 3 мм:  $f_{yd} = 375 \text{ МПа}$ ;  $f_{ywd}=270 \text{ МПа}$ ;

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						37
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- Армуатура Вр-I 4 мм:  $f_{yd} = 365$  МПа;  $f_{ywd} = 265$  МПа;
- Армуатура Вр-I 5 мм:  $f_{yd} = 360$  МПа;  $f_{ywd} = 260$  МПа;  $E_s = 170000$  МПа;  $\alpha_s = 5,86$  (при всіх діаметрах армуатури Вр-I );
- Армуатура А240С:  $f_{yd} = 225$  МПа.

### 2.3.2 Збір навантажень

Постійне навантаження див. табл. 2.2.1. п 2.2.2.

### 2.3.3 Розрахунок полиці плити

Полиця являє собою однорядну багато прольотну плиту, окреслену ребрами. Середні прольоти розглядаємо як плити, защемлені по всьому контуру, крайні – як плити, защемлені по трьом сторонам і вільно оперті на торцеві ребра.

Полицю армуємо однією зварною сіткою, розміщеною по середині її товщини так, щоб для армуатури знизу захисний шар бетону був не менший 10 мм. Така схема армування забезпечує однакову несучу здатність як проміжних, так і опорних перерізів полиці по контурам полів. Співвідношення прольотів: у середніх –  $l_1 = 1,41$  м;  $l_2 = 2,71$  м;  $l_2/l_1 = 2,71/1,41 = 1,92$ ; крайніх -  $l_1 = 1,285$  м;  $l_2 = 2,71$  м;  $l_2/l_1 = 2,71/1,285 = 2,11$ .

$\Delta A_{S1}$  і  $\Delta A_{S2}$  – площі перерізу армуатури, що приходяться на 1 м ширини площі відповідно у напрямках  $l_1$  і  $l_2$ . Згідно з таблицею  $\Delta A_{S2}/\Delta A_{S1} = 0,35$ .

Признаємо діаметри стержнів армуатури, яка в повздовжньому напрямку  $d_1 = 4$  мм, в поперечному -  $d_2 = 3$  мм. Тоді робоча висота полиці  $h_{01} = 1,6$  см,  $h_{02} = 1,25$  см,  $h_{0I} = 1,4$  см,  $h_{0II} = 1,75$  см. Прийнявши плече внутрішньої пари  $Z = 0,95h_0$ , отримуємо  $Z_1 = 1,52$  см;  $Z_2 = 1,19$  см;  $Z_I = 1,33$  см;  $Z_{II} = 1,66$  см.

$$\text{Для середнього прольоту: } 365 \cdot 0,0152 \cdot \Delta A_{S1} = 5,548 \Delta A_{S1};$$

$$M_2 = 375 \cdot 0,0119 \cdot 0,35 \Delta A_{S1} = 1,562 \Delta A_{S1};$$

$$M_I = M_I' = 365 \cdot 0,014 \cdot \Delta A_{S1} = 5,11 \Delta A_{S1};$$

$$M_{II} = M_{II}' = 375 \cdot 0,0166 \cdot 0,35 \Delta A_{S1} = 2,179 \Delta A_{S1}.$$

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		38

Для крайнього прольоту моменти мають такі ж значення, за виключенням  $M_I=0$  (вільна опора).

Зменшуючи значення моментів в результаті розпору для середніх прольотів на 20%, а для крайніх – на 10%, з рівняння визначаємо потрібну площу арматури.

Для середнього прольоту:  $0,8 \cdot 0,004011 \cdot 1,41^2 \cdot (3 \cdot 2,71 - 1,141) / 12 = [(2 \cdot 5,548 + 2 \cdot 5,11) \cdot 2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179) \cdot 1,41] \cdot \Delta A_{S1}$ , звідси  $\Delta A_{S1} = 0,000052 \text{ м}^2 = 0,52 \text{ см}^2$ ;  $\Delta A_{S2} = 0,35 \cdot 0,52 = 0,182 \text{ см}^2$ .

Армування підбираємо в поздовжньому напрямку стержні 4 мм,  $S=150 \text{ мм}$ ,  $\Delta A_{S1} = 0,75 \text{ см}^2$ ; в поперечному стержні 3 мм,  $S=250 \text{ мм}$ ,  $\Delta A_{S1} = 0,28 \text{ см}^2$ .

### 2.3.4 Розрахунок поперечних ребер

Армування крайніх і проміжних ребер висотою 150 мм прийнято однаковим, тому розрахунок виконуємо тільки для більш навантажених проміжних ребер.

#### Визначення навантажень і зусиль.

Розрахунковий проліт прийнятий рівним відстані між осями повздовжніх ребер  $l=2,84 \text{ м}$ .

Розрахункове навантаження на ребро складається із навантаження від площі плити, зібраного з вантажної площі шириною 1,5 м, і ваги поперечного ребра.

Навантаження від власної ваги ребра:  $g_d = 0,5(0,16 + 0,04) \cdot (0,15 - 0,03) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 0,314 \text{ кН/м}$ ;  $g_d = 0,314 \text{ кН/м}$ ;

Навантаження зібране з вантажної площі:  $q_l = 1,5 \cdot 5,637 = 8,456 \text{ кН/м}$ ;

Загальне навантаження на ребро:  $q = g_d + q_l = 0,314 + 8,456 = 8,770 \text{ кН/м}$ ;

Згинальний момент в середині прольоту:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} - \frac{q_l \cdot a^2}{6} = \frac{8,770 \cdot 2,84^2}{8} - \frac{8,456 \cdot 0,75^2}{6} = 5,819 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила на опорі:

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		39

$$Q=0,5(q \cdot l - q_1 \cdot a) = 0,5 \cdot (8,77 \cdot 2,84 - 8,456 \cdot 0,75) = 6,73 \text{ кН.};$$

Підбір перерізу арматури.

Ребро армують одною плоскою зварною сіткою. Робоча арматура зі сталі А400С, розподільча – з дроту класу Вр-І.

Врахована в розрахунку ширина полиці при  $h'_f = 3 \text{ см} > 0,1h = 1,5 \text{ см};$   
 $b'_f = b + (2 \cdot l) / 6 = 0,16 + (2 \cdot 2,84) / 6 = 1,107 \text{ см.}$

$$R_b = 0,9 \cdot 17 = 15,3 \text{ МПа}; R_{bt} = 0,9 \cdot 1,3 = 1,08 \text{ МПа}; \gamma_{b2} = 0,9;$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 = 0,7276;$$

$$\xi_R = \frac{0,7276}{\left[ 1 + \frac{365}{500} \cdot \left( 1 - \frac{0,7262}{1,1} \right) \right]} = 0,583;$$

$$B_R = 0,583 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,583) = 0,413.$$

Визначаємо положення границі стиснутої зони. Оскільки :

$$M'_{fn} = 15,3 \cdot 1,107 \cdot 0,03(0,125 - 5 \cdot 0,03) + 0 + 0 = 0,0559 \text{ МН} \cdot \text{м} > M = 0,00582 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

границя стиснутої зони знаходиться в полиці. Площа перерізу розтягнутої арматури вираховуємо як для прямокутного перерізу шириною

$$b = b'_f = 1,107 \text{ м};$$

$$V_0 = 0,00582 / ((15,3 \cdot 1,107 \cdot 0,125$$

$$v = 0,5(1 + \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,022)}) = 0,989;$$

$$A_s = 0,00582 / ((365 \cdot 0,989 \cdot 0,125)$$

Приймаємо 1Ø12 А400С;  $A_s = 1,131 \text{ см}^2$ .

Перевіряємо необхідність постановки розрахункової поперечної арматури з умов  $Q_{max} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ ,  $sup Q \leq Q_{bn} = \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{0m}^2 / C$ .

При відсутності поздовжніх сил  $\varphi_n = 0$ , приймаємо  $C = 2,5h_0 = 0,3125 \text{ м}$ .

Оскільки  $Q_{max} = 0,00673 \text{ МН} < 2,5 \cdot 1,08 \cdot 0,1 \cdot 0,125 = 0,03375 \text{ МН}$  і  $Q = 0,00673 - 0,006331 \cdot 0,3125 = 0,00475 \text{ МН} < 1,5(1 + 0) \cdot 1,08 \cdot 0,1 \cdot 0,125^2 / 0,3125 = 0,0081 \text{ МН}$ , то поперечна арматура по розрахунку не потрібна і її призначають по конструктивним вимогам.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						40
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

### 2.3.5 Розрахунок плити по міцності в стадії експлуатації

#### 1. Визначення розрахункових зусиль.

Розрахунковий проліт приймаємо з умови, що осі опор знаходяться на відстані 6 см від торців плити:  $l=11,96-2\cdot 0,06=11,84$  м.

Граничні навантаження на плиту:

- Постійне  $g=3\cdot 5,637=16,91$  кН/м;
- Тимчасове  $P=3\cdot 1,46=4,38$  кН/м;
- Повне  $q=16,91+4,38=21,29$  кН.

Згинаючий момент в середині прольоту:  $M=21,29\cdot 11,84^2/8=292,64$  кН·м;

Поперечна сила на опори:  $Q=0,5\cdot 21,29\cdot 11,84=98,86$  кН.

#### 2. Розрахунок міцності нормальних перерізів.

Дійсний П-подібний переріз плити приводимо до еквівалентного таврового. Середня ширина ребра  $b=0,5(14+10)\cdot 2=24$  см. В розрахунок вводимо всю ширину полиці, оскільки:

$$b'_f=2,95\text{м}<b+(2\cdot l)/6=0,24+11,84/6=4,187\text{ м}; h_f=0,03\text{ м.}$$

Приймаючи  $a=4,5$  см, знаходимо робочу висоту перерізу  $h_0=0,455-0,045=0,41$  м.

Перевіряємо умову  $Q\leq 0,3\cdot \varphi_{\omega l}\cdot \varphi_{bl}\cdot R_b\cdot b\cdot h_0$ , що забезпечує міцність бетону стінки по стиснутій полосі між похилими тріщинами. Приймаємо орієнтовно коефіцієнт поперечного армування  $\mu_{\omega}=0,001$ , отримуємо  $\varphi=1+5\cdot 5,86\cdot 0,001=1,03$ ;  $\varphi_{bl}=1-0,01\cdot 15,3=0,847$ . Тоді  $0,3\cdot \varphi_{\omega l}\cdot \varphi_{bl}\cdot R_b\cdot b\cdot h_0=0,3\cdot 1,03\cdot 0,847\cdot 15,3\cdot 0,24\cdot 0,41=0,394$  МН. Оскільки  $0,394$  МН  $>$   $Q=0,09886$  МН, то умова виконується, тобто розміри поперечного перерізу плити достатні.

Орієнтовно приймаємо попереднє напруження арматури з врахуванням всіх втрат  $\sigma_{sp}=450$  МПа. З врахуванням цього розраховуємо за формулами:

$$\xi_R = \frac{\omega}{\left[ 1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right]}; \quad B_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5\xi_R); \quad \omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b$$

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		41

$$\xi_R = \frac{0,7276}{(1 + 1680 + 400 - 450) \cdot \left(1 - \frac{0,7276}{1,1}\right) / 500} = 0,51; B_R = 0,51 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,51) = 0,38$$

3 умови  $M \leq R_b \cdot b' \cdot j \cdot h' \cdot (-0,5 \cdot h'_j) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} \cdot A'_{sp} \cdot (h_0 - a'_{sp})$

$$M_{fn} = 15,3 \cdot 2,95 \cdot 0,03 \cdot (0,41 - 0,5 \cdot 0,03) = 0,539 \text{ МН} \cdot \text{м} > M = 0,29264 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

По формулі:  $B_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,2926}{15,3 \cdot 2,95 \cdot 0,41^2} = 0,038 < R_R = 0,48.$

Стиснута арматура по розрахунку не потрібна.

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038} = 0,039$$

$$; \omega = 1 - 0,5 \cdot 0,039 = 0,981.$$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи арматури  $\gamma_{SG}$ . По формулі:.

$$\gamma_{SG} = 2 \cdot \eta - 1 - 2 \cdot (\eta - 1) \cdot \frac{\xi}{\xi_R} \leq \eta.$$

$$\gamma_{SG} = 2 \cdot 1,15 - 1 - 2 \cdot (1,15 - 1) \cdot \frac{0,039}{0,61} = 1,18 > \eta = 1,15$$

Приймаємо  $\gamma_{SG} = 1,15$ .

Визначаємо площу перерізу попередньо напруженої арматури поздовжніх ребер:

$$A_{SP} = \frac{M - R_s \cdot A_s \cdot v \cdot h_0}{\gamma_{sb} \cdot R_s \cdot v \cdot h_0} = \frac{0,2926 - 0}{1,15 \cdot 680 \cdot 0,981 \cdot 0,41} = 0,00093 \text{ м}^2 = 9,3 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2Ø25 А600С,  $A_{sp} = 9,82 \text{ см}^2$ .

Розрахунок міцності похилих перерізів.

Необхідність встановлення розрахункової поперечної арматури перевіряємо з умов:  $Q_{max} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ ,  $sup i Q \leq Q_{bn} = \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_{0m}^2 / C$ , що забезпечують міцність плити без розвитку похилих тріщин, тобто при відсутності поперечної арматури. Зусилля попереднього напруження з врахуванням  $\gamma_{sp} = 0,9$ ;  $P_0 = 0,9 \cdot 450 \cdot 0,000982 = 0,398 \text{ МН}$ . Коефіцієнт  $\varphi_n$ , що враховує вплив поздовжньої сили на міцність похилого перерізу:

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot 0,398}{1,08 \cdot 0,24 \cdot 0,41} = 0,37 < 0,5.$$

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		42

Оскільки тимчасове навантаження – еквівалентне, то  $q_1 = g + P/2 = 12,47 + 4,23/2 = 14,59$  кН/м. Перевіряємо умову  $q_1 \leq 0,16 \cdot \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{br} \cdot b \cdot (1 \pm 2,5 \cdot \text{tg} \beta)$ .

Тоді  $Q_{\max} = 98,86 \text{ кН} < 2,5 \cdot 1,08 \cdot 0,24 \cdot 0,41 = 0,2657 \text{ МН} = 265,7 \text{ кН}$ ;  $Q = Q_{\max} - q_1 \cdot C = 98,86 - 14,59 \cdot 1,025 = 83,91 \text{ кН} < 1,5 \cdot (1 + 0,47) \cdot 1,08 \cdot 0,41^2 / 1,025 = 0,3905 \text{ МН} = 390,5 \text{ кН}$ .

Обидві вищевказані умови виконуються, поперечна арматура по розрахунку не потрібна і її встановлюємо по конструктивним вимогам. Похилий переріз на дію згинального моменту не розраховуємо, оскільки надійне анкерування напружуваної арматури забезпечується конструктивними засобами.

### 2.3.6 Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу плити

Використовуємо еквівалентний переріз з врахуванням прийнятої кількості напружуваної арматури і поздовжніх стержнів сітки, розміщеної в полиці. Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = (2,95 - 0,24) \cdot 0,03 + 0,24 \cdot 0,455 + 6,55 \cdot 0,000982 + 5,86 \cdot 0,000075 \cdot 3 = 0,2 \text{ м}^2.$$

Статичний момент цього перерізу відносно нижньої грані  $S_{red} = 0,0813 \cdot (0,455 - 0,015) + 0,1092 \cdot 0,2275 + 0,0081 \cdot 0,045 + 0,0015 \cdot (0,455 - 0,016) = 0,061638 \text{ м}^3$ . Відстані від центра ваги приведенного перерізу до нижньої і верхньої граней  $Y_{red} = \frac{0,061638}{0,2} = 0,308 \text{ м}$ ;  $h - Y_{red} = 0,455 - 0,308 = 0,147 \text{ м}$ .

Момент інерції приведенного перерізу плити відносно її центру ваги:

$$Y_{red} = (2,95 - 0,24) \cdot 0,03^3 / 12 + 0,0813 \cdot (0,147 - 0,015)^2 + 0,24 \cdot 0,455^3 / 12 + 0,1092 \cdot (0,308 - 0,2275)^2 + 0,0081 \cdot 0,263^2 + 0,0015 \cdot 0,131^2 = 0,0046 \text{ м}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу плити для нижньої грані  $W_{red,b} = 0,0046 / 0,308 = 0,01494 \text{ м}^3$ , те саме для верхньої грані  $W_{red,t} = 0,0046 / 0,147 = 0,03129 \text{ м}^3$ .

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		43

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки  $a_{n,t} = 0,01494/0,2 = 0,075$  м; те саме до нижньої точки  $a_{n,b} = 0,03129/0,2 = 0,156$  м.

Визначаємо момент опору приведенного перерізу плити з врахуванням недружніх деформацій розтягнутого бетону. Якщо розтягнута зона розміщена внизу перерізу, з умови  $S'_{b0} + \alpha_s \cdot S'_{s0} - \alpha_s \cdot S_{s0} = (h-x) \cdot A_{bt}/2$  визначаємо положення нульової лінії  $(2,95-0,24) \cdot x \cdot 0,03 \cdot (x-0,015) + 0,5 \cdot 0,24x^2 + 0,0015 \cdot (x-0,016) - 0,078 \cdot (0,41-x) = 0,5 \cdot (0,455-x) \cdot 0,24 \cdot (0,455-x)$ , звідси  $x = 0,147$  м;  $h-x = 0,308$  м.

По формулі  $W_{pl} = (2 \cdot (I_{b0} + \alpha_s \cdot I_{s0} + \alpha_s \cdot I_s)$   
при  $I_{b0} = (2,95-0,24) \cdot 0,03^3/12 + (2,95-0,24) \cdot 0,03 \cdot (0,147-0,015)^2 + 0,24 \cdot 0,147^3/3 = 0,001677$  м<sup>4</sup>;

Аналогічно потрібно робити, коли розтягнута зона розміщена зверху. Положення нульової лінії:  $0,5 \cdot 0,24x^2 + 0,078 \cdot (x-0,045) - 0,0015 \cdot (0,455-0,016-x) = 0,5 \cdot (0,455-x) \cdot [(2,95-0,24) \cdot 0,03 + 0,24 \cdot (0,455-x)]$ , звідки  $x = 0,279$  м;  $h-x = 0,176$  м.

$$I_{b0} = 0,24 \cdot (0,279^3)/3 = 0,0017374 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I_{s0} = 0,0015 \cdot (0,176-0,016)^2 = 0,0000384 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I'_{s0} = 0,0081 \cdot (0,279-0,045)^2 = 0,0004435 \text{ м}^4;$$

$$S_{b0} = (2,95-0,24) \cdot 0,03 \cdot (0,176-0,015) + 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,176^2 = 0,01681 \text{ м}^3;$$

$$W_{pl,t} = 2 \cdot (0,0017374 + 0,0000384 + 0,0004435) / (0,176 + 0,01681) = 0,04184 \text{ м}^3.$$

### 2.3.7 Попереднє напруження арматури і його втрати

Призначаємо  $\sigma_{sp} = 740$  МПа. Враховуючи, що допустиме відхилення від нього при механічному способі натягу арматури  $p = 0,05 \cdot 740 = 37$  МПа, перевіряємо умови  $\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) + p \leq R_{s,ser}$ ;  $\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) - p \geq 0,3 \cdot R_{s,ser}$ .

Оскільки  $\sigma_{sp} + p = 740 + 37 = 777$  МПа  $> 0,3 \cdot R_{s,ser} = 0,3 \cdot 785 = 235,5$  МПа, втрати попереднього напруження визначаємо по формулам :

Втрати від релаксації напружень арматури  $\sigma_l = 0,1 \cdot 740 - 20 = 54$  МПа. Втрати від температурного перепаду відсутні, оскільки арматурні форми нагріваються в однаковій степені, тобто  $\sigma_2 = 0$ .

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		44

При  $l=13$  м і  $\Delta l=1,25+0,15 \cdot 28=5,45$  мм, втрати від деформації анкерів розміщених біля натяжних пристроїв,  $\sigma_3=5,45 \cdot 190000/13000=80$  МПа. Тертя при натязі арматури відсутнє, тому  $\sigma_4=0$ . Втрати від деформації сталевих форм у зв'язку з відсутністю даних про технологію виготовлення і її конструкцію, приймаємо  $\sigma_5=30$  МПа. Сума усіх втрат :

$$\sigma_{cos}=54+0+80+0+30=164 \text{ МПа.}$$

Максимальний згинальний момент від ваги плити  $M_d=1,606 \cdot 3 \cdot 11,84^2/8=84,43$  кН·м.

Максимальні стискуючі напруження бетону від дії сили  $P_0$  визначають по  $\sigma_b=P_0/A_{red}$ , при  $M_d=0$ :

$$\sigma_{bp}=0,57/0,2+0,57 \cdot 0,263/0,0046 \cdot 0,308=12,9 \text{ МПа.}$$

Оскільки  $R_{bp}=0,7 \cdot 30=21$  МПа і  $\sigma_{bp}/R_{bp}=12,9/21=0,614 < 0,95$ , напруження в бетоні не перевищують максимально допустимих

Визначаємо втрати від повзучості бетону. Для цього вираховуємо напруження в бетоні на рівні центру ваги перерізу напруженої арматури від дії сили  $P_0$  і згинаючого моменту від ваги плити:

$$\sigma_{bp}=0,57/0,2+((0,71 \cdot 0,263-0,0$$

$$\sigma_{bp}'=0,57/0,2+((0,57 \cdot 0,263-0,$$

Напруження у верхній арматурі від невиднонатікаючої повзучості

$$\sigma_s'=(0,85 \cdot 40 \cdot 0,99)/21=1,6 \text{ МПа.}$$

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат:

$$P_{01}=(740-178,1) \cdot 0,0000982-1,02 \cdot 0,000264=0,5515 \text{ МН.}$$

Втрати від усадки бетону, що піддавався тепловій обробці,  $\sigma_g=0,85 \cdot 40=34$  МПа.

Втрати від повзучості бетону знаходимо в залежності від  $\sigma_{bp}/R_{bp}$ . Для попередньо напруженої арматури  $\sigma_{bp}/R_{bp} < 0,75$ , тому  $\sigma_g=0,85 \cdot 150 \cdot 0,414=52,79$  МПа. Сумарні втрати  $\sigma_{cos}=178,1+34+52,79=264,89$  МПа  $\approx 265$  МПа.

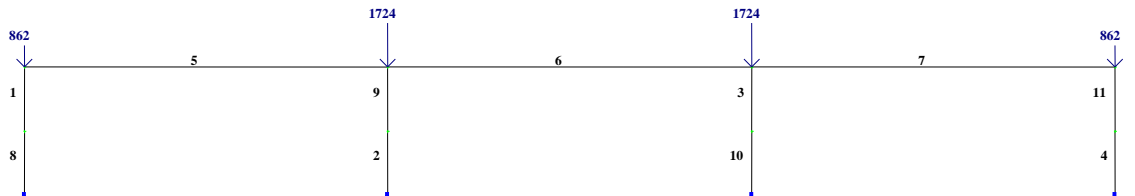
Напруження у верхній (ненапруженій) арматурі від усадки бетону  $\sigma'_s=\sigma_g=34$  МПа, від повзучості  $\sigma_g'=(0,85 \cdot 150 \cdot 0,99)/21=6,01$ , сумарні (з

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						45
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

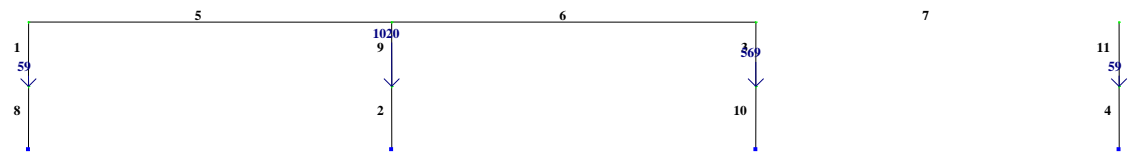
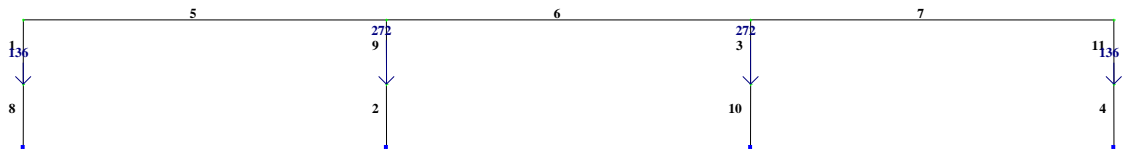
врахуванням напруження від повзучості):  $\sigma'_s=1,6+34+6,01=41,61$  МПа  $\approx 42$  МПа.

## 2.4. Статичний розрахунок рами в осях А-П

Покриття



					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		46



					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		47

### 3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

#### 3.1. Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

На будівельному майданчику розміром 173,4х219,4 метрів бурінням трьох свердловин на глибину 15 метрів встановлено 5 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ). Для надання рекомендацій на проектування основ і фундаментів необхідно визначити необхідні фізичні характеристики ґрунтів, розрахункові механічні характеристики ґрунтів, дати назву ґрунтам, дати загальне заключення про інженерно-геологічні умови.

Таблиця 3.1

Ґрунтові умови будівельного майданчика

Позначки устя св.			Номер ґрунту і потужність шарів											Рівень підземних вод								
			ІГЕ-1, ґрунтово-рослинний	ІГЕ - 2			ІГЕ - 3			ІГЕ - 4			ІГЕ - 5									
1	2	3		№ ґрунту	Товщина ІГЕ, м			№ ґрунту	Товщина ІГЕ, м			№ ґрунту	Товщина ІГЕ, м			У св №1	У св №2	У св №3				
59,72	59,75	58,92	У св №1		У св №2	У св №3	У св №1		У св №2	У св №3	У св №1		У св №2	У св №3	У св №1				У св №2	У св №3		
			0,4	46	2,6	3,1	2,6	51	3,0	3,0	3,1	58	3,0	3,0	3,0	42	6,4	5,9	6,3	58,0	58,0	58,0

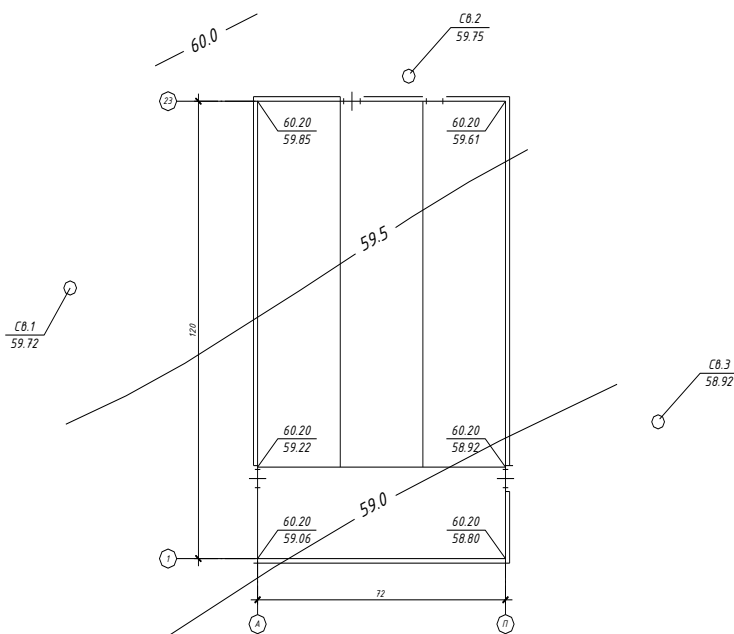


Рис. 3.1. Схема горизонталей і розміщення свердловин на будівельному майданчику

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		48

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

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

**ІГЕ-2** – ґрунт, що має в своєму складі 72 % органічних речовин, торф товщиною 2,6 - 3,1 м.

**ІГЕ-3** – зв'язний глинистий ґрунт, товщиною 3,0-3,1 м. Дані лабораторних аналізів наведені в табл. 3.2.

Таблиця 3.2

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	$\phi$ , град	с, кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{st}$ при тиску p, кПа		
2,71	1,72	36	34,2	19,1	---	12	12	---	---	---

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту:

- число пластичності

$$I_p = W_L - W_P = 34,2 - 19,1 = 15,1\%$$

Згідно з ДСТУ Б.В.2.1 – 2 – 96 глинистий ґрунт з числом пластичності  $I_p = 15,1\%$ , ґрунт називається суглинком.

- показник текучості  $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{36 - 19,1}{15,1} = 1,12$ ;

Суглинок з показником текучості  $I_L = 1,12$  називається текучий.

- коефіцієнт пористості  $e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,71}{1,72} (1 + 0,36) - 1 = 1,14$ ;

- коефіцієнт водонасичення  $S_r = \frac{\rho_s w}{e \rho_w} = \frac{2,71 \cdot 0,36}{1,14 \cdot 1,0} = 0,86$ .

Суглинок з коефіцієнтом водонасичення  $S_r = 0,86$ .

Назва ґрунту: Суглинок текучий.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		49

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

Таблиця 3.3

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	$\phi$ , град	c, кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{sl}$ при тиску p, кПа		
2,72	1,88	33,9	35,0	23,0	4	14	14	---	---	---

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту:

- число пластичності

$$I_p = W_L - W_P = 35,0 - 23,0 = 12\%$$

Згідно з ДСТУ Б.В.2.1 – 2 – 96 глинистий ґрунт з числом пластичності  $I_p = 12\%$ , ґрунт називається **суглинком**.

- показник текучості  $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{33,9 - 23}{12} = 0,91$ ;

Суглинок з показником текучості  $I_L = 0,91$  називається **текучопластичний**.

- коефіцієнт пористості  $e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,72}{1,88} (1 + 0,339) - 1 = 0,94$ ;

- коефіцієнт водонасичення  $S_r = \frac{\rho_s w}{e \rho_w} = \frac{2,72 \cdot 0,339}{0,94 \cdot 1,0} = 0,98$ .

Суглинок з коефіцієнтом водонасичення  $S_r = 0,98$ .

**Назва ґрунту: Суглинок текучопластичний.**

**ІГЕ-5** – незв’язний глинистий ґрунт товщиною 6,0 м. Дані лабораторних аналізів наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4

Дані лабораторних аналізів ІГЕ-5

Гранулометричний склад					Фізико-механічні характеристики	
------------------------	--	--	--	--	---------------------------------	--

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		50

≥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	$\phi$ , град	c, кПа
-	1,2	18,0	23,0	18,6	23,0	15,0	0,9	0,1	0,8	2,67	1,97	25,0	25	32	1

За гранулометричним складом згідно ДСТУ Б. В. 2.1. – 2.96 даний ґрунт називається **середньої крупності** так, як маса частинок крупніших за 0,25 мм становить 60,8 %.

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту:

- коефіцієнт пористості  $e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,67}{1,97} (1 + 0,25) - 1 = 0,69$ .

Пісок середньої крупності з коефіцієнтом пористості  $e=0,69$  пісок є **середньої щільності**.

- коефіцієнт водонасичення  $S_r = \frac{\rho_s w}{e \rho_w} = \frac{2,67 \cdot 0,25}{0,69 \cdot 1,0} = 0,97$ .

Пісок з коефіцієнтом водонасичення  $S_r=0,97$  **насичений водою**.

**Назва ґрунту: пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою.**

### 3.3. Розрахункові характеристики ґрунтів

Значення міцнісних характеристик ґрунтів: кута внутрішнього тертя  $\phi$  та питоме щеплення  $c$ , а також щільності ґрунтів лабораторією видані як нормативні. У розрахунках основи і фундаментів використовують розрахункові характеристики. Будь-яка 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-3

$$\phi_{II} = 12^0; \quad c_{II} = 12 \text{ кПа};$$

$$\gamma_{II} = \rho \cdot 10 = 1,72 \cdot 10 = 17,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		51

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \phi_I &= \frac{\operatorname{tg} \phi_n}{\gamma_g} = \frac{\operatorname{tg} 12^\circ}{1,15} = 0,18; & \phi_I &= 11^\circ; \\ c_I &= \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{12}{1,5} = 8 \text{ кПа}; \\ \gamma_I &= \frac{\rho \cdot 10}{\gamma_g} = \frac{1,72 \cdot 10}{1,05} = 16,38 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}. \end{aligned}$$

**Для ІГЕ-4**

$$\begin{aligned} \phi_{II} &= 14^\circ; & c_{II} &= 14 \text{ кПа}; \\ \gamma_{II} &= \rho \cdot 10 = 1,88 \cdot 10 = 18,8 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}; \\ \operatorname{tg} \phi_I &= \frac{\operatorname{tg} \phi_n}{\gamma_g} = \frac{\operatorname{tg} 14^\circ}{1,15} = 0,22; & \phi_I &= 12^\circ; \\ c_I &= \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{14}{1,5} = 9,33 \text{ кПа}; \\ \gamma_I &= \frac{\rho \cdot 10}{\gamma_g} = \frac{1,88 \cdot 10}{1,05} = 17,9 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}. \end{aligned}$$

**Для ІГЕ-5**

$$\begin{aligned} \phi_{II} &= 32^\circ; & c_{II} &= 1 \text{ кПа}; \\ \gamma_{II} &= \rho \cdot 10 = 1,97 \cdot 10 = 19,7 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}; \\ \operatorname{tg} \phi_I &= \frac{\operatorname{tg} \phi_n}{\gamma_g} = \frac{\operatorname{tg} 32^\circ}{1,1} = 0,57; & \phi_I &= 30^\circ; \\ c_I &= \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{1}{1,5} = 0,67 \text{ кПа}; \\ \gamma_I &= \frac{\rho \cdot 10}{\gamma_g} = \frac{1,97 \cdot 10}{1,05} = 18,76 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3}. \end{aligned}$$

Дані лабораторних аналізів та дані розрахунків для всіх ІГЕ зводимо в таблицю 3.5. Та викреслюємо інженерно-геологічний розріз.

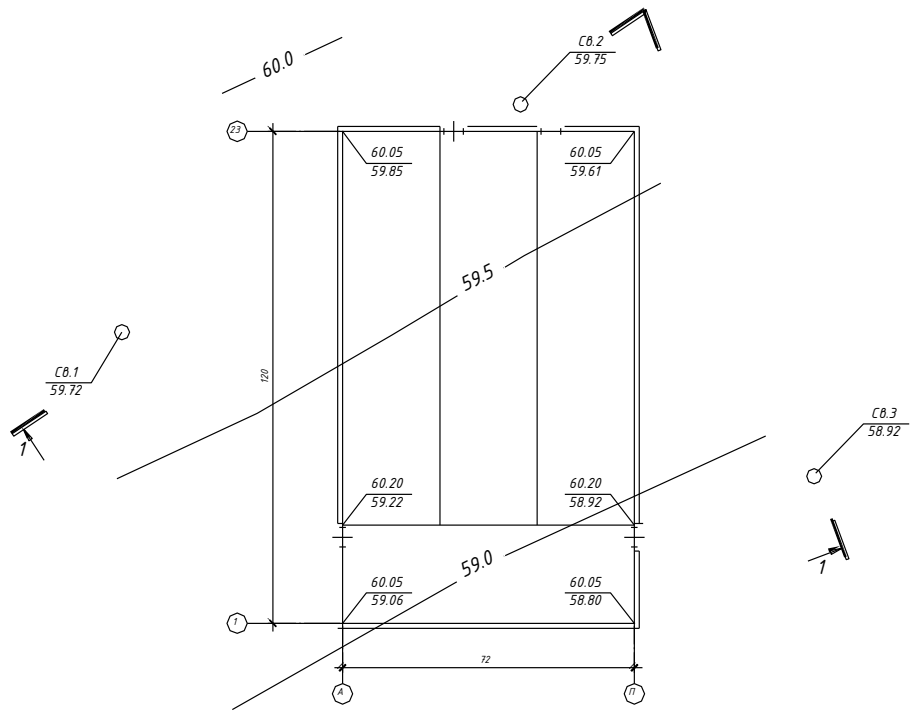
					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						52
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Таблиця 3.5

## Фізико-механічні характеристики ґрунтів будівельного майданчика

№ ПЕ	Назва ґрунту	Товщина ПЕ, м	Основні фізичні характеристики					Похідні фізичні характеристики					Міцнісні характеристики		Деформаційні 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.	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_{л}$ , кН/м <sup>3</sup>	$\phi$ , град	$\phi_{л}$ , град	c <sub>t</sub> , кПа	c <sub>п</sub> , кПа	Відносне просідання при тиску p, кПа			E, кПа
																		1	2	3	
ПЕ-1	ґрунтово-рослинний шар	0,4																			
ПЕ-2	ґрунт, що має в своєму складі 72 % органічних речовин, торф	2,6 - 3,1																			
ПЕ-3	Суглинок текучий	3,0 - 3,1	2,71	1,72	36	34,2	19,1	15,1	1,12	1,14	0,86	16,38	17,2	11	12	8	12	---	---	---	---
ПЕ-4	Суглинок текучопластичний	3,0	2,72	1,88	33,9	35,0	23,0	12	0,91	0,94	0,98	17,9	18,8	12	14	9,33	14	---	---	---	4000
ПЕ-5	Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	5,9 - 6,4	2,67	1,97	25,0	---	---	---	---	0,69	0,97	18,76	19,7	30	32	0,67	1	---	---	---	25000

Нова історія будівництва на території



Історія будівництва на території 1-1

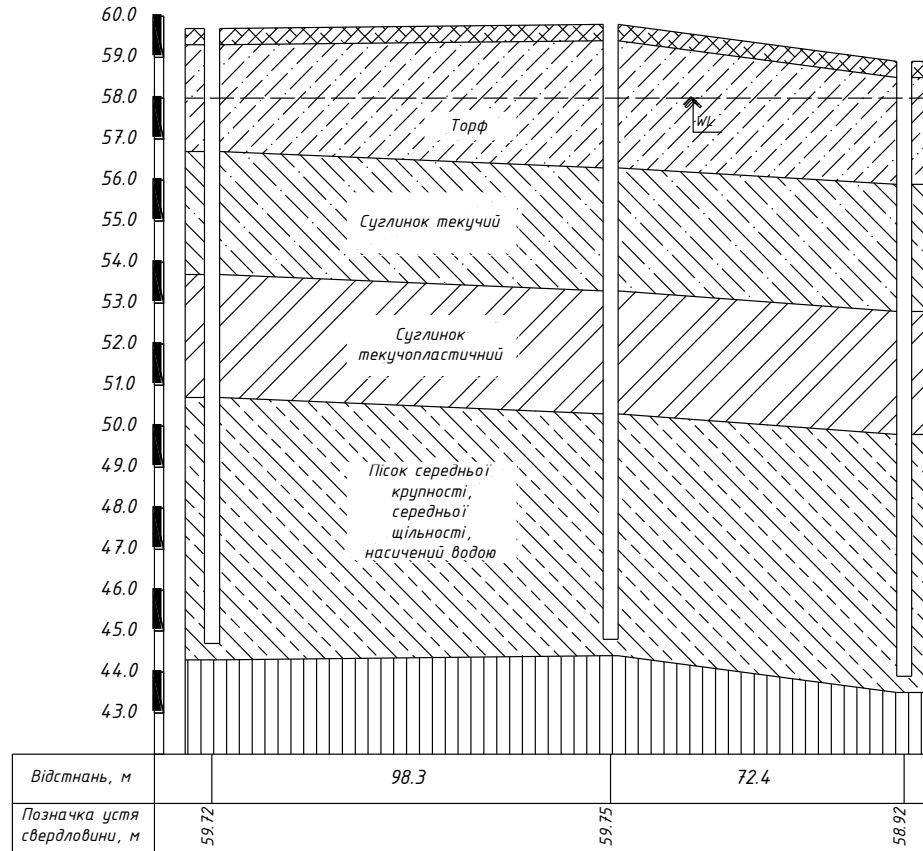


Рис. 3.2. Інженерно-геологічний розріз

### 3.4. Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика і рекомендації

Для будівництва заводу виділено вільний від забудов майданчик прямокутної форми в плані розмірами  $b = 173,4\text{м}$ ,  $l = 219,4\text{м}$ . Рельєф місцевості спокійний. На майданчику пробурені три свердловини глибиною 15 м кожна. Бурінням свердловин та аналізом результатів лабораторних досліджень зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова майданчика має такий вигляд:

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

**ІГЕ-2** – торф, товщиною 2,6-3,1 м;

**ІГЕ-3** – суглинок текучий, товщиною 3,0-3,1 м;

**ІГЕ-4** – суглинок текучопластичний, товщиною 3,0 м;

**ІГЕ-5** – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою, товщиною 5,9-6,4 м.

Враховуючи інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, будемо влаштовувати пальові фундаменти, які пронизують найбільш слабкі ґрунти – суглинок текучий (ІГЕ-3) та суглинок текучопластичний (ІГЕ-4), і заводиться на 2,2 м у пісок середньої крупності (ІГЕ-5).

### 3.5. Навантаження на фундамент

На основі виконаного статичного розрахунку рами (п. 2.4) в осях 1-5 отримаємо значення сил вертикального і горизонтального навантажень на фундамент табл. 2.2 (розділ 2).

Виходячи з найнебезпечнішої комбінації навантажень (переріз 4-4), отримаємо:

на вісь 1:  $M_I=528,7$  кНм,  $N_I=2004,7$  кН,  $Q_I=57,8$  кН.

на вісь А:  $M_I=55,5$  кНм,  $N_I=1864,6$  кН,  $Q_I=15,5$  кН.

### 3.6. Проектування пальових фундаментів

Виходячи з інженерно-геологічних умов будівельного майданчика та умов його розташування відносно інших будівель і споруд (вільна забудова),

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						55
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

конструктивної схеми проектованої будівлі, величини та характеру навантажень, що діють на фундамент, приймаємо варіант паливних фундаментів.

Пальові фундаменти проектуємо в наступному порядку:

1. Приймаємо в проекті забивні залізобетонні призматичні палі квадратного перерізу заводського виготовлення.
2. Спосіб забивки палей – дизель-молотом.
3. З конструктивних міркувань приймаємо глибину закладення ростверку  $d = 2,0$  м, висота ростверку 500 мм.
4. Защемлення палей в ростверку – жорстке.
5. Виходячи з інженерно-геологічних умов, приймаємо занурення нижніх кінців палей в ПГЕ-5, при цьому палі матимуть довжину 10 м, переріз – 30х30 см, площа поперечного перерізу –  $A = 0,09$ м<sup>2</sup>; периметр –  $U = 4 \cdot 0,3 = 1,2$ м, марка палей ПН 100.30.
6. Визначаємо несучу здатність палей за виразом

$$F_d = \gamma_c \left( \gamma_{CR} R A + u \sum \gamma_{cfi} f_i h_i \right),$$

де  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи палей в ґрунті, і рівний 1,0.

$\gamma_{CR}$  – коефіцієнт умови роботи під нижнім кінцем палей, визначається з табл.3 ДСТУ Б В.2.1-27:2010

,  $\gamma_{CR} = 1,0$ .

$R$  – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палей, визначається за властивостями ґрунту під нижнім кінцем палей та глибиною занурення нижнього кінця палей від поверхні ґрунту,  $R = 4144$  кПа.

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

Значення  $\sum \gamma_{cfi} f_i h_i$  визначаємо у табличній формі (табл. 3.6).

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						56
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розрахункова схема до розрахунку несучої здатності  
висячої палі та допоміжна таблиця

№ 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	Торф	3.1		2.1	1	1.4		
ІГЕ-3	Суглинок текучий насичений водою	3.1	1.12	11.8	2	2.0	5.5	11.0
				10.7	3	1.1	6.0	6.6
				9.1	4	2.0	7.0	14.0
ІГЕ-4	Суглинок текучопластичний насичений водою	3.0	0.91	7.6	5	1.0	7.0	7.0
				6.05	6	2.2	65.8	144.8
ІГЕ-5	Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	6.4		4.5				
								$\gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i = 183.4$

$$\sum \gamma_{cf} f_i h_i = 183,4 \text{ кН}$$

Тоді несуча здатність палі

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 4144 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 183,4) = 593,04 \text{ кН.}$$

7. Допустиме навантаження на палю

$$P = F_d / 1,4 = 593,04 / 1,4 = 423,6 \text{ кН.}$$

8. Допустиме навантаження на палю за матеріалом  $P_u = 1000$  кН

9. Приймаємо допустиме навантаження на палю  $P = 423,6$  кН.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		57

10. Визначаємо кількість паль:

по осі 1

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{2004,7}{423,6} = 4,74.$$

Приймаємо 6 паль (рис. 3.3).

по осі А

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{1864,6}{423,6} = 4,41.$$

Також приймаємо 6 паль (рис. 3.3).

11. Проектуємо ростверки з врахуванням всіх конструктивних вимог

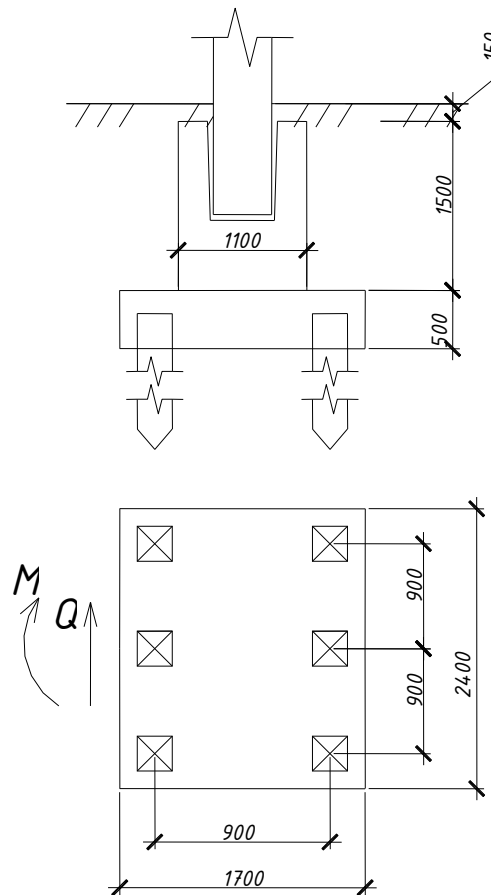


Рис. 3.3. Схема розміщення паль

12. Перевіряємо фактичне завантаження паль:

по осі 1

$$N = G_{nI} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} = 24,0 + \frac{2004,7 + 111}{6} = 378,8 \text{ кН} < P = 423,6 \text{ кН};$$

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		58

$$N_{max} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_{I,x} + Q_{I,y}h)y}{\sum y_i^2} = 24,0 + \frac{2004,7 + 111}{6} + \frac{(528,7 + 57,8 \cdot 2,0) \cdot 0,9}{0,9 \cdot 4} = 501,7 \text{ êÍ} < 1,2D = 508,3 \text{ êÍ} ;$$

$$N_{min} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_{I,x} + Q_{I,y}h)y}{\sum y_i^2} = 24,0 + \frac{2004,7 + 111}{6} - \frac{(528,7 + 57,8 \cdot 2,0) \cdot 0,9}{0,9 \cdot 4} = 249,9 \text{ êÍ} > 0.$$

де  $G_{nl} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 9,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 24,0 \text{ кН}$ ;

$$G_{pl} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 1,65 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,5 \cdot 2,4 \cdot 1,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 54,9 + 56,1 = 111 \text{ кН}.$$

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

Виходячи з прийнятого в проєкті розрахункового навантаження допустиме на палю, визначається мінімальна енергія  $E$  за формулою:

$$E = 1.75aF_d;$$

де  $F_d$  – розрахункове навантаження на палю,  $F_d = 593,04 \text{ кН}$ ;

$$a = \frac{25 \text{ Дж}}{\text{кН}}.$$

$$E = 1,75 \cdot 25 \cdot 593,04 = 25,95 \text{ кДж}.$$

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

$$\frac{(G_h + G_b)}{E_p} \leq k_m;$$

де  $E_p$  – розрахункова енергія удару;

$G_h$  – повна вага молота,  $G_h = 3,65 \text{ кН}$ ;

$G_b$  – вага палі, наконечника і підбабки,  $G_b = 5,0 \text{ кН}$ ;

$$k_m = 6.$$

Для трубчастих дизель-молотів розрахункова енергія удару приймається

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		59

$$E_p = 0,9G'_h h_m;$$

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

$h_m$  – фактична висота падіння ударної частини,  $h_m = 2,5$  м.

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

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

Отже, обраний дизель-молот для занурення палів придатний.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		60

## 4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

### ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА МОНТАЖ ФЕРМ ПОКРИТТЯ

#### 4.1. Область застосування

Технологічна карта розроблена на монтаж ферм покриття заготівельного цеху заводу продовольчого машинобудування.

Вага ферми – до 9,2т.

Вага плит покриття – до 7,0т.

Технологічна карта може бути використаною для будь якої будівлі з врахуванням конкретних конструкцій і від якості будування.

#### 4.2. Організація і технологія виконання робіт.

1. До початку монтажу з/б ферм і з/б плит повинні бути виконані наступні роботи:

- закінчені всі роботи підготовки;
- прокладені тимчасові дороги з покриттям із матеріалу, що забезпечує нормальний рух автотранспорту і гусеничних кранів від постійних доріг до місця монтажу;
- змонтоване освітлення всієї території забудови, проїздів і робочих місць;
- залучені і завезені всі необхідні матеріали і вироби для ведення монтажних робіт;
- підготовка і встановлення в зоні монтажу ферм інвентарю, обладнання для безпечного виконання робіт;
- інженерно - технічним персоналом повинні бути повинна бути вивчена технологічна карта і проект виконання робіт.

2. При монтажі ферм і плит покриття безпосередньо з транспортних засобів елементи конструкції постачаються на об'єкт за часовим графіком і монтуються відразу не попадаючи на приоб'єктні склади.

3. При монтажі конструкцій з приоб'єктних складів завезені конструкції слід розміщувати в зоні роботи крана, в кількості яка б забезпечувала безперебійну роботу монтажного крану.

4. Ферми і плити покриття монтуються з приоб'єктних складів за допомогою траверси Т7 для ферми монтуються гусеничним краном.

6. Змонтована перша ферма до розстроповки від'єднується в двох місцях.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						61
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

## Калькуляція трудових витрат і заробітної праці.

№ п/п	Об'єкт у-вання ДБН	Найменування роботи	Один. виміру	Об'єм робіт	Середній розряд	Норма часу на одиницю виміру л-год	Витрати праці на весь об'єм л-дн.	Розцінка на одиницю виміру грн.	Вартість праці на весь об'єм робіт грн.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	7-12-16	Монтаж ферм	100шт. т.	0,13	3,8	4060,00	65,98	228972, 74	29766
2	7- 12-18	Монтаж ферм	100шт. т.	0,27	3,8	4060,00	137,0 3	274929, 62	74231
3	7-27-1	Замонолічування швів	100м <sup>3</sup>	3,47	3,8	185,6	80,5	2546,4	8836
		Σ							112833

### 4.3. Техніко – економічні показники

- |  |                  |
|--|------------------|
| 1. Об'єм робіт по техкарті -             | 40 елементів.    |
| 2. Трудомісткість виконання процесу –    | 203,01 люд.дн.   |
| 3. Трудомісткість на одиницю –           | 5,08 люд-дн./ел. |
| 4. Виробіток на одного працюючого –      | 9.75 ел/зм.      |
| 5. Змінний виробіток бригади -           | 8,75 ел/зм.      |
| 6. Термін виконання -                    | 16 днів.         |
| 7. Заробітна плата на весь об'єм -       | 112833 грн.      |
| 8. Заробітна плата на 1 робіт. в зміну – | 104,5грн.        |

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		62

#### 4.4. Матеріально-технічні ресурси

Потреба в матеріально-технічних ресурсах

Таблиця 4.3.1.

<i>№ п/п</i>	<i>Найменування</i>	<i>Одиниця виміру</i>	<i>Кількість</i>
<i>1</i>	<i>З/б ферми</i>	<i>шт</i>	<i>40</i>
<i>2</i>	<i>Бетон В20</i>	<i>м<sup>3</sup></i>	<i>3,47</i>
<i>3</i>	<i>Електроди</i>	<i>кг</i>	<i>51,84</i>

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>		63

Машини, обладнання, механізований інструмент, інвентар і пристрої

Таблиця 4.3.2.

№ п/п	Найменування	Тип	Марка	К-ть
2	Монтажний кран	на	МКГ-40	2
3	Телескопічні вишки	-	-	4
4	Траверса Q=2,5т	-	Т7	2
5	Інвентарні розпірки	-	М1	8
6	Зварювальний апарат	-	Ф11	2
8	Тимчасова огорожа по покриттю	-	-	150п.м.
9	Пенькові відтяжки	-	-	50п.м.
10	Монтажні ломіки	-	-	2
11	Рулетка стальна	-	-	1
12	Вібробункер	-	-	2
13	Монтажні пояси	-	-	12ком.
14	Пенал для електродів	-	-	2шт
15				

4.5. Контроль якості

Таблиця 4.3.3.

№ п/п	Найменування відхилень	Величина допустимого відхилення, мм.
1	Зміщення осей елементів відносно розбивочних осей на опорних конструкціях	+/-5
2	Відхилення відміток опорних вузлів балок	+/-20
3	Відхилення відстаней між осями балок, ригелів, перекриття по верхньому поясі	+/-25



2	Планування площ бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] за 1 прохід	1000 м <sup>2</sup>	46,23	= 1,55	= 8,96
3	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами однокерованими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 1 [1-1,2] м <sup>3</sup> , група ґрунтів 1	1000 м <sup>3</sup>	0,58	<u>18,76</u> 133,01	<u>1,36</u> 9,64
4	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>	0,32	<u>16,26</u> 99,72	<u>0,65</u> 3,99
5	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>	1,85	<u>550,80</u> -	<u>127,37</u> -
6	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>	0,29	= 30,32	= 1,10
7	Улаштування бетонної підготовки	100 м <sup>3</sup>	2,05	<u>391,50</u> 49,73	<u>100,32</u> 12,74
8	Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення під колони об'ємом до 10 м <sup>3</sup>	100 м <sup>3</sup>	5,88	<u>971,50</u> 247,64	<u>714,05</u> 182,02
9	Укладання фундаментних балок довжиною до 6 м	100 шт	0,24	<u>1087,50</u> 211,76	<u>32,63</u> 6,35
10	Укладання фундаментних балок довжиною більше 6 м	100 шт	0,22	<u>1566,00</u> 556,88	<u>43,07</u> 15,31
11	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна обклеювальна в 2 шари	100 м <sup>2</sup>	1,535	<u>63,52</u> 8,62	<u>12,19</u> 1,65
12	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна бітумна в 2 шари по вирівненій поверхні бутового мурування, цеглі, бетону	100 м <sup>2</sup>	28,65	<u>67,00</u> 2,95	<u>239,94</u> 10,56
13	Установлення колон прямокутного перерізу у стакани фундаментів споруд при масі колон до 6 т	100 шт	0,8	<u>2589,70</u> 864,89	<u>258,97</u> 86,49
14	Установлення в одноповерхових будівлях кроквяних ферм прогоном до 24 м, масою до 10 т, при довжині плит покриття до 6 м, при висоті будівель до 25 м	100 шт	0,13	<u>4060,00</u> 1693,63	<u>65,98</u> 27,52
16	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах плит покриття довжиною до 12 м, площею до 40 м <sup>2</sup> , при масі кроквяних і підкроквяних конструкцій до 15 т, при висоті будівель до 25 м	100 шт	2,16	<u>1331,10</u> 627,80	<u>359,40</u> 169,51
17	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах плит покриття довжиною до 6 м, площею до 20 м <sup>2</sup> , при масі кроквяних і підкроквяних конструкцій до 15 т, при висоті будівель до 25 м	100 шт	0,96	<u>800,40</u> 343,34	<u>96,05</u> 41,20
18	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах балок підкранових масою до 12 т, при масі колон до 15 т і висоті будівлі до 25 м	100 шт	0,54	<u>3770,00</u> 1824,97	<u>254,48</u> 123,19
19	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	0,24	<u>2694,10</u> 1060,45	<u>80,82</u> 31,81
20	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	4,26	<u>1632,70</u> 633,38	<u>869,41</u> 337,27
21	Установлення в одноповерхових будівлях	100 шт	0,8	<u>2160,50</u>	<u>216,05</u>

					01.06 – КР.2264 "С" 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		66

	панелей зовнішніх стін довжиною більше 7 м, площею до 15 м <sup>2</sup> при висоті будівель до 25 м			980,87	98,09
22	Мурування внутрішніх стін з цегли керамічної при висоті поверху понад 4 м	м <sup>3</sup>	150	<u>13,40</u> 2,20	<u>251,25</u> 41,25
23	Монтаж віконних блоків сталевих із націлінниками зі сталі при висоті будівлі до 50 м	т	56	<u>256,96</u> 35,93	<u>1798,72</u> 251,51
24	Монтаж каркасів воріт великопрогонових будівель, ангарів та ін. без механізмів відкривання	т	10,2	<u>132,48</u> 57,78	<u>168,91</u> 73,67
25	Улаштування покрівель плоских чотиришарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній мастиці	100 м <sup>2</sup>	86,4	<u>60,20</u> 4,67	<u>650,16</u> 50,44
26	Теплоізоляція покриттів і перекриттів виробами з волокнистих і зернистих матеріалів насухо	м <sup>3</sup>	1036,8	<u>33,86</u> 2,55	<u>4388,26</u> 330,48
27	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100 м <sup>2</sup>	86,4	<u>76,78</u> 12,78	<u>829,22</u> 138,02
28	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м <sup>2</sup>	100 м <sup>2</sup>	0,52	<u>284,08</u> 71,41	<u>18,47</u> 4,64
29	Улаштування ущільнених трамбівками підстиляючих щобенових шарів	м <sup>3</sup>	1296	<u>10,24</u> 2,98	<u>1658,88</u> 482,76

### 5.3. Методи виконання робіт

При виконанні будівельно – монтажних робіт необхідно керуватися:

- проектом організації будівництва і проектом виконання робіт;
- ДБН на виконання і приймання будівельних робіт;
- Правилами по техніці безпеки у відповідності ДБН А.3.2-2-2009 та розділу II.5. даного ПВР;
- ДБН А 3.1-5-2016 „Організація будівельного виробництва” та іншими інструктивними матеріалами по будівельному виробництву.

#### 5.3.1 Земляні роботи

Земляні роботи виконуються за кресленнями робочого проекту з дотриманням норм та правил, передбаченими ДБН [9]. До початку виконання робіт необхідно місця перетину тимчасових доріг з існуючими підземними мережами підсилити збірними залізобетонними дорожніми плитами.

Розробку ґрунту під фундамент рекомендується виконувати екскаваторами “ зворотна лопата ” ЕО – 3322 ( ЕО – 4121 ) ( місткість ковша 0,5 м<sup>3</sup> ) з доробкою вручну. Котлован біля фундаменту огородити інвентарним огороженням висотою b = 1 м згідно ГОСТ 23407 – 72. На дане огороження слід встановити попереджувальні надписи, а в нічний час – сигнальне освітлення. Спуск робітників в траншею виконується в установлених місцях по

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						67
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

трапах. При влаштування основи, повинні бути прийняті заходи, що забезпечують відведення атмосферних вод з будівельного майданчика.

Для зворотного засипання (після влаштування стрічкового фундаменту та влаштування гідроізоляції) використати ґрунт із відвалу. Місце складування ґрунту визначити із умов безперешкодного транспортування будівельних матеріалів на будмайданчик. Місце розміщення залишкового ґрунту, який вивозиться за межі ділянки, вказує замовник або вирішує підрядна організація.

Не дозволяється перебір ґрунту чи заглиблення відмітки низу фундаменту без достатнього обґрунтування з проектною організацією.

### 5.3.2 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.

При бетонуванні конструкцій необхідно дотримуватись вимог ДБН А.3.2-2-2009 (11.15-11.18) з записами в журналі бетонних робіт наступних даних:

- дата початку і закінчення бетонування;
- задані марки бетону, робочий склад бетонної суміші і показники її рухомості;
- температура бетонної суміші при її вкладанні в холодних умовах.

При витримуванні вкляденого бетону, в початковий період його твердіння, необхідно:

- підтримувати температурно - вологісний режим, який забезпечує покращення якості бетону;

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		68

- здійснювати, при необхідності, теплову обробку укладеного бетону з метою прискорення його твердіння;
- захищати бетон, що набирає міцність, від ударів, струсу та інших механічних пошкоджень.

### **Розвантаження і монтаж будівельних матеріалів і конструкцій**

Розвантаження і монтаж збірних залізобетонних і металевих конструкцій, будівельних матеріалів здійснюється самохідним стріловим краном **МКГ-40**. Через частково стиснені умови виконання будівельно – монтажних робіт, роботи можуть виконуватись організаційним методом “ з коліс ” ( човниковий ) або з частковим попереднім складуванням.

Під час монтажу конструкцій використовується типове монтажне оснащення.

Під монтажний кран передбачити тимчасову дорогу із збірних залізобетонних дорожніх плит розміром 2 х 3 м, t = 0,18 м.

### **5.3.3 Кам’яні роботи**

Кладка цегляних стін виконується з дотриманням наступних товщин швів:

- горизонтальних 10...15 мм;
- вертикальних 8...10 мм.

Перший і останній ряди кладки виконуються із тичкових рядів із цілої цегли. Одночасно із муруванням влаштовуються віконні і дверні блоки.

При виконанні робіт по цегляній кладці передбачається комплексна механізація транспортних та вантажно – розвантажувальних робіт. Транспортування матеріалів до робочого місця муляра здійснюється самохідним стріловим краном **МКГ-40** через частково стиснені умови, безпосередньо з транспортних засобів.

### **5.3.4 Покрівельні роботи**

Роботи по влаштуванню покрівлі дозволяється виконувати в суху і ясну погоду відразу після зведення будівлі вцілому.

Для виконання робіт по влаштуванню покрівлі , необхідно керуватись нормами ДБН/ДСТУ. Необхідно виконати утеплення і пароізоляцію покрівлі. Влаштування здійснюється по збірним залізобетонним конструкціям та дерев’яній кроквяній системі.

Роботи виконуються потоковим методом, тобто, покрівлю розбивають на рівні по об’єму ділянки, на яких послідовно влаштовуються всі елементи покрівлі.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		69

### 5.3.5 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 ( 4.3., 4.4., 4.5.).

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						70
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

## 5.4. Вибір монтажних механізмів

Вибір монтажних кранів здійснюємо за такими монтажними характеристиками:

- необхідна вантажопід'ємність :

$$Q_{(M1)} = Q_k + Q_{пр} = 14,9 + 1,75 = 16$$

$$Q_{(M2)} = Q_k + Q_{пр} = 7,0 + 1,08 = 8,0$$

- висоти підйому гака  $H_M$ :

$$H_M = H_0 + H_{ел} + H_3 + H_{пр} = 13,96 + 0,,$$

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

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

$H_3 = 0,5$ м- запас за висотою, м;

$H_{пр} = 3,3$ м- висота монтажних пристроїв, м;

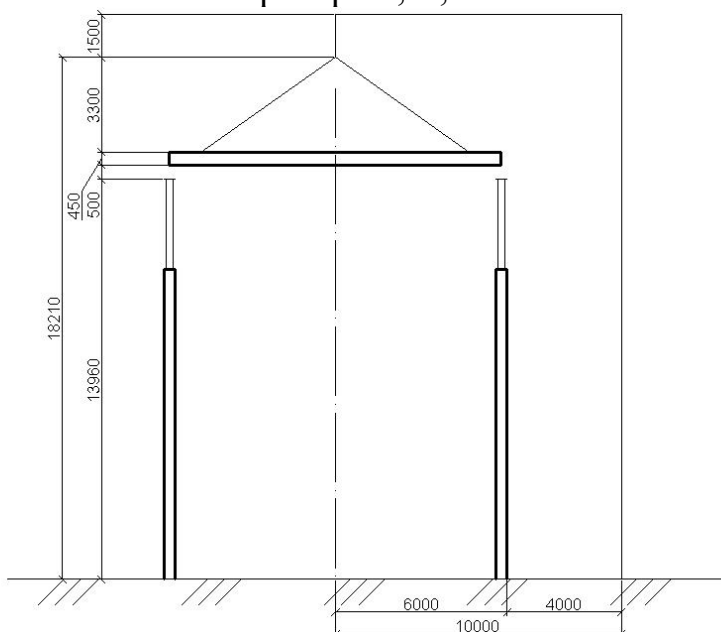


Рис. 5.1. Схема для визначення параметрів монтажних кранів

Таблиця 5.2

### Технічні характеристики вибраних кранів

Марка крану	Довжина стріли, м	Довжина гуська, м	Вантажопід'ємність, т, при вильоті		Виліт, м		Висота підйому, м при вильоті	
			Найбільшому	Найменшому	Найбільший	Найменший	Найбільшому	Найменшому
МКГ-40	15,8	10	10	20	11,3	4,2-6,5	16,5	25

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

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		71



Електротехнічні роботи <i>I етап</i>	16	%	2	307,54	Електр.	10	2	-	-
Сантехнічні роботи <i>I етап</i>	12	%	1,5	230,65	Сантех.	10	2	-	-
Заповнення дверних отворів	5	100м <sup>2</sup>	0,52	18,47	Столяри	4	1	-	-
Монтаж віконних блоків та каркасів воріт <i>I захв.</i>	33	т	33,1	983,82	Монтаж.	15	2	-	-
Монтаж віконних блоків та каркасів воріт <i>II захв.</i>	33	т	33,1	983,82	Монтаж.	15	2	-	-
Влаштування підстилаючих шарів та підлог <i>I захв.</i>	55	м <sup>3</sup> м <sup>3</sup> 100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	648 129,6 43,2 0,8	1656,24	Робітники	15	2	-	-
Влаштування підстилаючих шарів та підлог <i>II захв.</i>	55	м <sup>3</sup> м <sup>3</sup> 100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	648 129,6 43,2 0,8	1656,24	Робітники	15	2	-	-
Влаштування покрівлі <i>I захв.</i>	74	100м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> 100м <sup>2</sup>	43,2 518,4 43,2	2933,82	Покрів.	20	2	-	-
Влаштування покрівлі <i>I захв.</i>	74	100м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> 100м <sup>2</sup>	43,2 518,4 43,2	2933,82	Покрів.	20	2	-	-
Малярні роботи <i>I захв.</i>	9	100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	19,2 24,4	174,93	Маляри	10	2	-	-
Малярні роботи <i>I захв.</i>	9	100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	19,2 24,4	174,93	Маляри	10	2	-	-
Електротехнічні роботи <i>II етап</i>	16	%	2	307,54	Електр.	10	2	-	-
Сантехнічні роботи <i>II етап</i>	12	%	1,5	230,65	Сантех.	10	2	-	-
Пусконаладжувальні роботи	8	%	2	307,54	Робітн.	20	2	-	-
Благоустрій території	3	%	0,2	30,754	Робітн.	10	1	-	-
Невраховані роботи	77	%	15	2306,53	Робітн.	30	1	-	-
Здача об'єкта	3	%	0,2	30,754	Робітн.	10	1	-	-

## 5.6. Будгенплан

Будгенплан складають після розробки технологічних карт, вибору методів виробництва робіт, складання календарного плану.

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

Склад і розміщення будівельного господарства на будівельному майданчику пов'язують з використанням, побудованих в підготовчий період, автомобільних доріг, мереж водопостачання, електропостачання, а також проектування тимчасових споруд.

									Арк.
									73
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ				

### 5.6.1 Опис будгенплану

**Будівельний генеральний план** розробляється на період зведення надземної частини проєктованого виробничого цеху. На кресленні відображено розміщення тимчасових споруд та елементів інфраструктури, з урахуванням раціональної організації пішохідних і транспортних потоків. Основний принцип розміщення об'єктів – мінімізація перетинання потоків людей з вантажними маршрутами для забезпечення безпеки та ефективності робіт.

Умови ділянки будівництва не дозволяють виділення значних площ під складування матеріалів. Тому зони для зберігання будівельних ресурсів (поз. 3) розташовуються безпосередньо в межах дії баштових кранів із передбаченням обмежень повороту їх стріл. До початку складування ділянку необхідно вирівняти та надати їй невеликий ухил для забезпечення поверхневого водовідведення в південному напрямку.

Перед початком будівельних робіт слід встановити заборонні та попереджувальні знаки як на самій території майданчика, так і на прилеглих ділянках. Для безпечної роботи крану МКГ-40 передбачено обмеження кута повороту стріли до 135°. Додатково, на висоті 50–60 см від рівня землі встановлюються люмінесцентні покажчики під кутом 45°, які повинні бути добре видимими з кабіни машиніста.

Побутові приміщення (поз. 2) тимчасового типу – контейнерні – розміщено з північно-східного боку майданчика. До них передбачено пішохідні доріжки шириною 1–1,5 м. Склади та навіси запроектовано як інвентарні збірно-розбірні споруди. Всі тимчасові споруди винесені за межі небезпечної зони роботи крану, що забезпечує відповідність вимогам охорони праці.

По периметру будівельного майданчика передбачено встановлення огорожі з обов'язковим навісом із північної сторони. Організація руху транспорту на території передбачена з урахуванням розворотів і в'їздів з боку основної автотраси. Ширина основного в'їзду становить 6,0 м. Радіуси заокруглень доріг підібрано таким чином, щоб забезпечити безпечне транспортування довгомірних і габаритних елементів конструкцій.

Проєктом передбачено організацію тимчасового електропостачання, яке забезпечує повну електрифікацію майданчика, можливість роботи у темний період доби, а також підключення всього будівельного обладнання та механізмів. Освітлення реалізовано через прожектори, розміщені по кутах ділянки, а також один прожектор встановлений у зоні безпосереднього виконання робіт. Підключення електроживлення здійснюється від існуючої мережі до постійної опори, розташованої на північ від будівлі. Передбачається застосування прожекторів заливаючого світла типу ПЗС–35 з лампами

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						74
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

потужністю 500 Вт. На опорі монтується розподільча шафа з лічильником електроенергії, а неподалік побутових приміщень – рубильник. Обов’язковим є влаштування заземлення та проведення лабораторного випробування ізоляційного опору мереж.

Тимчасове водопостачання організовано шляхом підключення до свердловини на території майданчика. Для обліку споживання встановлюється водомір В-100, а також монтується пожежний гідрант згідно з кресленням БГП (арк. 12). Мережа водопостачання включає також питний фонтанчик, водорозбірні крани та підвід води до їдальні.

Тимчасове водовідведення реалізовано шляхом підключення до наявного каналізаційного колодязя, розташованого на південній межі будівельного майданчика.

Особливу увагу при проектуванні приділено відповідності тимчасових інженерних мереж і побутових приміщень чинним будівельним та санітарно-технічним нормам і правилам. Їх монтаж, експлуатація та демонтаж мають здійснюватися згідно з вимогами діючих нормативних документів.

### 5.6.2 Визначення потреби в інвентарних будинках

Найбільша кількість робітників на добу 120 чоловік (Q). Чисельність, робітників неосновного персоналу  $N = (20Q)/100 = 16$  чоловік.

Чисельність інженерно-технічного персоналу  $n = (Q + N)0,1 = (82 + 16)0,1 = 10$  чоловік.

Чисельність молодшого обслуговуючого персоналу:

$M = 0,02(Q + N) = 0,02(82 + 16) = 2$  чоловіки.

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

Загальна кількість людей:

$N = (Q + N + n + M) K_0 = (82 + 16 + 10 + 2)1,05 = 115$  чоловік.

Розрахунок тимчасових споруд

Таблиця 5.4.

№ 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

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		75

5	Туалет	м <sup>2</sup>	0,14	115	10
---	--------	----------------	------	-----	----

### Експлікація тимчасових споруд

Таблиця 5.5.

№ 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 x 2,7	1	18		420-04-38
2	Гардероб	49,2	6 x 2,7	2	18		420-04-21
3	Приміщення для приймання їжі з умивальником	28,8	6 x 2,7	2	18		ППВТС-20
5	Сушилка	16,4	6 x 2,7	1	27		420-04-9
8	Туалет	16,1	4,0 x 1,5	1	10		420-04-23

### 5.6.3 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.

### Розрахунок площі складів

Таблиця 5.6

Назва матеріалів	Од. вим.	Потреба в матеріалах		Запас матеріалів			Площа складу				Вид складу
		На весь об'єм $Q$	Добова, $Q_d$	К-нт нерівномірн. $K_n$	Норма в днях $N$	Розрахун. площі, $Q_p$	Норма розрах. площі $F_p$	К-нт врахув. проходів, $b$	Коеф-т нерівномірності спож. $K_c$	Потрібна 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

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ						Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							76

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
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

#### 5.6.4 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.

Сумарні розрахункові витрати води визначаються:

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

Витрати води на виробничі потреби:

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

де  $K_2$  - коефіцієнт на невраховані роботи;

$\sum V_1$  - 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, чел.;

$K_2$  - коефіцієнт нерівномірності споживання води;

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

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:

											Арк.
											77
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ						

- 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

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

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:

$$Q_{\text{госп}} = N_p/3600(N_1 K_2/8,2 + N_2 K_3) = 82/3600 \cdot (10 \cdot 1,2/8,2 + 20 \cdot 0,4) = 0,042 \text{ л/с.}$$

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

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.

### 5.6.5 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.

Розрахункова потужність трансформаторної підстанції для випадку максимального використання електроенергії одночасно всіма споживачами визначається по формулі:

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		78

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

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;

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

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

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

Силова потужність на силові потреби:

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

Потужність для внутрішнього освітлення робочих місць:

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

Потужність для зовнішнього освітлення:

- для освітлення території  $P_{оп} = 0,015$  кВт на 100 м<sup>2</sup>;  $K_{п} = 1$ ;

Розрахункова потужність трансформаторної підстанції  $P$  дорівнює:

$$P = 1,1 \left[ \left( \frac{137,2 \cdot 0,5}{0,7} + \frac{17 \cdot 0,5}{0,7} + \frac{1,1 \cdot 0,5}{0,7} + \frac{0,18 \cdot 0,1}{0,4} + \frac{2 \cdot 0,5}{0,6} + \frac{1,5 \cdot 0,5}{0,6} + \frac{0,8 \cdot 0,5}{0,6} \right) + \right. \\ \left. (0,015 \cdot 28,9 \cdot 0,8 + 0,003(28,8 + 24,4 + 14,45 + 22 + 14,45 + 14,45) + 0,85 + 0,015 \times \right. \\ \left. 0,35(7,0 + 37,5)) + 0,015 \cdot 1 \cdot 101,25 + 0,05 \cdot 1 \times \left( \frac{72,1+76,4+68,0+40,4+435,3+82,3}{100} + \right. \right. \\ \left. \left. 5,0 \cdot 1 \right) \right] = 122,841 \text{ кВт.}$$

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

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						79
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

### 5.6.6 Техніко-економічні показники будгенплану

1. Площа території будмайданчика –	1585,0	м <sup>2</sup> ;
2. Площа проектуємої будівлі –	141,74	м <sup>2</sup> ;
3. Площа тимчасових будівель і споруд –	126,0	м <sup>2</sup> ;
4. Площа відкритих складів –	54,0	м <sup>2</sup> ;
5. Площа закритих складів –	105,0	м <sup>2</sup> ;
6. Довжина тимчасової автодороги –	142,4	м.пог.;
7. Довжина тимчасової електромережі –	39,4	м.пог.;
8. Довжина тимчасової водопровідної мережі –	128,6	м.пог.;

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

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 - 17%

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						80
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Беркута А.В., Губень П.І. Реформування ціноутворення - шлях до цивілізованого ринку. Ціноутворення у будівництві. Збірник офіційних документів та роз'яснень №3, 2000, 2020. 254 с.
2. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція будівель. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2021. 27 с. Чинний від 30.12.2021.
3. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування і забудова територій. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2019. 185 с. Чинний від 10.01.2019.
4. ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Планування і забудова територій. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2008. 128 с. Чинний від 07.01.2008.
5. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2016. 49 с. Чинний від 05.05.2016.
6. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2009. 126 с. Чинний від 27.01.2009.
7. ДБН Б.2.2-5:2011. Планування та забудова міст, селищ і функціональних територій. Благоустрій територій. Зміна № 1. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. 64 с. Чинний від 14.06.2018.
8. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2016. 38 с. Чинний від 31.10.2016.
9. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2006. 75 с. Чинний від 03.07.2006.
10. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель і споруд. Основні положення. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2018. 71 с. Чинний від 02.08.2018.
11. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2018. 137 с. Чинний від 03.10.2018.
12. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2009. 74 с. Чинний від 24.12.2009.
13. ДБН В.2.2-15:2019. Житлові будинки. Основні положення. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2019. 43 с. Чинний від 26.03.2019.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		81

14. ДСТУ EN 1886:2019. Вентиляція в будівлях. Пристрої центральної вентиляції. Механічні властивості та методи вимірів. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2019. Чинний від 21.12.2019.

15. ДСТУ 7237:2011. Система стандартів безпеки праці. Електробезпека. Загальні вимоги та номенклатура видів захисту. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. 10 с. Чинний від 02.02.2011.

16. ДСТУ 7525:2014. Вода питна. Вимоги та методи контролювання якості.

17. ДСТУ 4179-2003. Рулетки вимірювальні металеві. Технічні умови.

18. ДСТУ Б А.2.4-32:2008. Система проектної документації для будівництва. Водопровід і каналізація. Робочі креслення. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2008. 23 с. Чинний від 27.06.2008.

19. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2013. 24 с. Чинний від 15.04.2013.

20. ДСТУ Б В.1.1-14:2007. Захист від пожежі. Колони. Метод випробування на вогнестійкість. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2007. 25 с. Чинний від 13.03.2007.

21. ДСТУ Б В.2.8-23:2009. Молотки сталеві будівельні. Технічні умови. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2009. 10 с. Чинний від 15.07.2009.

22. Державні будівельні норми України. Типові норми витрат пального та змашувальних матеріалів для експлуатації техніки в будівництві: ДБН В.2.8-12 – 2000. Будівельна техніка, оснастка, інвентар та інструмент. - Вид. офіц. – К.: Держбуд України. 2000. – 56с.

23. Охорона праці: Навч. посібник / В.М. Ярошевська, П.М. Дубінський, Н.М. Прокопчук. – К.: ІСДО, 1993. – 312 с.

24. Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К.Черненко, М.Г.Ярмоленко, Г.М.Батура та ін.; За ред. В.К.Черненка, М.Г.Ярмоленка. – К.: Вища шк., 2002. – 430 с.: іл..

24. ДСТУ-Н Б В.2.6-212:2016. Настанова з виконання робіт із застосуванням сухих будівельних сумішей. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2018. 32 с. Чинний від 13.05.2018.

25. ДСТУ-Н Б Д.1.1-6:2013. Настанова щодо розроблення ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2013. 32 с. Чинний від 13.05.2013.

26. Бабич В.І., Огородник В.І., Романюк В.В. Таблиці для проектування будівельних конструкцій. Довідник. – Рівне: Видавництво РДТУ, 1999 – 506 с., 394 табл., бібліогр.: 35 назв.

27. Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П. Залізобетонні конструкції. – Київ. Вища школа, 2000.

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		82

28. Кошторисні норми України. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Вказівки щодо застосування ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи.

29. Кошторисні норми України. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Дерев'яні конструкції (Збірник 10).

30. Конструювання залізобетонних елементів Навчальний посібник/ П. П. Воскобійник, М. М. Губій, О. А. Довженко. Полтава: Полтавський.

31. Лапенко О. І. Залізобетонні конструкції з робочим армуванням незнімною опалубкою / О. І. Лапенко – Полтава: АСМІ, 2009. – 360 с.

32. Лапенко О. І. Розрахунок залізобетонних конструкцій у незнімній опалубці / О. І. Лапенко // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. зб. – К., 2009. – Вип.35. – С. 184–190.

33. Методичні вказівки до виконання розділу „Організація будівництва” у складі курсового проекту (спеціальність 7.092101). Укладачі: Анюховський А. М. Та ін. Полтава, ПДТУ, 1999.

34. Методичні вказівки до оформлення курсових та дипломних проектів із залізобетонних конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» / Ковальчук Я.О., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 52 с.

35. НПАОП 0.00-1.75-15. Правила охорони праці під час вантажно-розвантажувальних робіт.

36. НАПБ А.01.001-2014 Правила пожежної безпеки в Україні.

державний технічний університет імені Юрія Кондратюка, 2002.–124 с.

37. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : підручник/ А.М. Павліков. – 2-ге вид., виправ. – Полтава : ПолтНТУ, 2017. – 284 с.

38. Bakulin Y.A. Engineering protection and prepatation of territories : study guide; under the editorship of cand tech. science Ye.A. Bakulin / Ye.A. Bakulin, I.A. Yakovenko, V.M. Bakulina. – Kyiv : NULES of Ukraine, 2022. – 205 p.

39. 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.

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

41. 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.

42. Яковенко І.А. Напрями наукових досліджень кафедри будівництва НУБіП України / І.А. Яковенко, Є.А. Бакулін // Зб. тез доп. X Міжн. наук.-

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		83

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.

43. 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.

44. Баженов В. А. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології: підручник / В.А. Баженов, А.В. Перельмутер, О.В. Шишов. – К. : Каравела, 2009. – 696 с.

45. 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.

46. 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.

47. 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.

48. Барашиков А. Я. Оцінювання технічного стану будівельних та інженерних споруд / А.Я. Барашиков, О.М. Малишев. — К. : Основа, 2008. – 320 с

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

50. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель та споруд : навч. посібник / З.Я. Бліхарський. – Львів : вид-во «Львівська політехніка», 2008. – 108 с.

51. 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.

52. Котеньова З.І. Архітектура будівель і споруд: навчальний посібник / З.І. Котеньова. – Харків : ХНУБА, 2007. – 170 с.

53. Немчинов Ю.І. Проектування сейсмостійких конструкцій відповідно до Єврокоду 8 : практ. посіб. / [Ю. І. Немчинов та ін. ; під ред. проф. Ю. І. Немчинова]. – К. : ДП НДІБК Мінрегіона України, 2015 . – Ч. 1. – 142 с.

54. Кривенко П.В. Будівельне матеріалознавство: підручник / П.В. Кривенко, К.К. Пушкарьова, В.Б. Барановський. – К. : Ліра-К, 2019. – 624 с.

55. Трач В.М. Опір матеріалів (спеціальний курс): теорія пружності та пластичності : навчальний посібник / В.М. Трач, А.В. Подворний. – К. : Каравела, 2018. –434 с.

56. Яковенко І. А. Експериментальні дослідження міцності і тріщиностійкості у залізобетонних складених конструкціях / І. А. Яковенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. –

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						84
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 319–328.

57. Emelyanov, S., Nemchinov, Y., Kolchunov, V., & Yakovenko, I. (2016). Details of large-panel buildings seismic analysis. *Enfoque UTE*, 7(2), pp. 120 – 134. <https://doi.org/10.29019/enfoqueute.v7n2.100>

58. Dmytrenko, Y., Usenko, M., Yakovenko, I. (2024). Collisions of Strength Determination Modeling for Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Constructions with Small Eccentricities by Normal Sections in Lira-FEM Software. In: Blikharsky, Z., Zhelykh, V. (eds) *Proceedings of EcoComfort 2024. EcoComfort 2024. Lecture Notes in Civil Engineering*, vol 604. Springer, Cham. [https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8\\_5](https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8_5)

59. 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)

60. 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)

61. Yakovenko I.A. Influence of reinforcement parameters on the width of crack opening in reinforced concrete structures / I.A. Yakovenko, Ye.A. Dmytrenko // *Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : collective monograph*. – Riga: Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. – P. 510–536. <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-18>

62. Yakovenko I., Bakulin Y. & Bakulina V. (2020) Classification methods of civil buildings reconstruction // *Theoretical and scientific foundations of engineering : collective monograph / Apostolova R., Shembel E., Aurbach D., Markovsky B., – etc. – International Science Group. – Boston : Primedia eLaunch, 2020. 180 p., pp. 70–96. Available at : DOI : 10.46299/isg.2020.MONO.TECH.II URL: <http://isg-konf.com>.*

					01.06 – КР.2264 “С” 2024.12.16 008 ПЗ	Арк.
						85
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		