

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

**Факультет конструювання і дизайну**

---

**ПОГОДЖЕНО**

**Декан факультету  
конструювання і дизайну**

\_\_\_\_\_ Іван РОГОВСЬКИЙ  
(підпис)

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

**ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ**

**Завідувач кафедри будівництва**

\_\_\_\_\_ Ігор ЯКОВЕНКО  
(підпис)

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

**МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

**на тему «Проектування цеху заводу продовольчого  
сільськогосподарського машинобудування в Одеській обл.»**

---

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна

---

**Гарант освітньої програми**

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

**Керівник магістерської кваліфікаційної роботи**

кандидат технічних наук, доцент \_\_\_\_\_ Євген ДМИТРЕНКО  
(підпис)

**Виконала**

\_\_\_\_\_ Ольга КОЛОМІЄЦЬ  
(підпис)

**КИЇВ – 2025**

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

**Факультет конструювання і дизайну**

---

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

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

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

**ЗАВДАННЯ**

**ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ ЗДОБУВАЧУ**

**Коломієць Ользі Юріївні**

---

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна

Тема магістерської кваліфікаційної роботи «Проектування цеху заводу продовольчого сільськогосподарського машинобудування в Одеській обл.», затверджена наказом від “16” грудня 2024 р. №2267 “С”.

Термін подання завершеної роботи на кафедру 2025, листопад, 28

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи: необхідно запроєктувати промислову будівлю цеху заводу продовольчого сільськогосподарського машинобудування із зовнішніми габаритними розмірами 120×72 м у залізобетонному каркасі із навісними стіновими панелями та фундаментами стаканного типу у першому кліматичному районі

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Виконати аналітичний огляд, присвячений сучасним експериментальним методикам визначення зчеплення арматури з бетоном,

включно зі схемами випробувань, типами навантаження та вимірювальними підходами.

2. Визначити ключові параметри зчеплення (максимальні та середні напруження зчеплення, характерні взаємні зміщення або проковзування арматури, види та характер руйнування) та проаналізувати чинники, що впливають на їх значення.

3. Виконати порівняльний аналіз експериментальних методик між собою за критеріями точності, відтворюваності, чутливості до зміни геометрії зразка та типу арматури.

Перелік графічного матеріалу (за потреби):

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

→ розрахунково-конструктивна частина (виконане проектування залізобетонної плити покриття  $3 \times 12$  м, залізобетонної центрально стиснутої колони  $500 \times 800$  мм, залізобетонної сегментної ферми покриття, прольотом 24 м, наведені відповідні специфікації та відомості витрат сталі на кожну конструкцію) – 3 аркуші формату А1;

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

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

→ технологія будівельного виробництва (розроблена технологічна карта на монтаж ферм покриття) – 1 аркуш формату А1.

→ науково-дослідна частина (виконаний аналітичний огляд, розроблені графіки залежності «напруження зчеплення» - «проковзування», схеми експериментальних досліджень, висновки) – 3 плакати у презентації.

Дата видачі завдання “18” грудня 2024 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи \_\_\_\_\_ Євген ДМИТРЕНКО  
(підпис)

Завдання прийняв до виконання \_\_\_\_\_ Ольга КОЛОМІЄЦЬ  
(підпис)

## ЗМІСТ

ЗМІСТ.....	6
Вступ.....	10
1. Архітектурно-будівельна частина.....	11
1.1. Загальна характеристика об'єкта.....	11
1.1.1. Географічне положення ділянки. Кліматичні умови .....	11
1.1.2. Містобудівельна ситуація ділянки будівництва.....	11
1.2. Генеральний план.....	12
1.3. Архітектурно-планувальне рішення .....	13
1.4. Конструктивні рішення .....	14
1.4.1. Фундаменти .....	14
1.4.2. Колони.....	14
1.4.3. Покриття .....	15
1.4.4. Водовідведення з покрівлі.....	15
1.4.5. Підкранові конструкції.....	15
1.4.6. Стіни .....	16
1.4.7. Підлоги.....	16
1.4.8. Вікна .....	16
1.4.9. В'язі .....	16
1.4.10. Антикорові заходи .....	17
1.4.11. Зовнішня і внутрішня обробка .....	17
1.5. Теплотехнічний розрахунок стінового огородження.....	18
1.6. Інженерне обладнання будівлі.....	19
1.7. Архітектурно – художнє рішення будівлі .....	20
1.8. Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище .....	20

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА .....	21
2.1. Проектування ферми сегментної прольотом 24 м .....	21
2.1.1. Матеріали для проектування .....	21
2.1.2. Збір навантажень та визначення зусиль в стержнях ферми .....	21
2.1.3. Розрахунок нижнього поясу ферми .....	24
2.1.4. Розрахунок верхнього поясу ферми .....	27
2.1.5. Розрахунок і конструювання вузлів ферми .....	29
2.1.6. Розрахунок поперечної арматури в опорному вузлі .....	29
2.2. Статичний розрахунок рами в осях 1-5 .....	31
2.2.1. Визначення навантажень, що діють на раму .....	31
2.2.2. Навантаження від ваги покриття .....	31
2.2.3. Навантаження від ваги підкранових балок .....	31
2.2.4. Навантаження від власної ваги колони .....	31
2.2.5. Навантаження від маси стін та вікон .....	32
2.2.6. Величина сили від ваги снігу .....	33
2.2.7. Кранові навантаження .....	33
2.2.8. Вітрові навантаження .....	34
2.2.9. Статичний розрахунок рами .....	36
2.2.10. Складання комбінацій розрахункових зусиль колони .....	42
2.3. Розрахунок колони по осі 1 .....	43
2.3.1. Матеріали для проектування .....	43
2.4. Розрахунок надкранової частини колони .....	43
2.4.1. Розрахунок підкранової частини колони .....	46
2.4.2. Розрахунок підкранової консолі .....	47
2.5. Розрахунок ребристої попередньо-напруженої плити покриття .....	48
2.5.1. Дані для проектування .....	48
2.5.2. Збір навантажень .....	49
2.5.3. Розрахунок полиці плити .....	49
2.5.4. Розрахунок поперечних ребер .....	51

2.5.5. Розрахунок плити по міцності в стадії експлуатації .....	53
2.5.6. Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу плити.....	55
2.5.7. Попереднє напруження арматури і його втрати .....	57
<b>3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....</b>	<b>59</b>
3.1. Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика .....	59
3.2. Похідні фізичні характеристики ґрунтів. Назва ґрунтів .....	60
3.3. Розрахункові характеристики ґрунтів.....	62
3.4. Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика і рекомендації .....	65
3.5. Навантаження на фундамент .....	66
3.6. Проектування пальових фундаментів.....	66
<b>4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА .....</b>	<b>72</b>
4.1. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА МОНТАЖ ФЕРМ ПОКРИТТЯ .....	72
4.2. Область застосування .....	72
4.3. Організація і технологія виконання робіт .....	72
4.3.1. Техніко – економічні показники.....	75
4.3.2. Матеріально-технічні ресурси .....	75
4.3.3. Контроль якості.....	76
<b>5. Організація будівництва.....</b>	<b>77</b>
5.1. Терміни будівництва, перелік робіт і заходи підготовчого періоду.....	77
5.1.1. Методи виконання робіт .....	80
5.1.2. Вибір монтажних механізмів .....	84
5.2. Сітковий графік будівництва .....	85
5.3. Будгєнплан.....	87

5.3.1. Опис будгенплану .....	87
5.3.2. Визначення потреби в інвентарних будинках.....	88
5.3.3. Розрахунок площі складів .....	89
5.3.4. Розрахунок водопостачання.....	91
5.3.5. Розрахунок електрозабезпечення будівельного майданчика ...	93
5.3.6. Техніко-економічні показники будгенплану .....	94
6. Економіка будівництва .....	95
6.1. Загальна інформація про об'єкт та кошторисні розрахунки .....	95
7. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА .....	110
7.1. Аналіз впливу експериментальних методик дослідження на параметри зчеплення арматури з бетоном.....	110
7.1.1. Актуальність теми.....	110
7.2. Аналіз попередніх досліджень.....	112
7.3. Загальні відомості про дослідження зчеплення арматури з бетоном .....	114
7.4. Аналіз методик дослідження зчеплення арматури з бетоном .....	120
7.5. Вплив довжини анкерування на розподіл напружень зчеплення по довжині експериментальних зразків .....	128
7.6. Види руйнування контакту арматури з бетоном при випробуваннях на висмикування .....	131
<b>ВИСНОВКИ</b> .....	136

## ВСТУП

Заготівельний цех заводу продовольчого машинобудування, будівля якого проектується в даній магістерській кваліфікаційній роботі, призначений для виготовлення деталей і вузлів, що надалі застосовуються у складі готових агрегатів харчової промисловості. Проектований цех є сучасним технологічним виробничим комплексом, оснащення якого передбачає використання високоточного обладнання, що постачається провідною голландською компанією *HESSE*, та орієнтований на виготовлення інноваційних машин і механізмів для переробної та харчової галузей.

Актуальність проектування та будівництва підприємств такого типу значно зросла в умовах повномасштабної війни в Україні. Руйнування виробничих потужностей, порушення логістичних ланцюгів та необхідність забезпечення продовольчої безпеки країни висунули перед державою та промисловістю нові стратегічні вимоги. Відновлення та розвиток вітчизняного агропромислового комплексу (АПК) потребують модернізації інфраструктури й створення високотехнологічних виробничих підприємств, здатних забезпечити повний цикл виробництва обладнання для харчової промисловості.

Зростання попиту на продукцію продовольчого машинобудування українського виробництва зумовлене низкою факторів: доступнішою вартістю у порівнянні з імпортними аналогами, коротшими термінами виробництва та сервісного обслуговування, а також відповідністю обладнання сучасним міжнародним стандартам харчової галузі. У період відбудови та переорієнтації економіки на внутрішні ресурси вітчизняне машинобудування стає ключовим елементом стійкості АПК та загальної економічної незалежності України.

Таким чином, проектування заготівельного цеху заводу продовольчого машинобудування має не лише технічну, але й стратегічну значущість. Створення подібних виробничих об'єктів сприятиме розвитку національного промислового потенціалу, зміцненню продовольчої безпеки, формуванню нових робочих місць та забезпеченню технологічної спроможності України у процесі її післявоєнної відбудови та довгострокового економічного розвитку.

# 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

## 1.1. Загальна характеристика об'єкта

### 1.1.1. Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

Ділянка під будівництво заводу приладобудування розміщена в східній частині м. Одеса по проспекту Добровольського.

Клімат Одеської 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.

### 1.1.2. Містобудівельна ситуація ділянки будівництва

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

Під час будівництва передбачається влаштування нових проїздів, які б з'єднували територію даного об'єкту будівництва з прилеглими вулицями. Проїзна частина вулиці має асфальтобетонне мощення, яке знаходиться в нормальному стані.

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

## 1.2. Генеральний план

Під час проєктування генерального плану заготівельного корпусу застосовано принцип блокування цехів із використанням функціонального зонування. Такий підхід передбачає максимально раціональне групування в межах виробничої будівлі окремих приміщень, діляниць і зон відповідно до визначених критеріїв: технологічних особливостей, рівня виробничих шкідливостей, пожежної та вибухонебезпечності, а також напрямків руху транспортних і людських потоків. Блокована схема забудови дає можливість гнучко розміщувати технологічне обладнання, зменшує необхідну площу промислової території на 30–40%, скорочує периметр зовнішніх стін до 50%, що знижує вартість будівництва на 10–15%. Крім того, зменшуються протяжність інженерних комунікацій і транспортних шляхів, а також витрати на експлуатацію будівель і благоустрій території.

Технологічний процес починається з постачання матеріалів і заготовок на склад. Для забезпечення транспортної логістики в будівлі передбачені ворота для автомобільного транспорту висотою 5,25 м і шириною 4,8 м. Через ці ж ворота можуть вивозитися виробничі відходи. Протипожежні розриви визначаються згідно з чинними нормами проєктування.

Благоустрій території підприємства спрямований на створення комфортних умов для роботи та відпочинку персоналу. На території передбачено різні типи зелених насаджень — газони, чагарники та високостовбурні дерева. Частка озеленення становить 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-якої промислової будівлі визначається специфікою технологічного процесу, що в ній реалізується. Для розміщення даного виробництва було обрано одноповерхову будівлю, висота якої становить 8,4 м та 12 м. У конструктивній схемі передбачено крок крайніх і середніх колон 12 м. Уздовж зовнішніх стін через кожні 6 м встановлюються фахверкові колони, що дає можливість використовувати лише шестиметрові стінові панелі. Для кріплення цих панелей до кутових і крайніх рядів несучих колон приварюють фахверкові стійки, виконані зі спарених двотаврових, кутникових або швелерних профілів. Основні несучі колони — залізобетонні, прямокутного перерізу  $800 \times 500$  мм.

Для огорожувальних конструкцій застосовуються шестиметрові стінові панелі заввишки 1,2 та 1,8 м, а також панелі довжиною 3 і 6 м з висотою 1,5 та 0,75 м. Товщина панелей становить 300 мм. Покриття виконано без використання прогонів: залізобетонні панелі покриття безпосередньо спираються на несучі елементи. Передбачено застосування ребристих плит покриття довжиною 12 м та шириною 3 м, а в якості головних несучих елементів — 24-метрові збірні залізобетонні ферми, розташовані з кроком 12 м.

Корпус складається з трьох суміжних прольотів розмірами в осях  $24 \times 96$  м, а також додаткового прольоту  $24 \times 72$  м, який примикає під кутом  $90^\circ$ . Освітлення у всіх прольотах комбіноване: природне забезпечується через віконні прорізи та центральний світловий ліхтар, штучне — за допомогою локальних світильників.

Внутрішньоцехове транспортування вантажів здійснюється за допомогою мостових кранів вантажопідйомністю 10 т. Основні виробничі процеси відбуваються без значних виділень тепла, пилу чи шкідливих газів, за винятком термічної дільниці, де можливе підвищене тепловиділення та газоутворення. Підприємство оснащено системами місцевого тепlopостачання, водopостачання, каналізації та електроживлення.

## 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 підсіпку з шлаку або крупнозернистого піску. Ширина підсіпки 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.

### 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. Розміри поперечного перерізу нижньої частини колони  $800 \times 500$  мм, верхньої -  $600 \times 500$  мм.

Фахверкові колони призначені для сприйняття вітрового навантаження і ваги стінового огороження. Розміри поперечного перерізу  $300 \times 300$  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 3х3 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 призначені для влаштування кранових шляхів, по яких пересуваються мостові крани, а також виконують функцію горизонтальних в'язей, що підвищують загальну просторову жорсткість будівлі. На торцевих ділянках підкранових балок встановлюються кранові упори. Кріплення підкранової балки до консолі колони здійснюється за допомогою анкерних болтів, які пропускають крізь опорний лист, попередньо приварений до опорної пластини. Додатково кріплення до колони забезпечується приварюванням вертикального листа до закладних деталей. Після виконання рихтування болтові з'єднання повністю заварюються.

Кранова рейка укладається на пружну прокладку завтовшки 8–10 мм, виготовлену з прогумованої тканини, та фіксується парними лапками, закріпленими болтами з обох боків.

Залізобетонні підкранові балки застосовуються в будівлях, обладнаних мостовими кранами вантажопідйомністю до 30 т, за умови кроку колон 6 або 12 м. У даному проекті передбачено використання 12-метрових підкранових балок 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 C25/30) 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**

Конструкції промислових будівель повинні забезпечувати належну просторову жорсткість. Для прогонних покриттів така жорсткість досягається виключно завдяки системі в'язів. В'язі поділяють на вертикальні та горизонтальні: вертикальні розміщують між колонами та частково в площині покриття, тоді як горизонтальні — лише у покритті. Окрім формування просторової жорсткості каркаса, в'язі виконують функцію сприйняття горизонтальних навантажень, зокрема вітрових та гальмівних зусиль від роботи мостових кранів.

Тип і конструкція системи в'язів визначаються висотою будівлі, прольотами, кроком колон, а також наявністю мостових кранів та їх вантажопідйомністю. У даному проєкті застосовано порталні в'язі при кроці колон 12 м, а також систему в'язів у покритті. Вибір в'язів у покритті здійснюється з урахуванням типу каркаса, конструкції покриття, висоти будівлі

та характеристик підйомно-транспортного обладнання, його вантажопідйомності та режиму експлуатації.

Вертикальні в'язі по колонах розміщені у центральній частині температурного блоку, тоді як в'язі в покритті встановлені вздовж його країв, забезпечуючи просторову стійкість та надійну роботу всієї несучої системи.

#### **1.4.10. Антикорові заходи**

Корозійна стійкість матеріалів визначається швидкістю їх руйнування під впливом агресивного середовища. Для металів цей показник зазвичай вимірюється у мм/рік, тоді як для неметалевих матеріалів він оцінюється за зміною їх основних властивостей — міцності, проникності та інших характеристик.

Підвищення довговічності конструкцій у корозійних умовах забезпечується застосуванням матеріалів, стійких до дії агресивних середовищ, а також використанням різних засобів захисту. До таких належать електрохімічні системи захисту металів, нанесення лакофарбових та інших видів покриттів. Корозійну стійкість керамічних і кам'яних матеріалів покращують шляхом просочення їх поверхневих шарів синтетичними смолами, бітумом або парафіном. Для деревини використовують бітум, мінеральні розчини чи синтетичні смоли.

Довговічність залізобетонних і бетонних конструкцій підвищують як за рахунок спеціально підібраних складів матеріалів, так і шляхом оброблення поверхні конструкцій хімічними речовинами, захисними просоченнями, покриттями або нанесенням ізоляційних плівок. Усі металеві елементи конструкцій підлягають попередній підготовці — ґрунтуванню або фарбуванню, причому поверхні перед нанесенням покриття повинні бути очищені від іржі, жирових забруднень і нерівностей.

Як антикорозійне покриття для труб у даному проєкті застосовано два шари олійно-бітумного складу, нанесеного поверх ґрунтовки.

#### **1.4.11. 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 грунтують.

### 1.5. Теплотехнічний розрахунок стінового огороження

Вихідні дані :

- Район будівництва : м. Одеса.
- Призначення будівлі – промислове виробництво.
- Режим вологості приміщення – нормальний.
- Температура внутрішнього повітря -  $t_{в} = 16^{\circ}\text{C}$  .
- Температура зовнішнього повітря -  $t_{з} = 20^{\circ}\text{C}$ .
- Прийнята огорожуюча конструкція – керамзитобетонна панель.

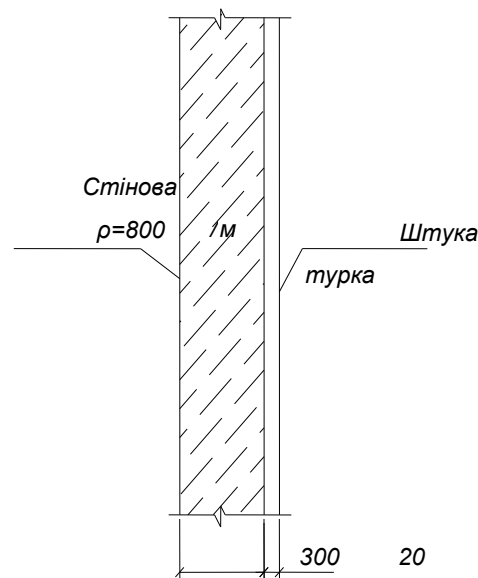


Рис. 1.1 До теплотехнічного розрахунку стіни

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. 1.2.

Таблиця 1.2

Характеристики матеріалу огорожуючих конструкцій

№	Назва матеріалу	Питома	$\lambda$	Товщина	R
---	-----------------	--------	-----------	---------	---

п/п		вага кг/м <sup>3</sup>	Вт/м <sup>2</sup> °С	шару, м	м <sup>2</sup> , °С/Вт
1	Керамзитобетон	600	0,36	0,3	0,833
2	Цементно-піщаний розчин	1600	0,85	0,02	0,024

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

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

$\alpha_a, \alpha_i$  – коефіцієнти тепловіддачі і теплосприймання;

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

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

Дана конструкція стіни придатна для застосування в промисловій будівлі.

**Висновок:** Запроектована конструкція зовнішньої стіни придатна для будівництва промислової будівлі в м. Одеса.

### 1.6. Інженерне обладнання будівлі

Електропостачання – здійснюється за допомогою заземленого мідного кабелю у гумовій ізоляції в поліхлорвінілових трубах, які покладені на стінах будівлі в спеціальних коробах. Для підключення електрообутових 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.

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

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

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

### **1.8. Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище**

На території заводу розміщено низку складів різного призначення, до більшості з яких підведені автомобільні під'їзні шляхи, що мають безпосередній вихід на залізничну магістраль м. Одеса. Поблизу підприємства проходить важлива автомобільна транспортна артерія, що забезпечує сполучення з Дніпропетровськом, Іллічівськом та Вінницею. Таким чином, завод має розвинену систему транспортних зв'язків із багатьма регіонами України.

Склади готової продукції оснащені прямими під'їзними дорогами та естакадою, що забезпечує оперативний зв'язок з виробничим корпусом і складськими приміщеннями. Поруч зі складом розташовано транспортний коридор, який поєднує його з основним виробничим цехом та адміністративно-побутовим корпусом.

Енергопостачання підприємства здійснюється від ГПП 110/10 кВ, що знаходиться поблизу території заводу, а водопостачання — від міської мережі. Завдяки такому розташуванню обрана ділянка для будівництва є особливо вигідною, оскільки практично всі необхідні інженерні та транспортні комунікації знаходяться на мінімальній відстані.

Потреби підприємства у трудових ресурсах забезпечуються населенням м. Одеси та прилеглих населених пунктів.

## 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

### 2.1. Проектування ферми сегментної прольотом 24 м

#### 2.1.1. Матеріали для проектування

Бетон класу С30/35 при  $\gamma_{b2} = 0,9$ :

$R_b = 0,9 \cdot 19,5 = 17,6$  МПа;  $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,3 = 1,2$  МПа;  $R_{bt,ser} = 1,95$  МПа);

$E_b = 31000$  МПа (з врахуванням теплової обробки).

Міцність бетону до моменту обтиску  $R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 35 = 24,5$  МПа.

Попередньо напружена арматура – стержнева класу А800:

$R_s = 815$  МПа;  $R_{s,ser} = 980$  МПа;  $E_s = 1,9 \cdot 10^5$  МПа.

Решта елементів ферми армуються ненапруженою арматурою класу А400С ( $R_s = R_{sc} = 365$  МПа – для стержнів  $d > 10$  мм;  $R_{s,ser} = 390$  МПа,  $E_s = 2,0 \cdot 10^5$  МПа) хомути із арматури класу А240С ( $R_{sw} = 175$  МПа).

#### 2.1.2. Збір навантажень та визначення зусиль в стержнях ферми

На ферму діють постійні навантаження від власної ваги конструкцій покриття та короточасні – снігові навантаження. Значення навантажень на  $1 \text{ м}^2$  обчислено в табл. 2.2.1:

Таблиця 2.2.1

Навантаження на  $1 \text{ м}^2$  покриття

N п/п	Вид навантаження	Характ-тичне навантаження $q_n$ (кПа)	Розрахункові значення навантажень			
			експлуатаційне		граничне	
			коефіцієнт надійності $\gamma_{f\dot{a}}$	значення $q_e$ (кПа)	коефіцієнт надійності $\gamma_{f_m}$	значення $q_m$ (кПа)
1	Гравій втоплений в бітумну мастику	0,36	1,0	0,36	1,3	0,468
2	Водоізол. килим 4 шари руберойду	0,15	1,0	0,15	1,3	0,18
3	Цементно – піщана стяжка, t = 2,0 см, $\rho = 2,5$	0,5	1,0	0,5	1,3	0,65

	т/м <sup>3</sup>					
4	Мінеральна вата t = 12 см, ρ = 0,25 т/м <sup>3</sup>	0,3	1,0	0,3	1,2	0,36
5	Шар пергаміну	0,08	1,0	0,08	1,3	0,096
6	Залізобетонна плита покриття (127кН)	3,53	1,0	3,53	1,1	3,883
Всього				<b>q<sub>e</sub> = 4,92</b>		<b>q<sub>m</sub> = 5,637</b>

Сумарне граничне розрахункове навантаження на ферму від ваги покриття і власної ваги ферми

$$q_{гр} = g_{гр} + G_{ф} \gamma_{fm} / L a = 5,637 + 92 \cdot 1,1 / 24 \cdot 12 = 5,988 \text{ кН/м}^2,$$

де  $G_{ф} = 92 \text{ кН}$  – власна вага ферми покриття;

$L = 24 \text{ м}$  – проліт рами;

$a = 12 \text{ м}$  – крок колон.

Вузлове навантаження на ферму від ваги покриття і власної ваги ферми

$$F_q = q_{гр} \cdot l_n \cdot a = 5,988 \cdot 3 \cdot 12 = 215,6 \text{ кН},$$

де  $l_n = 3 \text{ м}$  – ширина панелі верхнього поясу ферми.

Вузлове навантаження на ферму від ваги снігу

$$F_s = S_m \cdot l_n \cdot a = 0,92 \cdot 3 \cdot 12 = 33,2 \text{ кН},$$

де  $S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C = 1,04 \cdot 0,88 \cdot 1 = 0,92 \text{ кН}$ ,

$S_0 = 0,88 \text{ кПа}$  – характеристичне значення снігового навантаження для м. Одеса,

$C$  – коефіцієнт, який визначається за формулою

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,0$$

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який визначається за 8.7, 8.8 [4];

$C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі і визначається за 8.9 [4];

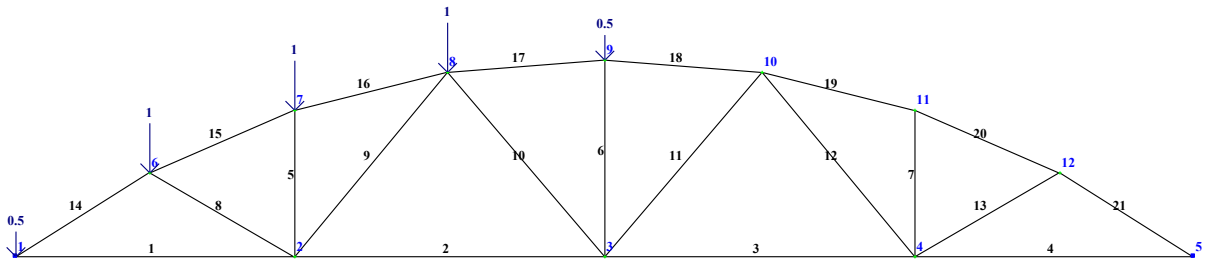
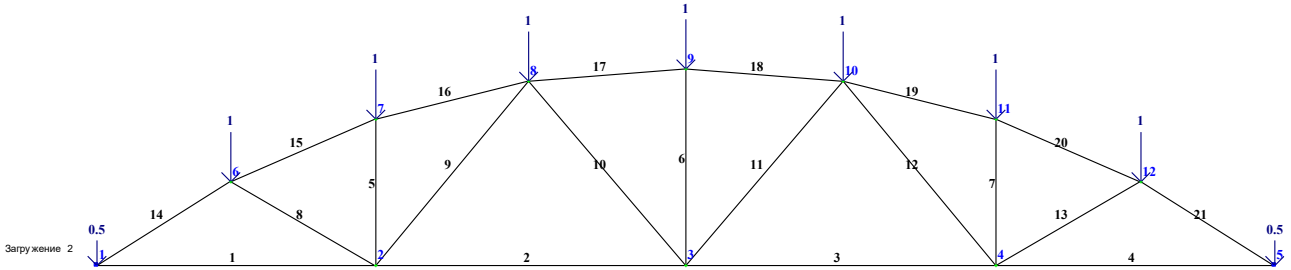
$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти, що визначається за 8.10[4].

Розрахунок ведемо в програмному комплексі ЛИРА 9.6 від одиничних значень навантажень (рис. 2.2.1), від трьох видів завантаження:

- постійне навантаження на весь проліт;
- снігове навантаження на весь проліт;
- снігове навантаження на пів прольоту.

Розрахункові значення зусиль наведені в табл. 2.2.2

Завантаження 1



Z<sub>y</sub>  
x

Рис. 2.2.1. Розрахункові схеми ферми

Z<sub>y</sub>  
x

Таблиця 2.2.2

## Зусилля в елементах ферми

Елемент	№ елемента	Зусилля від одиничних навантажень		Зусилля від діючих навантажень			Зусилля, кН
		на проліт	на ½ прольоту	Постійне $F_q=215,6$ кН	Снігове $F_s=33,2$ кН	Снігове на ½ прольоту	
Нижній пояс	1	5.55	4.01	1196.58	184.26	133.132	1380.8
	2	5.77	3.5	1244.012	191.564	116.2	1435.6
	3	5.77	2.27	1244.012	191.564	75.364	1435.6
	4	5.55	1.53	1196.58	184.26	50.796	1380.8
Верхній пояс	14	-6.55	-4.75	-1412.18	-217.46	-157.7	-1629.6
	15	-6.17	-4.17	-1330.252	-204.844	-138.444	-1535.1
	16	-5.86	-3.96	-1263.416	-194.552	-131.472	-1458.0
	17	-5.82	-2.91	-1254.792	-193.224	-96.612	-1448.0
Стійки	5	0.02	-0.31	4.312	0.664	-10.292	-6.0
	6	-0.07	-0.03	-15.092	-2.324	-0.996	-17.4
Розкоси	8	0.16	-0.2	34.496	5.312	-6.64	39.8
	9	-0.13	0.54	-28.028	-4.316	17.928	-32.3
	10	0.04	-0.92	8.624	1.328	-30.544	-21.9
	11	0.04	0.96	8.624	1.328	31.872	40.5

## 2.1.3. Розрахунок нижнього поясу ферми

Розрахунок за граничним станом першої групи. Максимальне розрахункове зусилля згідно табл. 2.2.2 приймаємо по стержню 2  $N=1435,6 \cdot 0,95=1364$  кН.

Визначаємо площу перерізу напруженої арматури при армуванні стержнями з арматури класу А-VI,  $\gamma_{s6}=1,15$

$$A_{sp} = \frac{N}{R_s \cdot \gamma_{s6}} = \frac{1364000}{815 \cdot 100 \cdot 1,15} = 14,55 \text{ м}^2.$$

Приймаємо 4Ø22 А-VI з  $A_{sp}=15,2$  см<sup>2</sup>.

Розрахунок за граничним станом другої групи. Згідно [3], конструкції з стержневою арматурою А-VI відносяться до третьої категорії тріщиностійкості.

Для розрахунку нижнього поясу на тріщиностійкість рекомендовано врахувати згинаючі моменти, що виникають в результаті жорсткості вузлів, введенням дослідного коефіцієнта  $\gamma_i=1,15$  і  $\gamma_n=0,95$ .

Розрахункове зусилля буде дорівнювати при врахуванні всіх навантажень  $\gamma_f > 1$ ,  $N = 1364$  кН; теж з коефіцієнтом  $\gamma_f = 1$ :  $N^d = \frac{1364}{1,2} = 1137 \text{ кН}$ .

При відношенні модулів пружності  $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{3,1 \cdot 10^4} = 6,1$ .

Приведена площа перерізу нижнього поясу ферми:

$$A_{\text{red}} = A + \alpha \cdot A_{\text{sp}} = 25 \cdot 30 + 6,1 \cdot 15,2 = 843 \text{ см}^2.$$

Прийняті характеристики:

- контрольне напруження за натягу арматури  $\sigma_{\text{sp}} = \frac{980}{1,05} = 933 \text{ МПа}$  .
- міцність бетону при обтиску  $R_{\text{bp}} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 35 = 24,5 \text{ МПа}$ ;
- коефіцієнт точності натягу арматури при підрахунку втрат  $\gamma_{\text{sp}} = 1$ , те ж при розрахунку виникнення тріщини  $\lambda_{\text{sp}} = 0,9$ .

Втрати попереднього напруження арматури:

### ***Перші втрати.***

- від релаксації напружень, сталі при механічному способі натягу

$$\sigma_1 = 0,1 \cdot \sigma_{\text{sp}} - 20 = 0,1 \cdot 933 - 20 = 73,3 \text{ МПа} ;$$

- від температурного перепаду при  $\Delta t = 65^\circ \text{C}$

$$\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,3 \text{ МПа};$$

- від деформації анкерів за натягу на жорсткі упори стелю до бетонування

$$\sigma_3 = E_s \cdot \frac{\Delta l}{l} = 1,9 \cdot 10^5 \cdot \frac{0,455}{2500} = 34,6 \text{ МПа} .$$

де  $\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 22 = 4,55 \text{ мм}$ ;

Зусилля обтиску бетону з врахуванням втрат  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  при  $\gamma_{\text{sp}} = 1$ .

$$P_1 = \gamma_{\text{sp}} \cdot A_{\text{sp}} \cdot (\sigma_{\text{sp}} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) \cdot (10^{-1}) = 1 \cdot 15,2 \cdot (933 - 73,3 - 81,3 - 34,6) \cdot (10^{-1}) = 1131 \text{ кН} .$$

Напруження обтиску бетону від дії зусилля  $P_1$ :

$$\sigma_{\text{Bp}} = P_1 / A_{\text{red}} = 1131000 / 843 \cdot (100) = 13,4 \text{ МПа}.$$

Відношення  $\sigma_{\text{Bp}} / R_{\text{bp}} = 13,4 / 24,5 = 0,55 < \alpha = 0,863$ ,

де  $\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{\text{bp}} = 0,25 + 0,025 \cdot 24,5 = 0,863$ ;

Від деформації бетону в наслідок швидкоплинної повзучості при  $\sigma_{\text{Bp}} / R_{\text{bp}} \leq \alpha = 0,863$  (при тепловій обробці)

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot \sigma_{\text{Bp}} / R_{\text{bp}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,55 = 29,3 \text{ МПа}.$$

Сумарні значення перших втрат

$$\sigma_{\text{los1}} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 73,3 + 81,3 + 34,6 + 29,3 = 218,5 \text{ МПа.}$$

Напруження в арматурі за врахуванням перших втрат

$$\sigma_{01} = \sigma_{\text{sp}} - \sigma_{\text{los1}} = 933 - 218,5 = 714,5 \text{ МПа.}$$

Зусилля попереднього обтиску бетону з урахуванням перших втрат

$$P_{01} = \sigma_{01} \cdot A_{\text{sp}} \cdot (10^{-1}) = 714,5 \cdot 15,2 \cdot (10^{-1}) = 1086 \text{ кН.}$$

Напруження в бетоні від дії зусилля  $P_{01}$

$$\sigma_{\text{bp}} = P_{01} / A_{\text{red}} = 1086000 / 84300 = 12,9 \text{ МПа.}$$

### *Другі втрати.*

Від усадки бетону відповідного класу підданого тепловій обробці класу  $B=35$ ;  $\sigma_8=35$  МПа;

від повзучості бетону:  $\sigma_{\text{bp}} / R_{\text{bp}} < 0,75$  МПа.

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 (\sigma_{\text{bp}} / R_{\text{bp}}) = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,55 = 70,1 \text{ МПа;}$$

Сумарні значення других втрат

$$\sigma_{\text{los2}} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 70,1 = 105,1 \text{ МПа.}$$

Повні втрати попереднього напруження

$$\sigma_{\text{los}} = \sigma_{\text{los1}} + \sigma_{\text{los2}} = 218,5 + 105,1 = 323,6 > 100.$$

Напруження в арматурі при врахуванні всіх втрат

$$\sigma_{02} = \sigma_{\text{sp}} - \sigma_{\text{los}} = 933 - 323,6 = 609,4 \text{ МПа.}$$

Розрахункове відхилення напружень при механічному способі натягу

$$\Delta \gamma_{\text{sp}} = 0,5 \cdot \frac{\Delta \sigma_{\text{sp}}}{\sigma_{\text{sp}}} \cdot \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{n}} \right) = 0,5 \cdot \frac{0,05 \cdot 933}{933} \cdot \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{6}} \right) = 0,035 < 0,1;$$

Остаточно приймаємо  $\Delta \gamma_{\text{sp}} = 0,1$ ;

Повне зусилля обтиску бетону при  $\gamma_{\text{sp}} = 1 - \Delta \gamma_{\text{sp}} = 1 - 0,1 = 0,9$  кН.

$$\begin{aligned} P_{02} &= \gamma_{\text{sp}} \cdot \sigma_{02} \cdot A_{\text{sp}} \cdot (10^{-1}) - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) \cdot A_s = \\ &= 0,9 \cdot 609,4 \cdot 15,2 \cdot (10^{-1}) - (29,3 + 35 + 70,1) \cdot 1,18 = 675 \text{ кН;} \end{aligned}$$

Зусилля, яке сприймається перерізом, нормальним до повздовжньої осі елементу, при виникненні тріщин

$$N_{\text{crc}} = \gamma_i \cdot [R_{\text{bt,ses}} \cdot (A + 2 \cdot \alpha \cdot A_s) + P_{02}] = 0,85 \cdot [1,95 \cdot (25 \cdot 30 + 2 \cdot 6,15 \cdot 0,118) + 675] = 1819 \text{ кН}$$

$$N_{\text{crc}} = 1819 \text{ кН} > N^n = \frac{1364}{1,2} = 1137 \text{ кН,}$$

де  $A_s = 1,18 \text{ см}^2$  ( $6\text{Ø}5\text{Вр-1}$ ), повздовжня арматура згинаючих сіток.

Так як  $N_{crc}=1819\text{кН} < N^n=1114\text{кН}$ , то тріщиностійкість перерізу забезпечена і тому розрахунок за розкриттям тріщин непотрібний.

### 2.1.4. Розрахунок верхнього поясу ферми

Верхній пояс працює на стиск. Максимальне розрахункове зусилля по табл. 2.2.2 в стержні 14  $N=1629,6\text{ кН}$ . Так як в зусилля в інших панелях поясу мало відрізняються від розрахункових, то для уніфікації конструктивного рішення всі елементи верхнього поясу з урахуванням  $\gamma_n=0,95$ , армуються по зусиллю  $N=1629,6 \cdot 0,95=1548\text{ кН}$ .

Прийнята арматура класу А400С,  $R_s=365\text{ МПа}$ .

Розміри перерізу верхнього поясу  $b \times h=25 \times 30\text{ см}$ , довжина панелі  $l=328,7\text{ см}$ . Орієнтовна необхідна площа перерізу верхнього стиснутого поясу

$$A = \frac{N}{0,8 \cdot (R_b + 0,03R_{SC})} = \frac{1548000}{0,8(17 \cdot (100) + 0,03 \cdot 365 \cdot (100))} = 692,3\text{ см}^2;$$

Призначаємо розміри перерізу верхнього поясу  $b \times h=25 \times 30$ .  
 $A=750\text{см}^2 > 586,3\text{ см}^2$

Випадковий початковий ексцентриситет

$$e_a \geq \frac{l_1}{600} = \frac{328,7}{600} = 0,55\tilde{n}\tilde{i} ; \text{ довжина панелі } l_1=3287\text{мм}$$

$$e_a \geq \frac{h}{30} = \frac{30}{30} = 1,0\tilde{n}\tilde{i} . \text{ Приймаємо } e_0 = e_a = 1,0\text{ см.}$$

При  $e_a < \frac{1}{8}h = \frac{30}{8} = 3,75\tilde{n}\tilde{i}$ , розрахункова довжина  $l_0=0,9\ l_1=0,9 \cdot 328,7=295,8\text{ см}$ .

Оскільки гнучкість елемента  $\frac{l_0}{h} = \frac{295,8}{30} = 9,8 > 4$  необхідно врахувати вплив прогину елемента на його міцність.

Умовна критичну силу  $N_{crc}$

$$N_{crc} = \frac{6,4 \cdot E_b}{l_0^2} \cdot \left[ \frac{I}{\varphi_l} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_l} + 0,1 \right) + \alpha \cdot I_s \right] =$$

$$\frac{6,4 \cdot 3,25 \cdot 10^4 \cdot 100}{295,8^2} \cdot \left[ \frac{56250}{2} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,248} + 0,1 \right) + 6,15 \cdot 786,5 \right] = 3931,8\tilde{e}\tilde{l} ;$$

$$\text{де } I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{25 \cdot 30^3}{12} = 56250\tilde{n}\tilde{i}^4 ;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{3,25 \cdot 10^4} = 6,15;$$

$$\varphi_l = 1 + \beta \cdot \frac{M_{1ld}}{M_1} = 1 + 1 = 2;$$

$$\mu=1;$$

$\beta=1$  – для важкого бетону,  $M_{1ld} = M_1$ ;

$$I_s = \mu \cdot b \cdot h_0 \cdot (0,5h - a)^2 = 0,01 \cdot 25 \cdot 26 \cdot (0,5 \cdot 30 - 4)^2 = 786,5 \text{ дм}^4;$$

$$\delta_e = e_0/h = 0,01/0,3 = 0,033; \text{ за п. 3.6 [3];}$$

$$\delta_{l,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{295,8}{30} - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 17 = 0,248,$$

приймаємо  $\delta_l = \delta_{l,\min} = 0,248$ .

$$\text{Коефіцієнт} \quad \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crc}}} = \frac{1}{1 - \frac{1548}{3931,8}} = 1,5,$$

тоді відстань  $e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot 1,5 + 0,5 \cdot 30 - 4 = 12,5$  см.

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону

$$\zeta_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,728}{1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,584,$$

де  $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 17 = 0,728$ ;

$\sigma_{sR} = R_s = 365$  МПа (при  $d > 10$  мм А400С).

Відносна повздовжня сила

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0} = \frac{1311000}{0,9 \cdot 17 \cdot 25 \cdot 26 \cdot (100)} = 1,318 > \zeta_R = 0,584;$$

Значення  $\alpha_s = \frac{\alpha_n (e/h_0 - 1 + \alpha_n/2)}{1 - \delta'} = \frac{1,318(12,5/26 - 1 + 1,318/2)}{1 - 0,154} = 0,218$ ;

$$\delta' = a/h_0 = 4/26 = 0,154;$$

$$\zeta = \frac{\alpha_n(1 - \zeta_R) + 2\alpha_s\zeta_R}{1 - \zeta_R + 2\alpha_s} = \frac{1,318(1 - 0,584) + 2 \cdot 0,218 \cdot 0,584}{1 - 0,584 + 2 \cdot 0,218} = 0,942 > \zeta_R = 0,584;$$

При  $\zeta = 0,942 > \zeta_R = 0,584$ , армування приймають симетричним. Необхідну площу арматури визначаємо за формулою

$$\dot{A}_s = \dot{A}'_s = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{e_0/h_0 - \zeta(1 + \zeta/2)/\alpha_n}{1 - \delta'} = \frac{1311000}{365 \cdot 100} \cdot \frac{12,5/26 - 0,942(1 - 0,942/2)/1,318}{1 - 0,154} = 4,36 \text{ см}^2;$$

Коефіцієнт армування  $\mu = \frac{2\dot{A}_s}{bh_0} = \frac{2 \cdot 4,36}{25 \cdot 26} = 0,013$ , що не на багато відрізняється від

прийнятого раніше. Отже приймаємо  $4\varnothing 16\text{A}400\text{C}$   $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ . Поперечні стержні приймаємо  $\varnothing 6\text{A}240\text{C}$  з кроком  $S = 250$  мм.

Розрахунок перерізу пояса із площини ферми не виконується, так як всі вузли ферми розкріплені.

### 2.2.5. Розрахунок елементів решітки

Розраховуємо крайні розкоси 8, які піддаються розтягу максимальним зусиллям  $N=39,8$  кН, з урахуванням коефіцієнта  $\gamma_n=0,95$ :  $N=0,95 \cdot 39,8=32$  кН.

Необхідна площа робочої арматури за умовою міцності

$$A_s = N/R_s = 32 \cdot (1000)/365 \cdot (100) = 0,88 \text{ см}^2; A_{s,\min} = 0,001 \cdot 20 \cdot 15 = 0,3 \text{ см}^2.$$

Приймаємо  $4\varnothing 10A400C$ ,  $A_s=3,14 \text{ см}^2$ .

Процент армування:  $\mu = (3,14/20 \cdot 15) \cdot (100) = 1,05\% > \mu_{\min} = 0,1\%$ .

Решта розтягнутих ат стиснутих розкосів і стояків, для яких табличні значення зусиль менші, ніж для крайніх розкосів, армуємо аналогічно  $4\varnothing 10A400C$ .

### 2.1.5. Розрахунок і конструювання вузлів ферми

Зниження розрахункового зусилля в напруженій арматурі в зоні анкеровки компенсується роботою на розтяг додаткової поздовжньої ненапруженої арматури в межах опорного вузла, площа перерізу якої визначається за формулою

$$A_s = \frac{0,2 \cdot N}{R_s} = \frac{0,2 \cdot 1312000}{365 \cdot 100} = 7,19 \text{ см}^2,$$

де  $N=1380,8 \cdot 0,95=1312$  кН – розрахункове зусилля в стержні 1 нижнього поясу з урахуванням  $\gamma_n=0,95$ .

Приймаємо  $4\varnothing 16A400C$ ,  $A_s=8,04 \text{ см}^2$ .

Довжина анкеровки  $l_{an}=35 \cdot d=35 \cdot 1,6=56$  см.

### 2.1.6. Розрахунок поперечної арматури в опорному вузлі

Розрахункове зусилля із умови міцності в похилому перерізі по лінії АВ (рис. 2.2.2):

$$N_w = \frac{N - N_{sp} - N_s}{ctg\alpha} = \frac{1312 - 759 - 224,8}{1,8} = 182 \text{ кН},$$

$$N_{sp} = R_{sp} \cdot A_{sp} \cdot l_1/l_{ap} = 815 \cdot (10^{-1}) \cdot 15,2 \cdot 49/80 = 759 \text{ кН},$$

$$N_s = R_s \cdot A_s \frac{l_{an}}{l_{an}} = 365 \cdot 10^{-1} \cdot 6,16 \cdot 1 = 224,8 \text{ кН},$$

$l_1/l_{ap}=50/49=1,2$ , що більше 1, приймаємо 1

$\alpha=29^\circ$  - кут нахилу лінії АВ,  $ctg29^\circ=1,8$ .

Площа перерізу одного поперечного стержня:

$$A_{sw} = \frac{N_w}{n \cdot R_{sw}} = \frac{182000}{14 \cdot 290 \cdot 100} = 0,448 \text{ см}^2$$

де  $R_{sw}=290$  МПа (при  $d > 10$  мм класу А400С);

$n$  – кількість поперечних стержнів у вузлі, що пересікаються лінією АВ, при двох каркасах з кроком поперечних стержнів 100 мм –  $n=2 \cdot 7=14$  шт.

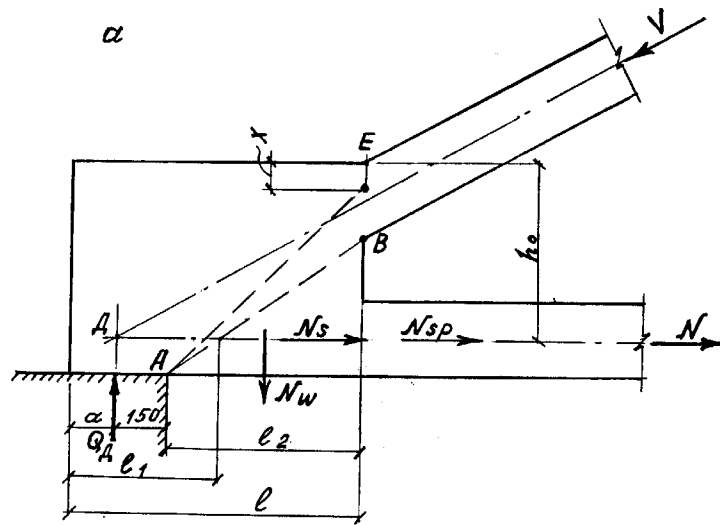


Рис 2.2.2 Опорний вузол

З конструктивних міркувань приймаємо стержні  $\varnothing 10A400C$ ,  $A_s=0,785 \text{ см}^2$ .

Із умови забезпечення міцності на згин в похилому перерізі необхідна площа поперечного перерізу стержня:

$$A_{sw} = \frac{N_1 \cdot (l_y - a) \cdot \sin \beta - N_{sp} \cdot \left( h_{op} - \frac{x}{2} \right) - N_s \cdot \left( h_{os} - \frac{x}{2} \right)}{n \cdot R_{sw} \cdot z_{sw}};$$

де  $\beta$  - кут нахилу при опорній панелі  $\text{tg} \beta = 145/290 = 0,5$  і  $\beta = 26^\circ 36''$ ;

$\sin \beta = 26^\circ 36'' = 0,448$ ;

$h_{op} = h_{os} = h - h_1/2 = 78 - 30/2 = 63 \text{ см}$ ;

$N_1 = 1629,6 \cdot 0,95 = 1548 \text{ кН}$  – зусилля в приопорному стержні;

$x$  – висота стиснутої зони бетону

$$x = \frac{N_{sp} + N_s}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{759 + 224,8}{0,9 \cdot 19,5 \cdot (10^{-1}) \cdot 25} = 22,4 \text{ нї},$$

$z_{sw} = 0,6 \cdot h_0 = 0,6 \cdot 63 = 37,8 \text{ см}$  – відстань від центру тяжіння стиснутої зони бетону до рівнодіючої зусиль в поперечній арматурі опорного вузла

$$A_{sw} \geq \frac{1548 \cdot (120 - 17) \cdot 0,448 - 759 \cdot \left( 63 - \frac{22,4}{2} \right) - 224,8 \cdot \left( 63 - \frac{22,4}{2} \right)}{14 \cdot 290 \cdot 37,8 \cdot 10^{-1}} = 0,53 \text{ нї}^2,$$

що менше прийнятого  $\varnothing 10A400C$ ,  $A_s=0,785 \text{ см}^2$  умова міцності на згин в похилому перерізі виконується.

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

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

#### 2.2.2. 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. 2.4.1)

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

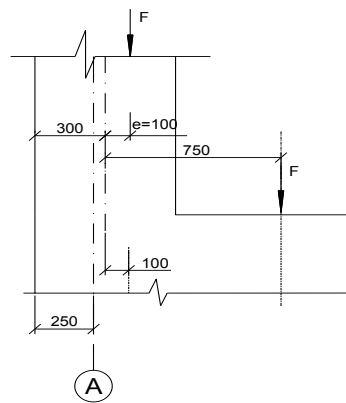


Рис. 2.4.1. До визначення ексцентриситету прикладання сил на колони

#### 2.2.3. Навантаження від ваги підкранових балок

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

Визначимо ексцентриситети

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

#### 2.2.4. Навантаження від власної ваги колони

Висоту надкранової частини колони визначаємо за формулою

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

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:

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

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

кН

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

### 2.2.5. Навантаження від маси стін та вікон

Підбираємо висоти стінових панелей та вікон (рис. 2.4.2). 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  $F_6$

$$e_5 = \frac{h_a + t_{\text{нб}}}{2} = \frac{600 + 200}{2} = -400$$

$$e_6 = \frac{h_i + t_{\text{нб}}}{2} = \frac{800 + 200}{2} = -500$$

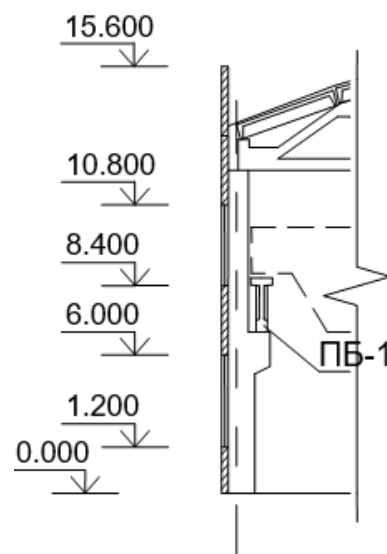


Рис. 2.4.2. Розташування стінових панелей та віконних блоків

### 2.2.6. 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:

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

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

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження, що визначається згідно з 8.5 [1], для м. Одеса 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],  $C_{alt}=1$ .

### 2.2.7. 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. 2.4.3:

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

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:

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

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за крановим навантаженням, прийнятий за 7.9 [1];

$F_0$  – характеристичне значення вертикального навантаження від двох найбільш несприятливих за впливом кранів;

$\psi = 0,85$  – коефіцієнт сполучень кранових навантажень.

Горизонтальний тиск на колесо крану

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

Горизонтальні навантаження

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

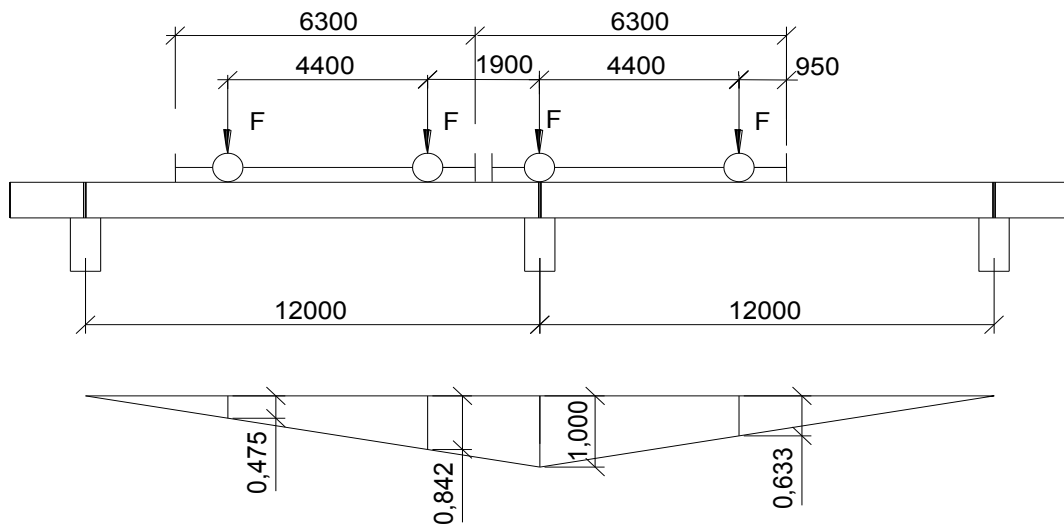


Рис. 2.4.3. Для розрахунку навантажень від кранів

## 2.2.8. 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 м. Одеса 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];

$C_{dir}$  - 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  $W_m = \gamma_{fm} W_0 C_1 \dot{a} = 1,035 \cdot 0,46 \cdot 0,32 \cdot 12 = 1,8$  кН;

2) верху колони (12,0 м)

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

3) верху стіни (15,6 м)

$$W_{m3} = \gamma_{fm} W_0 C_3 \dot{a} = 1,035 \cdot 0,46 \cdot 0,592 \cdot 12 = 3,4$$
 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  $W'_m = \gamma_{fm} W_0 C'_1 \dot{a} = 1,035 \cdot 0,46 \cdot 0,24 \cdot 12 = 1,4$  кН;

2) верху колони (12,0 м)

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

3) верху стіни (15,6 м)

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

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

З завітряної 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

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

### 2.2.9. 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

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

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

Геометричні довжини колони:

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

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

**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:

$$\text{при } y = 0, \quad K_1 = 1,713;$$

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

Реакцію  $R_B$  обчислюємо за формулою

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

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  $K_2 = 0,978$ .

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

Згинаючі 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:

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

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

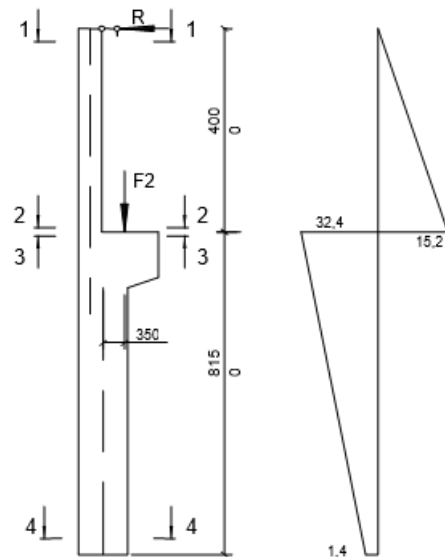


Рис. 2.4.5. До визначення зусиль від підкранової балки

### Завантаження силою від ваги колони

Зусилля  $F_3^A = 33 \text{ кН}$ , прикладене з ексцентриситетом  $a_3^A = -0,1 \text{ м}$  на віддалі  $y = \ell_2$  від верху колони.

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

Згинаючі моменти:

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

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

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

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

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

Поперечна сила  $Q_4 = -R_b = 0,3 \text{ кН.}$

### Завантаження силою від маси стінового огороження

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

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

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  $N_1 = 0$ ;  $N_2 = N_3 = N_4 = 166 \text{ кН}$ .

Поперечна сила  $Q_4 = 17,1 \text{ кН}$ .

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

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

Згинаючі моменти

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

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

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

Повздовжні сили  $N_1 = N_2 = 0$ ;  $N_3 = N_4 = 99 \text{ кН}$ .

Поперечна сила  $Q_4 = 4,6 \text{ кН}$ .

Зусилля від постійних навантажень зводимо в табл. 2.4.1 для обчислення сумарних навантажень.

Таблиця 2.4.1

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	0	0	-15,6	0	32,4	136	1,4	136	-3,8
Колона	0	0	1,2	33	-2,1	33	0,3	125	0,3
Стінові панелі на позначці	-66,4	0	2,0	166	-14,6	166	125	166	17,1
Стінові панелі на позначці	0	0	18,4	0	-31,1	99	6,4	99	4,6
<b>Сумарні</b>	-	<b>862</b>	<b>-0,2</b>	<b>1061</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

$$\hat{E} = \frac{F_s}{F_1} = \frac{133}{862} = 0,154.$$

Згинаючі 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  $K_3 = 0,389$ .

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

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  $Q_4 = -6,4 + 16,4 = 10,0$  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

$$R_{\hat{a}} = \hat{E}_4 \cdot q_w \cdot \ell = 0,348 \cdot 2,35 \cdot 12,15 = 10 \text{ еІ} .$$

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

$$R_{\hat{a}} = \hat{E}_4 \cdot q'_w \cdot \ell = 0,348 \cdot 1,76 \cdot 12,15 = 7,5 \text{ еІ} .$$

Зусилля в додатковій в'язі

$$R = \sum R_{\hat{a}} + W = 10 + 7,5 + 16 = 33,5 \text{ еІ} .$$

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 приходиться на колони крайнього ряду

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

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

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

### 2.2.10. 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 2.4.2.

Таблиця 2.4.2

Розрахункові зусилля в перерізах колони по осі 1

Переріз	Зусилля	Зусилля в перерізах колони від навантажень						Розрахункові зусилля			
		Постійні наван.	Сніго-вінаван.	Кранові (проліт А-Б)		Вітрові		$M_{\max}$ $N_{\text{відп}}$ $Q_{\text{відп}}$	$M_{\text{мін}}$ $N_{\text{відп}}$ $Q_{\text{відп}}$	$N_{\max}$ $+M_{\text{від}}$ $Q_{\text{відп}}$	$N_{\max}$ $-M_{\text{відп}}$ $Q_{\text{відп}}$
				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
4-4	M	203,7	109	5,2	$\pm 79$	256	-243	597,4	-98,3	<b>528,7</b>	71,3
	N	1388	133	510,3	0	0	0	1800,6	1796,2	<b>2004,7</b>	2004,7
	Q	38,2	3,1	-14,1	$\pm 10,0$	35,4	-30,7	73,6	-11,8	<b>57,8</b>	-1,8
$\gamma_{fm}/\gamma_{fe}$		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

## 2.3. Розрахунок колони по осі 1

### 2.3.1. Матеріали для проектування

Для проектування колони використовуємо такі матеріали:

Характеристики міцності бетону і арматури

Бетон класу C20/25 ( $R_b=14,5$  МПа;  $R_{bt}=1,05$  МПа;  $E_b = 2,7 \cdot 10^4$  МПа).

Арматура поздовжня класу арматуру A500C з  $R_s= 450$  МПа,  $E_s = 1,9 \cdot 10^5$  МПа і поперечна класу A240C, ( $R_{sw}=175$  МПа).

## 2.4. 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:

$$M_{\text{ід}} = -0,2 \text{ кНм};$$

$$N_{\text{ід}} = 1061 \text{ кН}.$$

Переріз надкранової частини колони  $b \times h = 50 \times 60$  см при  $a=a'=4$  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:

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

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:

$$R_b = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 \text{ МПа}, \quad R_{bt} = 1,05 \cdot 0,9 = 0,95 \text{ МПа}.$$

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження

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

Значення відносного ексцентриситету:

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

$$\delta_{l,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{800}{60} - 0,01 \cdot 13,05 = 0,236,$$

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

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

Знайдемо співвідношення

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

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

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

$$\frac{6,4 \cdot 27000 \cdot 10^3}{8,0^2} \cdot \left[ \frac{900000 \cdot 10^{-8}}{2,4} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,236} + 0,1 \right) + 70980 \cdot 10^{-8} \right] = 5231 \text{ кН};$$

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

Приймаємо симетричне армування і обчислюємо необхідну площу арматури.

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

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

Коефіцієнт

Обчислюємо граничну висоту відносної стиснутої зони бетону

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

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

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

$$A'_s = \frac{\gamma_n \cdot N \cdot e - \alpha_R \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2}{R_{sc} \cdot (h_0 - a')} = \frac{0,95 \cdot 1,1408 \cdot 0,387 - 0,411 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 0,50 \cdot 0,54^2}{450 \cdot (0,54 - 0,04)} = -0,0017 \text{ см}^2 < 0.$$

Переріз арматури  $A'_s$  призначаємо конструктивно так, як по розрахунку

$$\text{стиснута арматура непотрібна } A'_s = 0,0025 \cdot 50 \cdot 54 = 6,75 \text{ см}^2.$$

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

Обчислюємо значення коефіцієнта  $\alpha_0$

$$\alpha_0 = \frac{\gamma_n \cdot N \cdot e - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,95 \cdot 1,1408 \cdot 0,387 - 450 \cdot 7,6 \cdot 10^{-4} \cdot (0,54 - 0,04)}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 0,5 \cdot 0,54^2} = 0,215$$

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

Площу розміщеної арматури визначаємо за формулою

$$A_s = \frac{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot \zeta \cdot b \cdot h_0 - N \cdot \gamma_n}{R_s} + A'_s = \frac{0,9 \cdot 14,5 \cdot 0,245 \cdot 0,50 \cdot 0,54 - 1,1408 \cdot 0,95}{450} + 7,6 = 7,596 \text{ см}^2.$$

В розтягнутій зоні арматура по розрахунку потрібна.

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

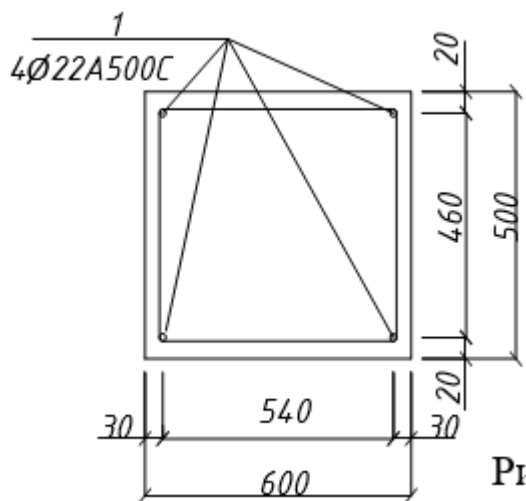


Рис. 2.5.1. Переріз надкранової частини колони

### 2.4.1. 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:  $l_0 = 1,5 \cdot H_{\text{н}} = 1,5 \times 8,15 = 12,225$  м

$$\lambda = l_0 / i = 1222,5 / 33,2 = 37 > 14; \quad i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{80^2}{12}} = 23,1 \text{ см.}$$

Необхідно врахувати вплив прогину елемента на величину ексцентриситету поздовжньої сили.

Значення початкових ексцентриситетів:

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

Умовна критична сила:

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

$$= \frac{6,4 \cdot 27000}{12,225^2} \cdot \left[ \frac{2133333 \cdot 10^{-8}}{1,56} \cdot \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,262} + 0,1 \right) + 181440 \cdot 10^{-8} \right] = 25417 \text{ кН};$$

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

$$\delta_l = e_0 / h = 0,12 / 0,8 = 0,15;$$

$$\delta_{l,\text{min}} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{1222,5}{80} - 0,01 \cdot 13,05 = 0,262,$$

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

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

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

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

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

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

Коефіцієнт:

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

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

Так як  $\bar{\varphi}_n = 0,261 < \xi_R = 0,577$  ;

$$\varphi_n = \frac{N \cdot e}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{2,0047 \cdot 0,506}{14,5 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot 0,76^2} = 0,174$$

$$A_s = A_s^1 = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\varphi_n - \bar{\varphi}_n (1 - 0,5 \bar{\varphi}_n)}{1 - \delta} = \frac{14,5 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot 0,76}{450} \cdot \frac{0,174 - 0,261 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,261)}{1 - 0,053} = -0,0008 < 0$$

Приймаємо мінімальне необхідне армування  $A_s = A_s^2 = 0,005 \cdot 50 \cdot 76 = 19$  см<sup>2</sup>.

**Приймаємо 4Ø25A500C  $A_s = 19,64$  см<sup>2</sup>.**

Крім того призначаємо конструктивну арматуру 2Ø10 A500C.

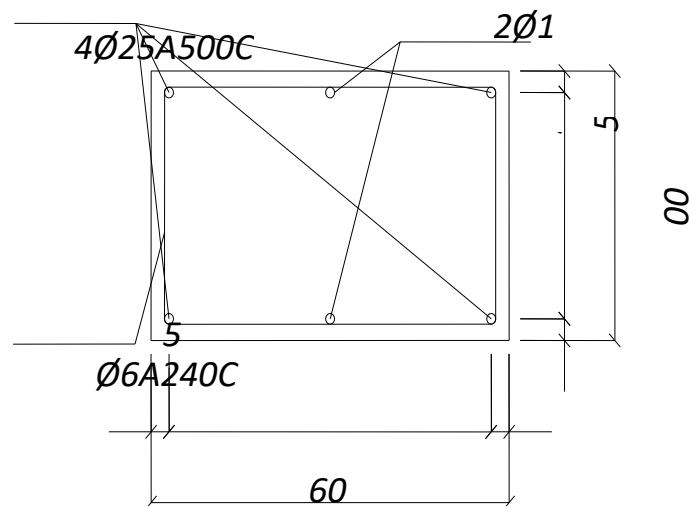


Рис. 2.5.2. Переріз підкранової частини колони

#### 2.4.2. Розрахунок підкранової консолі

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

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

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

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

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

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  $\operatorname{tg}\theta=(1,06-0,04)/0,05 = 20,4$ . 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

$$\sigma_{los} = \frac{Q_c}{b \cdot l_{sup}} = \frac{646,3 \cdot 10^{-3}}{0,40 \cdot 0,34} = 4,75 \text{ МПа} < R_b = 14,5 \text{ МПа}.$$

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

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

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

Приймаємо  $3\varnothing 14 \text{ A500C } A_s = 4,62 \text{ см}^2$ .

В стиснутій зоні таке ж армування. Поперечну арматуру приймаємо конструктивно  $\varnothing 6 \text{ A240C}$  з кроком 150 мм.

## 2.5. Розрахунок ребристої попередньо-напруженої плити покриття

### 2.5.1. Дані для проектування

Потрібно виконати розрахунок і конструювання збірної залізобетонної попередньо-напруженої плити (ребристої) покриття розміром  $3 \times 12 \text{ м.}$

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 проволочки класу Вр-I, плоскі сітки поперечних ребер – з цієї проволочки 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 В30:  $R_b=17$  МПа;  $R_{bt}=1,2$  МПа;  $R_b=22$  МПа;  $R_{bt,ser}=1,8$  МПа;  $E_b=29000$  МПа;
- Арматура А600С:  $R_s=680$  МПа;  $R_{sc}=400$  МПа;  $R_{s,ser}=785$  МПа;  $E_s=190000$  МПа;  $\alpha_s=6,55$ ;
- Арматура А400С:  $R_s=R_{sc}=365$  МПа;  $E_s=200000$  МПа;  $\alpha_s=6,9$ ;
- Арматура Вр-I 3 мм:  $R_s=R_{sc}=375$  МПа;  $R_{s\omega}=270$  МПа;
- Арматура Вр-I 4 мм:  $R_s=R_{sc}=365$  МПа;  $R_{s\omega}=265$  МПа;
- Арматура Вр-I 5 мм:  $R_s=R_{sc}=360$  МПа;  $R_{s\omega}=260$  МПа;  $E_s=170000$  МПа;  $\alpha_s=5,86$  (при всіх діаметрах арматури Вр-I );
- Арматура А240С:  $R_s=225$  МПа.

### 2.5.2. Збір навантажень

Постійне навантаження див. табл. 2.2.1. п 2.2.2.

### 2.5.3. 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 арматури 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;  $l_2/l_1=2,71/1,285=2,11$ .

Дію зосередженого навантаження від ваги робочого з інструментом не враховуємо (при відсутності снігового навантаження), оскільки при такій схемі навантаження і заданих розмірах плити виникають заздалегідь менші згинальні моменти.

$\Delta A_{S1}$  і  $\Delta A_{S2}$  – площі перерізу арматури, 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 арматури, яка в повздожньому 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,  $h_{0 I}=1,4$  см,  $h_{0 II}=1,75$  см. Приймавши 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.

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

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

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

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

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  $\Delta A_{S1} = 0,000052 \text{ м}^2 = 0,52 \text{ см}^2$ ;  
 $\Delta A_{S2} = 0,35 \cdot 0,52 = 0,182 \text{ см}^2$ .

Для крайнього прольоту:  $0,9 \cdot 0,004014 \cdot 1,285^2 \cdot (3 \cdot 2,71 - 1,285) / 12 = [(2 \cdot 5,548 + 5,11 + 0) \cdot 2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179) \cdot 1,285] \cdot \Delta A_{S1}$ , звідси  $\Delta A_{S1} = 0,000064 \text{ м}^2 = 0,64 \text{ см}^2$ ;  $\Delta A_{S2} = 0,35 \cdot 0,64 = 0,22 \text{ см}^2$ .

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

#### 2.5.4. Розрахунок поперечних ребер

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

По конструктивним вимогам (без розрахунку) середнє поперечне ребро передбачаємо висотою 250 мм з подвоєною кількістю арматури для збільшення просторової жорсткості плити.

Визначення навантажень і зусиль.

Розрахунковий проліт прийнятий рівним відстані між осями повздовжніх ребер  $l=2,84$  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:  $g_d=0,5(0,16+0,04) \cdot (0,15-0,03) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1=0,314$  кН/м;

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

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

Згинаючий момент в середині прольоту:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} - \frac{q_1 \cdot a^2}{6} = \frac{8,770 \cdot 2,84^2}{8} - \frac{8,456 \cdot 0,75^2}{6} = 5,819 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Поперечна сила на опорі:

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

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  $h'_f=3$  см  $> 0,1h=1,5$ см;

$b'_f=b+\frac{2 \cdot l}{6}=\frac{2 \cdot 2,84}{6}=0,16+\frac{2 \cdot 2,84}{6}=1,107$  см. Середня ширина ребра  $b=0,5 \cdot (0,16+0,04)=0,1$ м. Приймаючи  $a=2,5$  см, отримуємо робочу висоту ребра  $h_0=0,125$  м. оскільки навантаження малої сумарної протяжності відсутні, приймаємо  $\gamma_{b2}=0,9$ , тоді:

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

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

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

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

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 враховуємо як для прямокутного перерізу шириною

$$b=b'_f=1,107 \text{ м};$$

$$B_0 = \frac{0,00582}{(15,3 \cdot 1,107 \cdot 0,125^2)} = 0,022 < B_R = 0,413;$$

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

$$A_s = \frac{0,00582}{(365 \cdot 0,989 \cdot 0,125)} = 0,000129 \text{ м}^2 = 1,29 \text{ см}^2;$$

$$\text{Приймаємо } 1 \cdot 12 \text{ A400C}; A_s=1,131 \text{ см}^2.$$

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  $C=2,5h_0=0,3125$ 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.

### 2.5.5. 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 опорі:  $Q=0,5\cdot 21,29\cdot 11,84=98,86$  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:

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

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:

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

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

$$; B_R = 0,51 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,51) = 0,38;$$

З умови  $M \leq R_b \cdot b' \cdot h' \cdot (-0,5 \cdot h'_j) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} \cdot A'_{sp} \cdot (h_0 - a'_{sp})$   
 $M_{fn} = 15,3 \cdot 2,95 \cdot 0,03 \cdot (0,41 - 0,5 \cdot 0,03) = 0,539 \text{ МН} \cdot \text{м} > M = 0,29264 \text{ МН} \cdot \text{м}$

Звідси границя стиснутої зони проходить в полиці і переріз розраховуємо як прямокутник шириною  $b = b'_f = 2,95 \text{ м}$ . Площу перерізу попередньо напруженої арматури в поздовжніх ребрах визначаємо без врахування ненапруженої арматури.

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:

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

Приймаємо  $\gamma_{SG} = 1,15$ .

Визначаємо площу перерізу попередньо напруженої арматури поздовжніх

ребер:  $A_{SP} = \frac{M - R_s \cdot A_s \cdot \nu \cdot h_0}{\gamma_{sb} \cdot R_s \cdot \nu \cdot h_0} = \frac{0,2926 - 0}{1,15 \cdot 680 \cdot 0,981 \cdot 0,41} = 0,00093 \text{ м}^2 = 9,3 \text{ см}^2$ . Приймаємо  $2 \cdot \downarrow 25 \text{ A600C}$ ,  $A_{sp} = 9,82 \text{ см}^2$ .

#### 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* і  $Q \leq Q_{bn} = \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \text{ м}^2 / \text{C}$ , 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:

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

Оскільки тимчасове навантаження – еквівалентне, то

$$q_l = g + \frac{P}{2} = 12,47 + \frac{4,23}{2} = 14,59 \text{ кН/м. Перевіряємо умову } q_l \leq 0,16 \cdot \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot (1 \pm 2,5 \cdot \operatorname{tg} \beta).$$

Оскільки  $q_l = 14,59 \text{ кН/м} < 0,16 \cdot 1,5(1 + 0,47) \cdot 1,08 \cdot 0,24 = 0,0914 \text{ МН/м} = 91,4 \text{ кН/м}$ , приймаємо  $C = C_{\max} = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 0,41 = 1,025 \text{ м}$ .

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

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 напруженої арматури забезпечується конструктивними засобами.

### 2.5.6. Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу плити

Використовуємо еквівалентний переріз з врахуванням прийнятої кількості напруженої 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

$$Y_{red} = \frac{0,061638}{0,2} = 0,308 \text{ м}; \quad h - Y_{red} = 0,455 - 0,308 = 0,147 \text{ м}.$$

Відстані від центра ваги приведенного перерізу до центру ваги арматури  $A_{sp}$  і  $A'_{sp}$ :  $Y_{sp} = 0,308 - 0,045 = 0,263 \text{ м}$ ;  $y'_G = 0,455 - 0,308 - 0,016 = 0,131 \text{ м}$ .

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  $W_{red,b} = \frac{0,0046}{0,308} = 0,01494 \text{ м}^3$ , те саме для верхньої грані  $W_{red,t} = \frac{0,0046}{0,147} = 0,03129 \text{ м}^3$ .

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

Визначаємо момент опору приведенного перерізу плити з врахуванням недружніх деформацій розтягнутого бетону. Якщо розтягнута зона розміщена внизу перерізу, з умови  $S'_{b0} + \alpha_s \cdot S'_{s0} - \alpha \cdot S_{s0} = (h-x) \cdot A_{bt}/2$  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  $x=0,147 \text{ м}$ ;  $h-x=0,308 \text{ м}$ .

$$\text{По формулі } W_{pl} = \frac{2 \cdot (I_{b0} + \alpha_s \cdot I_{s0} + \alpha_s \cdot I'_{s0})}{h-x} + S_{b0},$$

при  $I_{b0} = (2,95-0,24) \cdot 0,03^3/12 + (2,95-0,24) \cdot 0,03 \cdot (0,147-0,015)^2 + 0,24 \cdot 0,147^3/3 = 0,001677 \text{ м}^4$ ;

$$\alpha_s \cdot I_{s0} = 0,008 \cdot (0,308-0,045)^2 = 0,00056 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I'_{s0} = 0,0015 \cdot (0,147-0,016)^2 = 0,000026 \text{ м}^4;$$

$$S_{b0} = 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,308^2 = 0,011384 \text{ м}^3; \text{ отримаємо:}$$

$$W_{pl,b} = 2 \cdot (0,001677 + 0,00056 + 0,000026) / (0,308 + 0,011384) = 0,02595 \text{ м}^3.$$

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  $x=0,279 \text{ м}$ ;  $h-x=0,176 \text{ м}$ .

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

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

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

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

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

### 2.5.7. 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  $\sigma_2 = 0$ .

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 :

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

Попереднє напруження арматури перед обтиском бетону:  $\sigma_{sp} = 740 - 164 = 576$  МПа.

Зусилля попереднього напруження:  $P_0 = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 576 \cdot 0,000982 = 0,57$  МН.

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

$$\sigma_b = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 \cdot C_{0p} \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}, \text{ при } M_d = 0:$$

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

Оскільки  $R_{bp} = 0,7 \cdot 30 = 21$  МПа і  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{12,9}{21} = 0,614 < 0,95$ , 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:

$$\sigma_{bp} = \frac{0,57}{0,2} + \frac{(0,71 \cdot 0,263 - 0,08443) \cdot 0,263}{0,0046} = 8,70 \text{ МПа}$$

Оскільки  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8,70}{27} = 0,414 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,775$ , то  $\sigma_b = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,414 = 14,1$  МПа. Звідси перші втрати  $\sigma_{cos} = 164 + 14,1 = 178,1$  МПа.

Напруження в бетоні при обтиску на рівні центру ваги перерізу верхньої (ненапруженої) арматури

$$\sigma'_{bp} = \frac{0,57}{0,2} + \frac{(0,57 \cdot 0,263 - 0,08443) \cdot 0,131}{0,0046} = 0,99 \text{ МПа}$$

Напруження у верхній арматурі від невиднонатікаючої повзучості

$$\sigma'_s = \frac{0,85 \cdot 40 \cdot 0,99}{21} = 1,6 \text{ МПа}$$

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  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ . Для попередньо напруженої арматури  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} < 0,75$ , 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  $\sigma'_g = \frac{0,85 \cdot 150 \cdot 0,99}{21} = 6,01$  МПа, сумарні (з врахуванням напруження від повзучості):  $\sigma'_s = 1,6 + 34 + 6,01 = 41,61$  МПа  $\approx 42$  МПа.

### 3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

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

На будівельному майданчику розміром 173,4x219,4 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							
			ПГЕ-1, ґрунтово-рослинний	ПГЕ - 2			ПГЕ - 3			ПГЕ - 4			ПГЕ - 5									
1	2	3		№ ґрунту	Товщ ина ПГЕ, м			№ ґрунту	Товщи на ПГЕ, м			№ ґрунту	Товщ ина ПГЕ, м			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	У св. №1	У св. №2				У св. №3			
59,72	59,75	58,92	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

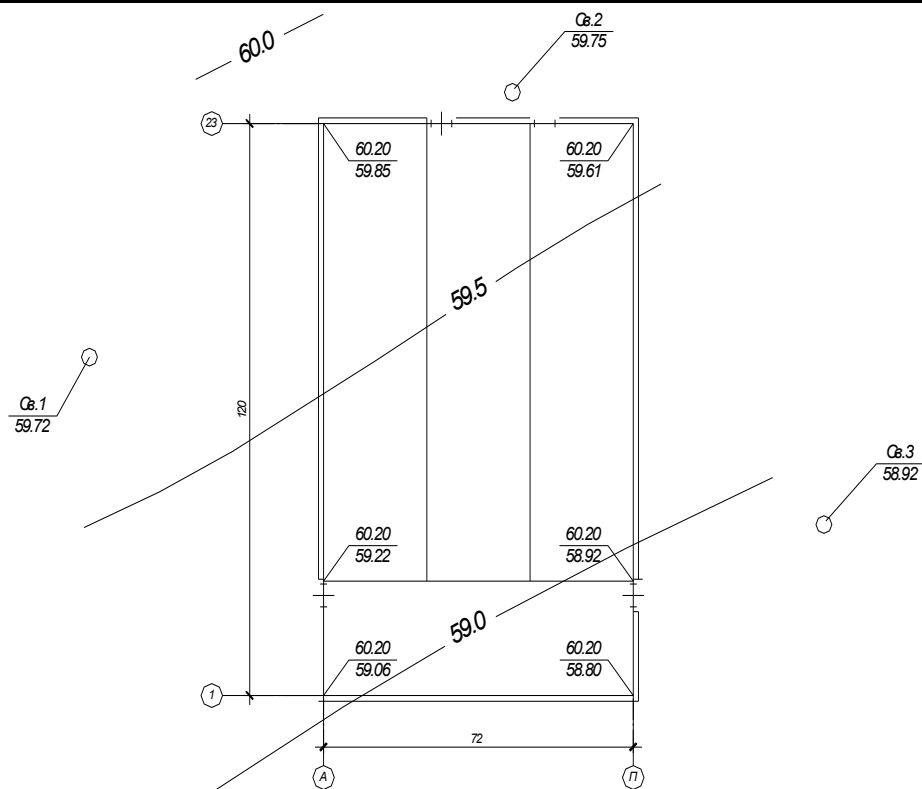


Рис. 3.1. Схема горизонталей і розміщення свердловин на будівельному майданчику

### 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	$\varphi$ , град	c, кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{sl}$ 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.



										г/см <sup>3</sup>	г/см <sup>3</sup>		кПа	град	
-	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  $\varphi$  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

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

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

$$\operatorname{tg} \varphi_I = \frac{\operatorname{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \frac{\operatorname{tg} 12^0}{1,15} = 0,18; \quad \varphi_I = 11^0;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{12}{1,5} = 8 \text{ кПа};$$

$$\gamma_I = \frac{\rho \cdot 10}{\gamma_g} = \frac{1,72 \cdot 10}{1,05} = 16,38 \text{ кН/м}^3.$$

#### Для ІГЕ-4

$$\varphi_{II} = 14^0; \quad c_{II} = 14 \text{ кПа};$$

$$\gamma_{II} = \rho \cdot 10 = 1,88 \cdot 10 = 18,8 \text{ кН/м}^3;$$

$$\operatorname{tg} \varphi_I = \frac{\operatorname{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \frac{\operatorname{tg} 14^0}{1,15} = 0,22; \quad \varphi_I = 12^0;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{14}{1,5} = 9,33 \text{ кПа};$$

$$\gamma_I = \frac{\rho \cdot 10}{\gamma_g} = \frac{1,88 \cdot 10}{1,05} = 17,9 \text{ кН/м}^3.$$

#### Для ІГЕ-5

$$\varphi_{II} = 32^0; \quad c_{II} = 1 \text{ кПа};$$

$$\gamma_{II} = \rho \cdot 10 = 1,97 \cdot 10 = 19,7 \text{ кН/м}^3;$$

$$\operatorname{tg} \varphi_I = \frac{\operatorname{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \frac{\operatorname{tg} 32^0}{1,1} = 0,57; \quad \varphi_I = 30^0;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{1}{1,5} = 0,67 \text{ кПа};$$

$$\gamma_I = \frac{\rho \cdot 10}{\gamma_g} = \frac{1,97 \cdot 10}{1,05} = 18,76 \text{ кН/м}^3.$$

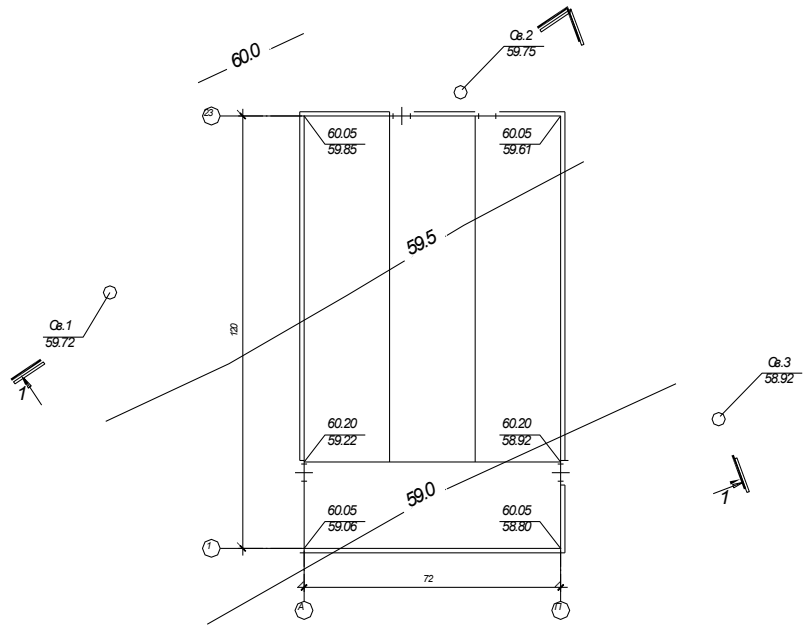
Дані лабораторних аналізів та дані розрахунків для всіх ІГЕ зводимо в таблицю 3.5. Та викреслюємо інженерно-геологічний розріз.

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.	$\gamma_t$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_{II}$ , кН/м <sup>3</sup>	$\phi_L$ , град	$\phi_{II}$ , град	c <sub>t</sub> , кПа	c <sub>II</sub> , кПа	Відносне просідання при тиску p, кПа			E, кПа
																		100	200	300	
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

Нбаї а ді ці іу ай іу ді қабабаеуї еб пабаеї аеї



ї ааї ади і - ааї еї ааї еб ді қоїс 1-1

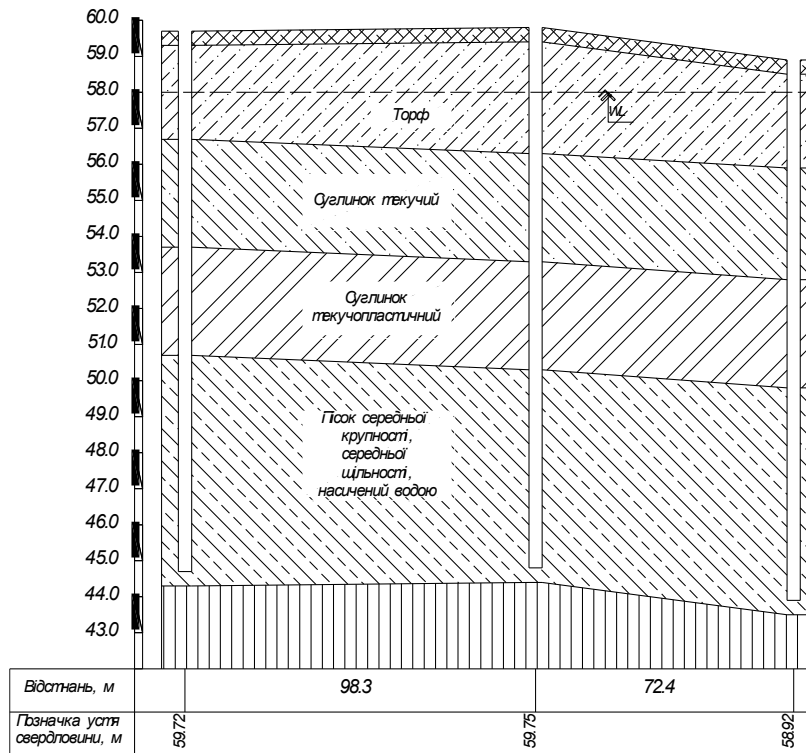


Рис. 3.2. Інженерно-геологічний розріз

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

Для будівництва заводу виділено вільний від забудов майданчик прямокутної форми в плані розмірами  $b = 173,4i$  ,  $l = 219,4i$  . 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. 2.4.2 (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), конструктивної схеми проектованої будівлі, величини та характеру

навантажень, що діють на фундамент, приймаємо варіант пильових фундаментів.

Пильові фундаменти проектуємо в наступному порядку:

1. Приймаємо в проекті забивні залізобетонні призматичні палі квадратного перерізу заводського виготовлення.
2. Спосіб забивки пиль – дизель-молотом.
3. З конструктивних міркувань приймаємо глибину закладення ростверку  $d = 2,0 \text{ м}$ , висота ростверку 500 мм.
4. Защемлення пиль в ростверку – жорстке.
5. Виходячи з інженерно-геологічних умов, приймаємо занурення нижніх кінців пиль в ІГЕ-5, при цьому палі матимуть довжину 10 м, переріз – 30x30 см, площа поперечного перерізу –  $A = 0,09 \text{ м}^2$ ; периметр –  $U = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{ м}$ , марка палі ПН 100.30.
6. Визначаємо несучу здатність палі за виразом

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

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

$\gamma_{CR}$  – коефіцієнт умови роботи під нижнім кінцем палі, визначається з табл.3 СНиП 2.02.03-85,  $\gamma_{CR} = 1,0$ .

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

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

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

Таблиця 3.6

Розрахункова схема до розрахунку несучої здатності  
вісячої палі та допоміжна таблиця

№ ІГЕ	Назва ґрунту	Товщина, м	$l_L$		№ 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			1	1,4		
ІГЕ-3	Суглинок текучий насичений водою	3.1	1.12		2	2,0	5.5	11.0
					3	1,1	6.0	6.6
					4	2,0	7.0	14.0
ІГЕ-4	Суглинок текучопластичний насичений водою	3.0	0.91		5	1,0	7.0	7.0
					6	2,2	65.8	144.8
ІГЕ-5	Ґсок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	6.4						
						$\gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i = 183.4$		

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

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.

10. Визначаємо кількість палей:

**по осі 1**

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

Приймаємо 6 палей (рис. 3.3).

**по осі А**

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

Також приймаємо 6 палей (рис. 3.3).

11. Проектуємо ростверки з врахуванням всіх конструктивних вимог

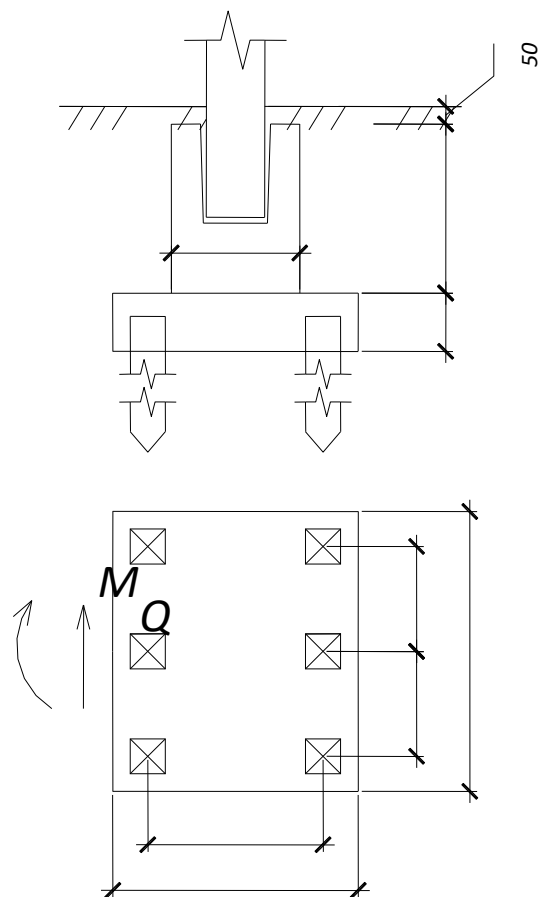


Рис. 3.3. Схема розміщення палей

12. Перевіряємо фактичне завантаження палей:

**по осі 1**

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

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

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

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

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

**по осі А**

$$N = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} = 24,0 + \frac{1864,6 + 111}{6} = 353,3 \text{ кН} < P = 423,6 \text{ кН};$$

$$N_{\max} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_{I,x} + Q_{I,y}h)y}{\sum y_i^2} = 24,0 + \frac{1864,6 + 111}{6} + \frac{(55,5 + 15,5 \cdot 2,0) \cdot 0,9}{0,9 \cdot 4} = 374,9 \text{ кН} < 1,2P = 508,3 \text{ кН};$$

$$N_{\min} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_{I,x} + Q_{I,y}h)y}{\sum y_i^2} = 24,0 + \frac{1864,6 + 111}{6} - \frac{(55,5 + 15,5 \cdot 2,0) \cdot 0,9}{0,9 \cdot 4} = 331,7 \text{ кН} > 0.$$

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

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

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

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

$$a = 25 \text{ Дж} / \text{кН}.$$

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

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

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

де  $\mathcal{E}_D$  – 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

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

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

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

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

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

Отже, обраний дизель-молот для занурення палі придатний.

## **4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА**

### **4.1. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА МОНТАЖ ФЕРМ ПОКРИТТЯ**

#### **4.2. Область застосування**

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

Вага ферми – 9,2т.

Вага плит покриття – 7,0т.

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

#### **4.3. Організація і технологія виконання робіт**

1. До початку монтажу залізобетонних ферм і плит покриття необхідно виконати такі підготовчі роботи:

- завершити всі загальнопідготовчі операції;
- улаштувати тимчасові дороги з покриттям, що забезпечує безпечне та безперешкодне пересування автотранспорту і гусеничних кранів від постійних шляхів до зони монтажу;
- змонтувати освітлення всієї території забудови, проїздів та робочих місць;
- завезти й підготувати всі необхідні матеріали, вироби та монтажне оснащення;
- розташувати в зоні монтажу ферм інвентар та обладнання, необхідне для безпечного виконання робіт;
- забезпечити ознайомлення інженерно-технічного персоналу з технологічною картою та проектом виконання робіт.

2. Під час монтажу ферм і плит покриття безпосередньо з транспортних засобів конструктивні елементи доставляються на об'єкт згідно з погодженим графіком та монтуються одразу, без складування на приоб'єктних майданчиках.

3. Якщо монтаж здійснюється з приоб'єктних складів, конструкції слід розміщувати в зоні дії крана у такій кількості, щоб забезпечити безперервність монтажних робіт.
4. Ферми та плити покриття монтуються з приоб'єктних складів за допомогою траверси Т7; ферми встановлюються гусеничним краном.
5. Перша змонтована ферма до моменту розстроповування фіксується у двох точках.
6. Друга та крайня ферми встановлюються разом із двома розпірками, які забезпечують зв'язування вже змонтованої ферми з тією, що монтується. Інвентарні розпірки, монтажні люльки, страховий канат і стропи кріпляться до ферми ще до її піднімання. Під час монтажу плит покриття розпірки, люльки та страховий канат поступово демонтуються.
7. Крайові плити покриття повинні бути обладнані інвентарною огорожею.
8. Для забезпечення доступу монтажників до монтажних вузлів і для обслуговування монтажних операцій використовуються телескопічні вишки.



#### 4.3.2. 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.

#### 4.3.3. Матеріально-технічні ресурси

Табл. 4.2 Потреба в матеріально-технічних ресурсах

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

Табл. 4.4 Машини, обладнання, механізований інструмент, інвентар і пристрої

№ п/п	Найменування	Тип	Марка	К-ть
1	Монтажний кран	на	МКГ-40	2
2	Телескопічні вишки	-	-	4
3	Траверса Q=20т	-	T7	2
4	Траверса Q=2,5т	-	T8	2
5	Інвентарні розпірки	-	M1	8
6	Страховий тріс	-	Ф11	30п.м
7	Зварювальний апарат	-	СТЭ-34	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	Молотки	-	-	10шт

#### 4.3.4. Контроль якості

Таблиця 4.5 Вимоги до контролю якості

№ 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

## **5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА**

### **5.1. Терміни будівництва, перелік робіт і заходи підготовчого періоду**

Загальний термін будівництва заготівельного цеху, згідно СНиП 1.04.03.89 та “Розрахункових показників для визначення тривалості будівництва” визначений у 9,0 місяців; в тому числі підготовчий період – 1,0 місяць.

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

- Провести високоточні геодезичні спостереження за існуючими поблизу будівлями та огорожею.
- Виконати інженерно-геологічні вишукування, спрямовані на визначення характеристик ґрунтової основи.
- По периметру будівельного майданчика влаштувати огороження та тимчасові піддашки шириною 1 м із північної сторони відповідно до вимог ГОСТ 12.4.059-89 «Ограждения предохранительные инвентарные. Общие технические условия», а також обладнати ворота згідно з ГОСТ 23407-78 та будівельним генеральним планом.
- Облаштувати тимчасові споруди та приміщення, зокрема: кімнату виконроба, побутові приміщення для робітників, склади та санітарні вузли в інвентарних будівлях.
- Підготувати внутрішньомайданчикові тимчасові дороги та майданчики для складування будівельних матеріалів і конструкцій; визначити місце розташування бетонозмішувальної установки; встановити вказівні та заборонні знаки, що регламентують напрямки руху, місця розвороту транспорту та небезпечні зони, відповідно до будженплану та розд. П.10.
- Позначити всі небезпечні зони знаками відповідно до ГОСТ 12.4.026–78 і нанесенням попереджувальних написів установленної форми.
- Оформити ордер на виконання земляних робіт, погодивши його з усіма зацікавленими експлуатуючими організаціями.

- Зняти родючий шар ґрунту, забезпечивши відведення поверхневих вод за межі будівельного майданчика відповідно до рельєфу території.
- Підключити тимчасові інженерні мережі, необхідні для періоду будівництва, до існуючих систем; встановити розподільчі електрощити.
- Підготувати всі необхідні механізми для виконання земляних, монтажних та загальнобудівельних робіт.
- Створити запас будівельних матеріалів і конструкцій, достатній для забезпечення безперебійної роботи протягом 5–10 днів.
- Організувати зовнішнє освітлення території об'єкта.
- Розмістити первинні засоби пожежогасіння на території будівельного майданчика.
- Забезпечити охорону будівельного майданчика на весь період виконання робіт.
- розмістити на будмайданчику первинні засоби пожежогасіння;
- забезпечити охорону будівельного майданчика.

#### 4.1.1 Підрахунок обсягів та трудомісткості робіт

Таблиця 4.1.1.

№ з/п	Назва робіт	Обсяг робіт		Норма часу на один люд.год маш.год	Витрати праці на весь обсяг робіт люд.дні маш.зміни
		Одиниця виміру	Кількість одиниць		
1	2	3	4	5	6
1	Розроблення ґрунту бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 1	1000 м <sup>3</sup>	13,89	= 43,16	= 74,94
2	Планування площі 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 одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 1 [1-1,2] м <sup>3</sup> , група ґрунтів 1	1000 м <sup>3</sup>	0,58	<u>18,76</u> 133,01	<u>1,36</u> 9,64
4	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом	1000 м <sup>3</sup>	0,32	<u>16,26</u> 99,72	<u>0,65</u> 3,99

	місткістю 1 [1-1,2] м3, група ґрунтів 1				
5	Розробка ґрунту вручну в траншеях шириною понад 2 м і котлованах площею перерізу до 5 м2 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 м3	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 6т	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
15	Установлення в одноповерхових будівлях кроквяних ферм прогоном до 24 м, масою до 10 т, при довжині плит покриття до 12 м, при висоті будівель до 35 м	100 шт	0,27	<u>4060,00</u> 2706,66	<u>137,03</u> 91,35
16	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах плит покриття довжиною до 12 м, площею до 40 м2, 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 м2, 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 м2 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 панелей зовнішніх стін довжиною більше 7 м, площею до 15 м2 при висоті будівель до 25 м	100 шт	0,8	<u>2160,50</u> 980,87	<u>216,05</u> 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 відкриття	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 підстилаючих щебневих шарів	м <sup>3</sup>	1296	<u>10,24</u> 2,98	<u>1658,88</u> 482,76
30	Улаштування підстилаючих бетонних шарів	м <sup>3</sup>	259,2	<u>11,56</u> -	<u>354,54</u> -

### 5.1.1. Методи виконання робіт

При виконанні будівельно – монтажних робіт необхідно керуватися:

- проектом організації будівництва і проектом виконання робіт;
- СНиП на виконання і приймання будівельних робіт;
- Правилами по техніці безпеки у відповідності СНиП III-4-80\* та розділу II.5. даного ПВР;
- ДБН А 3.1-5-2016 „Організація будівельного виробництва” та іншими інструктивними матеріалами по будівельному виробництву.

### Земляні роботи

Земляні роботи виконуються за кресленнями робочого проекту з дотриманням норм та правил, передбаченими СНиП 3.02.01 – 87\* “Земляные сооружения, основания и фундаменты”. До початку виконання робіт необхідно місця перетину тимчасових доріг з існуючими підземними мережами підсилити збірними залізобетонними дорожніми плитами.

Крім того, розпочинати земляні роботи необхідно тільки при наявності ордеру на дозвіл їх проведення, який погоджується з експлуатуючими організаціями. В ордері має бути вказаний термін початку та

завершення земляних робіт в зоні діючих підземних мереж та на проїзній частині вулиць та тротуарів.

Розробку ґрунту під фундамент рекомендується виконувати екскаваторами “ зворотна лопата ” ЭО – 3322 ( ЭО – 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 трапах. При влаштування основи, повинні бути прийняті заходи, що забезпечують відведення атмосферних вод з будівельного майданчика.

Засипання виконувати одночасно з пошаровим ущільненням ручними пневмотрамбівками.

Ущільнювати ґрунт необхідно при оптимальній вологості.

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

### **Бетонні роботи**

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

На підготовлену основу обов’язково складається акт прихованих робіт.

При бетонуванні конструкцій необхідно дотримуватись вимог СНиП III-4-80\* (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;
- об’єм виконання робіт;
- дати виготовлення контрольних зразків, їх число, маркування і результат випробування;
- температура бетонної суміші при її вкладанні в холодних умовах.

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

- підтримувати температурно - вологісний режим, який забезпечує покращення якості бетону;
- 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 x 3 м, t = 0,18 м.

### **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.

### **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 СНиП III-20-74, розд. Р3.1; Р3.2; Р 3.3. 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.

### **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  $+8^{\circ}\text{C}$ .

### **Методи виконання робіт в зимовий період**

Будівельні роботи в зимових умовах виконувати із дотриманням вимог СНиП 3.02.01-87, 3.03.01-87.

### **Земляні роботи**

Грунт, що підлягає розробці в зимовий період, зберігають від промерзання до настання морозів шляхом накривання теплоізоляційними матеріалами. Розробку ґрунту при незначних обсягах робіт (під час доробки) при товщині мерзлого шару 0,15 - 0,25 м проводити вручну з попереднім розрихленням.

При невеликих об'ємах розрихлення рекомендується застосовувати відбійні молотки. Крім того, необхідно виконувати вимоги СНиП III-4-80\* (п.п. 9.18 - 9.20). При зворотному засипанні лід і сніг із насипу викидають, брили мерзлого ґрунту розбивають.

### Бетонні роботи

При мінімальній добовій температурі зовнішнього повітря  $0^{\circ}$  бетонна суміш повинна готуватись на підігрітій воді. До підігріву наповнювачів вдаються тоді, коли тепло, яке вводиться у бетон з гарячою водою, буває недостатньо.

застосування добавок – прискорювачів твердіння;  
попередній електропрогрів бетонної суміші перед вкладанням;  
електропрогрівання або обігрівання вкладеної суміші.

### Кам'яні роботи

Мурування цегляних стін в зимових умовах повинно виконуватися з дотриманням вимог **розділу 7 СНиП 3.03.01.-87**.

Якість матеріалів для цегляного мурування зведеного в зимових умовах повинна підлягати систематичному контролю шляхом лабораторних випробувань.

### Монтажні роботи

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

#### 5.1.2. Вибір монтажних механізмів

Вибір монтажних кранів здійснюємо за такими монтажними характеристиками:

- необхідна вантажопід'ємність  $Q_m$ :

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

$$Q_{m_2} = Q_k + Q_{np} = 7,0 + 1,08 = 8,08m$$

- висоти підйому гака  $H_m$ :

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

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

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

$H_z = 0,5m$  - запас за висотою, м;

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

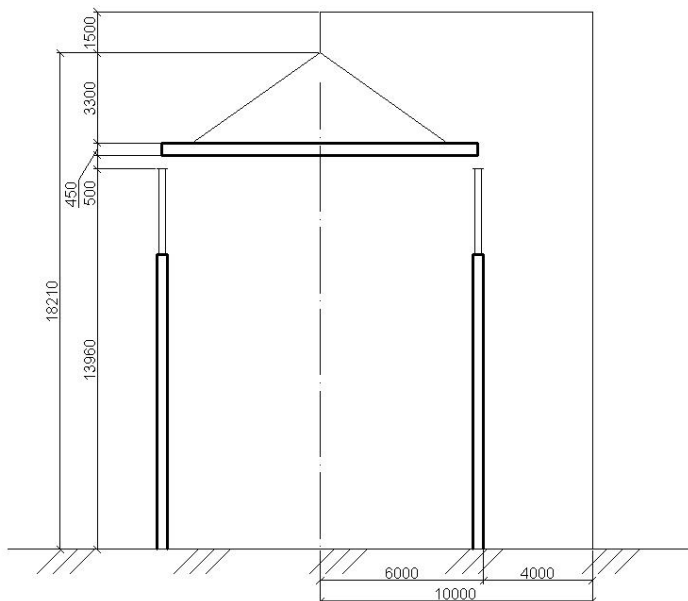


Рис. 5.1. Схема для визначення параметрів монтажних пристроїв

Табл. 5.3 Технічні характеристики вибраних кранів

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

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

## 5.2. Сітковий графік будівництва

Сітковий графік виконання робіт складений на основі підрахунку об'ємів будівельно-монтажних робіт, а також калькуляції. Сітковий графік, а також техніко-економічні показники розміщено на аркуші 11 МКР.

Табл. 5.4 Карточка-визначник робіт і ресурсів сіткового графіка

Код роботи	Характеристика робіт		Об'єм робіт		Трудоємність, люд.-дні	Виконавець		Кількість зм.на добу	Основні механізми	
	Найменування	Термін виконання, днів	Одиниця виміру	Кількість одиниць		Бригада, професія	Кількість людей у зміні		Найменування	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	Підготовчий період	19	-	-	768,84	Робітники	20	2	-	-
	Зрізання рослинного шару ґрунту	19	1000м <sup>3</sup>	13,89	74,94	Машиніст	2	2	Бульдоз.	2
	Розробка ґрунту <i>I захв.</i>	3	1000м <sup>2</sup> 1000м <sup>3</sup> 1000м <sup>3</sup>	23,12 0,29 0,16	11,30	Машиніст и	2	2	Екскав.	2
	Розробка ґрунту <i>II захв.</i>	3	1000м <sup>2</sup> 1000м <sup>3</sup> 1000м <sup>3</sup>	23,12 0,29 0,16	11,30	Машиніст и	2	2	Екскав.	2
	Доробка ґрунту <i>I захв.</i>	4	100м <sup>3</sup>	0,93	63,69	Робітники	8	2		
	Доробка ґрунту <i>II захв.</i>	4	100м <sup>3</sup>	0,93	63,69	Робітники	8	2		
	Влаштування фундаментів та гідроізоляції <i>I захв.</i>	14	100м <sup>3</sup> 100м <sup>3</sup> 100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	1,03 2,94 0,77 14,33	533,25	Бетонув. гідроізол ювальник	20	2	-	-
	Влаштування фундаментів та гідроізоляції <i>II захв.</i>	14	100м <sup>3</sup> 100м <sup>3</sup> 100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	1,03 2,94 0,77 14,33	533,25	Бетонув. гідроізол ювальник	20	2	-	-
	Монтаж колон <i>I захв.</i>	7	100шт.	0,4	129,49	Монтаж.	10	2	кран	1
	Монтаж колон <i>II захв.</i>	7	100шт.	0,4	129,49	Монтаж.	10	2	кран	1
	Монтаж фундаментних балок <i>I захв.</i>	4	100шт.	0,23	37,85	Монтаж.	5	2	кран	1
	Монтаж фундаментних балок <i>II захв.</i>	4	100шт.	0,23	37,85	Монтаж.	5	2	кран	1
	Засипка траншей і котлованів <i>I захв.</i>	1	1000м <sup>3</sup>	0,145	0,55	Машиніст	1	2	Бульдоз.	1
	Засипка траншей і котлованів <i>II захв.</i>	1	1000м <sup>3</sup>	0,145	0,55	Машиніст	1	2	Бульдоз.	1
	Монтаж технологічного обладнання	41	%	8	1230,15	Робітники	15	2	-	-
	Монтаж підкранових балок <i>I захв.</i>	6	100шт.	0,39	167,65	Монтаж.	15	2	кран	1
	Монтаж підкранових балок <i>II захв.</i>	6	100шт.	0,39	167,65	Монтаж.	15	2	кран	1
	Монтаж кроквяних ферм <i>I захв.</i>	4	100шт.	0,20	101,51	Монтаж.	15	2	кран	1
	Монтаж кроквяних ферм <i>II захв.</i>	4	100шт.	0,20	101,51	Монтаж.	15	2	кран	1
	Монтаж плит покриття та бортових плит <i>I захв.</i>	8	100шт.	1,56	227,73	Монтаж.	15	2	кран	1
	Монтаж плит покриття та бортових плит <i>II захв.</i>	8	100шт.	1,56	227,73	Монтаж.	15	2	кран	1
	Монтаж стін, панелей <i>I захв.</i>	19	100шт.	2,53	542,73	Монтаж.	15	2	кран	1
	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 підстиляючих 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 підстиляючих 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	Малярні	10	2	-	-
Малярні роботи <i>I захв.</i>	9	100м <sup>2</sup> 100м <sup>2</sup>	19,2 24,4	174,93	Малярні	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	-	-

### 5.3. 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.

#### 5.3.1. Опис будгенплану

Будівельний генеральний план розроблено на період зведення надземної частини проєктованого цеху. На плані наведено розміщення тимчасових споруд таким чином, щоб забезпечити раціональну організацію пішохідних потоків із мінімальним перетинанням їх із вантажними маршрутами.

Під час виконання робіт передбачено обмеження повороту стріли крана МКГ-40. Окрім штатного автоматичного обмежувача, що встановлює кут

повороту  $135^\circ$ , необхідно додатково встановити попереджувальні знаки на висоті 50–60 см від рівня землі. Знаки повинні бути пофарбовані люмінесцентною фарбою та розташовані під кутом  $45^\circ$ , щоб бути добре видимими з кабіни кранівника.

Побутові приміщення розташовано з північно-східного боку будівельного майданчика (поз. 2). До місця робіт передбачено пішохідні доріжки шириною 1–1,5 м. Побутові будівлі виконані у вигляді пересувних контейнерних модулів, а склади і навіси — у вигляді збірно-розбірних інвентарних конструкцій. Розташування споруд вибрано таким чином, щоб вони не потрапляли у небезпечну зону роботи крана.

Освітлення будівельного майданчика забезпечується прожекторами, встановленими по його кутах і додатково одним прожектором у зоні виконання робіт. Тимчасове електроживлення підводиться від існуючої кабельної мережі до стаціонарної опори, що розташована на північ від будівлі. Для освітлення застосовується прожектор заливаючого світла ПЗС-35 з лампою потужністю 500 Вт.

Тимчасове водопостачання будмайданчика виконується від колодязя (свердловини), розташованого на території будівництва, із встановленням водоміру В-100 та пожежного гідранта (див. БГП, арк. 12). На плані передбачена мережа водопостачання з пожежним гідрантом, питним фонтанчиком, водозбірними кранами та підведенням води до пунктів приймання їжі.

Водовідведення тимчасового характеру здійснюється у наявний каналізаційний колодязь, який знаходиться з південного боку будівельного майданчика.

### **5.3.2. 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:

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

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

Загальна кількість людей:

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

Табл. 4.5. Розрахунок тимчасових споруд

№ з/п	Найменування інвентарних споруд	Один. вим.	Нормативні показники	Розрахункова кількість робітників	Площа, м <sup>2</sup>
1.	Виконробська	м <sup>2</sup>	4,0	10	18
2.	Побутові приміщення (чол)	м <sup>2</sup>	0,6	82	18
3.	Побутові приміщення (жін)	м <sup>2</sup>	0,06	115	18
4.	Сушилка	м <sup>2</sup>	0,25	115	27
5	Туалет	м <sup>2</sup>	0,14	115	10

Табл. 4.6. Експлікація тимчасових споруд

№ з/п	Назва споруд	Розрах. площа, м <sup>2</sup>	Розміри в плані, м	К-ть, шт.	Корисна прийнята площа, м <sup>2</sup>	Констр. характер	Шифр типового проекту
1	Виконробська	40,0	6 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

### 5.3.3. 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 ( $\text{м}^2$ ; т; шт.);  $T$  - тривалість виконання робіт згідно календарного графіка.

Таблиця 4.7 Розрахунок площі складів

Назва матеріалів	Од. вим.	Потреба в матеріалах		Запас матеріалів			Площа складу				Вид складу
		На весь об'єм $Q$	Добова, $Q_{\text{д}}$	К-нт нерівномірн. $K_{\text{н}}$	Норма в днях $N$	Розрахун. площі, $Q_{\text{р}}$	Норма розрах. площі $F_{\text{р}}$	К-нт врахув. проходів, $b$	Коеф-т нерівномірності спож. $K_{\text{с}}$	Потрібна площа, $F_{\text{н}}$	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Збірні з/б елементи	$\text{м}^3$	667,9	19,1	1,3	7	38,2	1,1	0,6	1,1	76,4	відкритий
Бітум	т	46,1	11,0	1,3	12	0,4	0,4	0,6	1,1	0,8	навіс
Лакофарбувальні матер.	кг	2106,6	167,4	1,3	1,87	2,8	0,4	0,5	1,1	1,0	закритий
Щебінь	$\text{м}^3$	142,3	204,0	1,3	5,0	10,8	1,0	0,6	1,1	68,0	відкритий
Гравій	$\text{м}^3$	84,9	19,1	1,3	7	38,2	1,1	0,6	1,1	76,4	відкритий
Будівельний пісок	$\text{м}^3$	13,3	130,6	1,3	0,5	2,616	1,0	0,6	1,1	43,53	відкритий
Заповнювачі	$\text{м}^3$	27,4	24,7	1,3	0,5	4,94	1,0	0,6	1,1	82,3	відкритий
Цемент	т	30,3	25,8	1,3	2,5	1,038	0,8	0,4	1,1	2,58	закритий
Вапно	т	41,92	3,0	1,3	8	15	1,1	0,9	0,4	1,1	закритий
Цегла	т.шт	38,5	10,9	1,3	7	43,6	1,0	0,6	1,1	82,7	відкритий
Столярні	$\text{м}^2$	650,2	64,3	1,3	8	142,1	0,41	0,4	1,1	283,12	навіс

вироби											
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

#### 5.3.4. Розрахунок водопостачання

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

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

Сумарні розрахункові витрати води визначаються:

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

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

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

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

Витрати води на виробничі потреби:

$$Q_{\text{вир}} = K_2(\Sigma V_{1q} K_2),$$

де  $Q K_2$  - коефіцієнт на невраховані роботи;

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

$K_1$  - коефіцієнт нерівномірності використання води в зміну.

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

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

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

$K_2$  - коефіцієнт нерівномірності споживання води;

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

$N_1$  - норма споживання води на 1 людину у зміну;

$N_2$  - норма споживання води на одну людину 20 л.

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

Середні виробничі витрати води на виконання робіт:

для роботи крана при добовій витраті води 15 л/с;

для обробки бетону та опалубку 15 л/м<sup>2</sup>;

коефіцієнт нерівномірності використання води в зміну;

для роботи крана  $K_1=2,0$ ;

для виробничих потреб  $K_2=1,6$ ;

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

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

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

Норма споживання води на одне прийняття душу:

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

л/с .

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

Розрахункові витрати води приймаються по більшому значенню:

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

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  $d = 100$  мм;

$V = 2$  м/с - швидкість руку води.

### 5.3.5. 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:

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

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

$P_c$  – силова потужність на технологічні потреби;

$P_r$  – потужність силових споживачів, кВт;

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

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

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

Силова потужність на силові потреби:

- для стрілового крану 137,2 кВт;  $\cos \varphi = 0,7$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;
- для бетононасосу 17 кВт;  $\cos \varphi = 0,7$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;
- для розчинопомпи СО-69-1,1 кВт;  $\cos \varphi = 0,6$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;
- електрофарбопульт СО-22-0,18 кВт;  $\cos \varphi = 0,4$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;
- розчинобетонозмішувачі – 2 кВт; СО-22-0,18 кВт;  $\cos \varphi = 0,4$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;
- мозаїчно-шліфувальна машина СО-426=1,5 Вт;  $\cos \varphi = 0,6$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;
- електрозварювальний апарат 15 кВт;  $\cos \varphi = 0,4$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ ;
- машина для стружки паркетних та дерев'яних підлог СО-59-0,8 кВт;  $\cos \varphi = 0,6$ ;  $K_{\text{п}} = 0,5$ .

Потужність для внутрішнього освітлення робочих місць:

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

- для складів  $P_{\text{вн}} = 0,015 \text{ кВт/м}^2$ ;  $K_{\text{п}} = 0,35$ .

Розрахункова потужність трансформаторної підстанції Р дорівнює:

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

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

### 5.3.6. 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.;
9. Довжина тимчасового огороження –	213,5	м.пог.;
10. Коефіцієнт використання площі території будівництва –	10%	

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

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  $K_2$  - 17%

## **6. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА**

### **6.1. Загальна інформація про об'єкт та кошторисні розрахунки**

Будівництво розташоване на території Одеської області.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (РЕКН) (ДБН Д.2.2-99);

- Збірника єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, вироби та конструкції (ЗЄКЦ-97) (ДБН IV-4-97);

Вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Держбуду України.

Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатка 3 до ДБН Д.1.1-1-2000.



Будова - Заготівельний цех заводу продовольчого машинобудування  
Шифр проекту - 285755

**Локальний кошторис № 2-1-1**  
Заготівельний цех заводу продовольчого машинобудування

Основа:  
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 15497,267 тис. грн.  
Кошторисна трудомісткість 161,807 тис.люд.-год.  
Кошторисна заробітна плата 2336,457 тис. грн.  
Середній розряд робіт 3,5 розряд

Складений в поточних цінах станом на "2 травня" 2016 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
									тих, що обслуговують машини	
				заробітної плати	в тому числі заробітної плати			в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	E1-24-1	Розроблення ґрунту бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 1 1000м3	13,89	<u>2556,01</u> --	<u>2556,01</u> 672,88	35503	-	<u>35503</u> 9346	- 43,16	- 600
2	E1-30-1	Планування площ бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] за 1 прохід 1000м2	46,23	<u>91,67</u> --	<u>91,67</u> 24,13	4238	-	<u>4238</u> 1116	- 1,55	- 72
3	E1-17-1	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами однокерованими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 1 [1-1,2] м3, група ґрунтів 1 1000м3	0,58	<u>7952,11</u> 213,30	<u>7738,81</u> 2259,50	4612	124	<u>4488</u> 1311	<u>18,76</u> 133,01	<u>11</u> 77
4	E1-12-1	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 1 [1-1,2] м3, група ґрунтів 1 1000м3	0,32	<u>5739,94</u> 184,88	<u>5555,06</u> 1672,17	1837	59	<u>1778</u> 535	<u>16,26</u> 99,72	<u>5</u> 32
5	E1-163-1	Розробка ґрунту вручну в траншеях шириною понад 2 м і котлованах площею перерізу до 5 м2 з кріпленнями при глибині траншей і котлованів до 2 м, група ґрунтів 1 100м3	1,85	<u>6504,95</u> 6504,95	- -	12034	12034	- -	<u>550,80</u> -	<u>1019</u> -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
6	E1-27-1	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 1 1000м3	0,29	<u>1795,17</u> --	<u>1795,17</u> 472,59	521	-	<u>521</u> 137	- 30,32	- 9
7	E6-1-1	Улаштування бетонної підготовки 100м3	2,05	<u>7272,42</u> 4451,36	<u>2814,61</u> 852,16	14908	9125	<u>5770</u> 1747	<u>391,50</u> 49,73	<u>803</u> 102
8	E6-1-7	Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення під колони об'ємом до 10 м3 100м3	5,88	<u>25882,46</u> 12134,04	<u>13725,22</u> 4188,22	152189	71348	<u>80704</u> 24627	<u>971,50</u> 247,64	<u>5712</u> 1456
9	C123-514-У	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм м2	218	<u>27,30</u> --	- -	5951	-	- -	- -	- -
10	C1424-11600	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 40 мм м3	600	<u>726,42</u> --	- -	435852	-	- -	- -	- -
11	C147-4-14	Стрижнева арматура А-III, діаметр 14 мм 100кг	193,6	<u>911,90</u> --	- -	176544	-	- -	- -	- -
12	E7-1-15	Укладання фундаментних балок довжиною до 6 м 100шт	0,24	<u>24957,51</u> 14974,88	<u>9657,15</u> 3338,52	5990	3594	<u>2318</u> 801	<u>1087,50</u> 211,76	<u>261</u> 51
13	C1424-11621	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 10 до 20 мм м3	0,73	<u>777,42</u> --	- -	568	-	- -	- -	- -
14	C1425-11681	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М50 м3	0,101	<u>767,89</u> --	- -	78	-	- -	- -	- -
15	C1411-9131	Балки фундаментні трапецеїдального перерізу, довжина до 6 м, клас бетону В15 м3	41	<u>1988,90</u> --	- -	81545	-	- -	- -	- -
16	E7-1-16	Укладання фундаментних балок довжиною більше 6 м 100шт	0,22	<u>46869,51</u> 21563,82	<u>24703,45</u> 8501,68	10311	4744	<u>5435</u> 1870	<u>1566,00</u> 556,88	<u>345</u> 123
17	C1424-11621	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 10 до 20 мм м3	1,088	<u>777,42</u> --	- -	846	-	- -	- -	- -
18	C1425-11681	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М50 м3	0,1964	<u>767,89</u> --	- -	151	-	- -	- -	- -
19	C1411-9131	Балки фундаментні трапецеїдального перерізу, довжина до 6 м, клас бетону В15 м3	74,8	<u>1988,90</u> --	- -	148770	-	- -	- -	- -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
20	E8-4-3	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна обклеювальна в 2 шари 100м2	1,535	<u>4834,71</u> 844,82	<u>322,64</u> 107,63	7421	1297	<u>495</u> 165	<u>63,52</u> 8,62	<u>98</u> 13
21	E8-4-7	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна бітумна в 2 шари по вирівненій поверхні бутового мурування, цеглі, бетону 100м2	28,65	<u>1075,77</u> 933,98	<u>110,53</u> 36,87	30821	26759	<u>3167</u> 1056	<u>67,00</u> 2,95	<u>1920</u> 85
22	E7-5-20	Установлення колон прямокутного перерізу у стакани фундаментів споруд при масі колон до 6 т 100шт	0,8	<u>76316,45</u> 35271,71	<u>40475,22</u> 13987,24	61053	28217	<u>32380</u> 11190	<u>2589,70</u> 864,89	<u>2072</u> 692
23	C111-1529	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42 Т	0,03168	<u>20452,39</u> --	- -	648	-	- -	- -	- -
24	C111-987	Фасонний гарячекатаний прокат із сталі вуглецевої звичайної якості марки Ст3кп, кутовий рівнополічковий, товщина 11-30 мм, ширина полицки 180-200 мм Т	0,54288	<u>9611,70</u> --	- -	5218	-	- -	- -	- -
25	C121-601	Колони одновіткові крайнього ряду, маса 1 п.м від 0,076 до 0,1 т Т	468	<u>1059,77</u> --	- -	495972	-	- -	- -	- -
26	C121-605	Колони одновіткові середнього ряду, маса 1 п.м від 0,076 до 0,1 т Т	150	<u>1059,77</u> --	- -	158966	-	- -	- -	- -
27	E7-12-16	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 100шт	0,13	<u>228972,74</u> 60697,00	<u>93978,58</u> 27782,41	29766	7891	<u>12217</u> 3612	<u>4060,00</u> 1693,63	<u>528</u> 220
28	E7-12-18	Установлення в одноповерхових будівлях кроквяних ферм прогоном до 24 м, масою до 10 т, при довжині плит покриття до 12 м, при висоті будівель до 35 м 100шт	0,27	<u>274929,62</u> 60697,00	<u>139935,46</u> 45281,85	74231	16388	<u>37783</u> 12226	<u>4060,00</u> 2706,66	<u>1096</u> 731
29	C1412-746	Ферми кроквяні безроскісні для малоуклонної покрівлі, прогін 24,0 м, ФБМ24І-2 шт	40	<u>14588,50</u> --	- -	583540	-	- -	- -	- -
30	E7-13-17	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах плит покриття довжиною до 12 м, площею до 40 м2, при масі кроквяних і підкроквяних конструкцій до 15 т, при висоті будівель до 25 м 100шт	2,16	<u>54470,81</u> 17916,61	<u>31414,47</u> 9586,81	117657	38700	<u>67855</u> 20708	<u>1331,10</u> 627,80	<u>2875</u> 1356

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
31	C1424-11633	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача 10 мм і менше м3	19	<u>777,42</u>	-	14771	-	-	-	-
32	C111-857	Руберойд підкладний з пиловидною засипкою РПП-300Б м2	80	<u>5,18</u>	-	414	-	-	-	-
33	C1414-7732	Плити покриттів ребристі із важкого, а також легких бетонів щільністю 1600 кг/м3 та більше при відстані між осями поперечних ребер до 0,11 довжини плити, ширина 3 м, довжина 12 м, розрахункове навантаження понад 1200 кгс/м2 м2	7776	<u>365,81</u>	-	2844539	-	-	-	-
34	E7-13-8	<i>Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах плит покриття довжиною до 6 м, площею до 20 м2, при масі кроквяних і підкроквяних конструкцій до 15 т, при висоті будівель до 25 м</i>	0,96	<u>30596,53</u> <u>10645,32</u>	<u>17641,47</u> <u>5336,82</u>	29373	10220	<u>16936</u> <u>5123</u>	<u>800,40</u> <u>343,34</u>	<u>768</u> <u>330</u>
35	C112-58	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 32,40 мм, IV сорт м3	5,82944	<u>849,62</u>	-	4953	-	-	-	-
36	C1424-11632	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В10 [М150], крупність заповнювача 10 мм і менше м3	20,6	<u>777,42</u>	-	16015	-	-	-	-
37	C111-857	Руберойд підкладний з пиловидною засипкою РПП-300Б м2	141,8	<u>5,18</u>	-	735	-	-	-	-
38	C111-1529	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42 т	0,0512	<u>20452,39</u>	-	1047	-	-	-	-
39	C1414-7713	Плити покриттів ребристі із важкого, а також легких бетонів щільністю 1600 кг/м3 та більше, ширина 3 м, довжина 6 м, розрахункове навантаження 1001-1200 кгс/м2 м2	1728	<u>332,92</u>	-	575286	-	-	-	-
40	E7-9-14	<i>Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах балок підкранових масою до 12 т, при масі колон до 15 т і висоті будівлі до 25 м</i>	0,54	<u>236745,91</u> <u>53157,00</u>	<u>97670,27</u> <u>28931,96</u>	127843	28705	<u>52742</u> <u>15623</u>	<u>3770,00</u> <u>1824,97</u>	<u>2036</u> <u>985</u>
41	C121-626	Балки підкранові складеного перерізу із стінкою, укріпленою ребрами, прогоном до 12 м, маса 1 п.м від 0,201 до 0,3 т м	632	<u>1110,14</u>	-	701608	-	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
42	E7-9-12	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах балок підкранових масою до 5 т, при масі колон до 15 т і висоті будівлі до 25 м 100шт	0,24	<u>148240,59</u> 38552,57	<u>61350,85</u> 17661,65	35578	9253	<u>14724</u> 4239	<u>2694,10</u> 1060,45	<u>647</u> 255
43	C121-626	Балки підкранові складеного перерізу із стінкою, укріпленою ребрами, прогоном до 12 м, маса 1 п.м від 0,201 до 0,3 т	101	<u>1110,14</u> --	- -	112124	-	- -	- -	- -
44	E7-16-1	Установлення в одноповерхових будівлях панелей зовнішніх стін довжиною до 7 м, площею до 10 м2 при висоті будівель до 25 м 100шт	4,26	<u>63437,03</u> 23363,94	<u>35982,61</u> 10526,58	270242	99530	<u>153286</u> 44843	<u>1632,70</u> 633,38	<u>6955</u> 2698
45	C121-777	Деталі кріплення рейок, елементи кріплення підвісних стель, трубопроводів, повітроводів, закладні деталі, деталі кріплення стінових панелей, ворот, рам, ґрат тощо масою не більше 50 кг, з перевагою профільного прокату, такі, що складаються з двох та більше деталей, з отворами та без отворів, які з'єднуються на зварюванні	3,904	<u>9623,92</u> --	- -	37572	-	- -	- -	- -
46	C126-1108	Панель стінова каркасна тришарова рядова з утеплювачем із мінераловатної плити 1-ПС3 шт	426	<u>1892,82</u> --	- -	806341	-	- -	- -	- -
47	E7-16-5	Установлення в одноповерхових будівлях панелей зовнішніх стін довжиною більше 7 м, площею до 15 м2 при висоті будівель до 25 м 100шт	0,8	<u>114444,28</u> 30463,05	<u>53761,87</u> 15962,57	91555	24370	<u>43009</u> 12770	<u>2160,50</u> 980,87	<u>1728</u> 785
48	C126-1108	Панель стінова каркасна тришарова рядова з утеплювачем із мінераловатної плити 1-ПС3 шт	80	<u>1892,82</u> --	- -	151426	-	- -	- -	- -
49	E8-6-8	Мурування внутрішніх стін з цегли керамічної при висоті поверху понад 4 м м3	150	<u>262,02</u> 173,80	<u>88,22</u> 29,89	39303	26070	<u>13233</u> 4484	<u>13,40</u> 2,20	<u>2010</u> 330
50	C1425-11688	Розчин готовий кладковий важкий цементно-вапняковий, марка М50 м3	36	<u>767,89</u> --	- -	27644	-	- -	- -	- -
51	C1422-10933	Цегла керамічна одинарна повнотіла, розміри 250x120x65 мм, марка М175 1000шт	57,05	<u>1380,78</u> --	- -	78773	-	- -	- -	- -
52	E9-44-1	Монтаж віконних блоків сталевих із нащипинниками зі сталі при висоті будівлі до 50 м т	56	<u>6362,31</u> 3841,55	<u>2514,38</u> 618,32	356289	215127	<u>140805</u> 34626	<u>256,96</u> 35,93	<u>14390</u> 2012

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
53	C111-1019	Швелери N 40 з гарячекатаного прокату із сталі вуглецевої звичайної якості, марка Ст0 Т	0,21728	<u>9611,70</u> --	-	2088	-	-	-	-
54	C123-149	Блоки віконні для промислових будівель, що відчиняються назовні, одинарної конструкції, двостулчасті, ширина коробки 94 мм, ПНО 12-30,1, площа 3,47 м2	680	<u>592,47</u> --	-	402880	-	-	-	-
55	E9-46-1	Монтаж каркасів воріт великопрогонових будівель, ангарів та ін. без механізмів відкривання м2	10,2	<u>6261,96</u> 1952,76	<u>4270,36</u> 1149,77	63872	19918	<u>43558</u> 11728	<u>132,48</u> 57,78	<u>1351</u> 589
56	C121-253	Ворота розпашні ВР 30х30-УХЛ1, погрунтовані та пофарбовані Т	5	<u>17605,70</u> --	-	88029	-	-	-	-
57	E12-2-1	Улаштування покрівель плоских чотиришарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній мастиці шт 100м2	86,4	<u>1323,93</u> 828,95	<u>225,75</u> 71,99	114388	71621	<u>19505</u> 6220	<u>60,20</u> 4,67	<u>5201</u> 404
58	C111-594	Мастика бітумна покрівельна гаряча Т	86,4	<u>9248,02</u> --	-	799029	-	-	-	-
59	C111-852	Руберойд покрівельний з крупнозернистою засипкою РКК-350Б м2	35251,2	<u>8,33</u> --	-	293642	-	-	-	-
60	E26-31-1	Теплоізоляція покриттів і перекриттів виробами з волокнистих і зернистих матеріалів насухо м3	1036,8	<u>557,79</u> 461,17	<u>95,60</u> 31,89	578317	478141	<u>99118</u> 33064	<u>33,86</u> 2,55	<u>35106</u> 2648
61	C114-19	Конструкції теплоізоляційні з матів мінватних прошивних в обкладці з металевої сітки із захисним шаром із листів алюмінієвих сплавів товщиною 1 мм КТГП, типорозмір 1040х2040 мм, товщина 40 мм м3	1057,5	<u>1033,02</u> --	-	1092419	-	-	-	-
62	E12-22-1	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм 100м2	86,4	<u>1503,83</u> 866,85	<u>636,98</u> 196,08	129931	74896	<u>55035</u> 16941	<u>76,78</u> 12,78	<u>6634</u> 1105
63	E10-26-1	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м2 100м2	0,52	<u>7314,76</u> 3823,72	<u>3301,83</u> 1143,98	3804	1988	<u>1717</u> 595	<u>284,08</u> 71,41	<u>148</u> 37
64	C111-1762	Толь з крупнозернистою посипкою гідроізоляційна, марка ТГ-350 м2	92,56	<u>8,21</u> --	-	760	-	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
65	C123-219	Блоки дверні вхідні зовнішні та тамбурні щитової конструкції двопольні, ДН 21-13Щ, площа 2,66 м2	52	<u>614,44</u>	-	31951	-	-	-	-
66	E11-2-4	Улаштування ущільнених трамбівками підстиляючих щебеневих шарів	1296	<u>308,07</u> 132,81	<u>175,26</u> 40,96	399259	172122	<u>227137</u> 53084	<u>10,24</u> 2,98	<u>13271</u> 3856
67	E11-2-9	Улаштування підстиляючих бетонних шарів	259,2	<u>142,43</u> 141,84	-	36918	36765	-	<u>11,56</u>	<u>2996</u>
68	E11-15-1	Улаштування бетонного покриття товщиною 30 мм	86,4	<u>6310,33</u> 1310,78	<u>238,19</u> 152,45	545213	113251	<u>20580</u> 13172	<u>114,08</u> 12,94	<u>9857</u> 1118
69	E11-27-2	Улаштування покриття на цементному розчині з плиток керамічних багатокольорних	1,6	<u>7503,73</u> 4294,19	<u>731,99</u> 458,71	12006	6871	<u>1171</u> 734	<u>334,96</u> 38,89	<u>536</u> 62
70	E15-151-1	Фарбування водними розчинами всередині приміщень, клейове просте	38,4	<u>239,79</u> 234,81	<u>4,98</u> 1,66	9208	9017	<u>191</u> 64	<u>18,80</u> 0,13	<u>722</u> 5
71	E15-161-3	Цементне фарбування фасадів із колик по підготовленій поверхні	48,8	<u>554,30</u> 531,57	<u>20,59</u> 9,32	27050	25941	<u>1005</u> 455	<u>42,56</u> 0,77	<u>2077</u> 38
72	C111-472	Фарба порошкова П-ВЛ-212 різних кольорів	4,3	<u>55154,76</u>	-	237165	-	-	-	-
Разом прямі витрати по кошторису, грн.						13849101	1644086	<u>1198404</u> 348212		<u>123178</u> 22876
в тому числі:										
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						11006611				
всього заробітна плата, грн.						1992298				
Загальновиробничі витрати, грн.						1648166				
трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.						15753				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.						344159				
-----										
Прямі витрати будівельних робіт , грн.						13849101				
в тому числі:										
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						11006611				
заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.						1644086				
заробітна плата в експлуатації машин, грн.						348212				
Загальновиробничі витрати, грн.						1648166				
трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.						15753				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.						344159				
<b>Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.</b>						<b>15497267</b>				
<b>кошторисна трудоємність, люд.-год.</b>						<b>161807</b>				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		<b>кошторисна заробітна плата, грн.</b>				<b>2336457</b>				
		-----								
		<b>Всього по кошторису, грн.</b>				<b>15497267</b>				
		<b>Кошторисна трудомісткість, люд.-год.</b>				<b>161807</b>				
		<b>Кошторисна заробітна плата, грн.</b>				<b>2336457</b>				

Заготівельний цех заводу продовольчого машинобудування

Форма №3

**ОБ`ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1**

на будівництво : Заготівельний цех заводу продовольчого машинобудування

Кошторисна вартість об`єкта 22051,986 тис.грн.  
 Кошторисна трудомісткість 203,467 тис.люд.-год.  
 Кошторисна заробітна плата 3054,805 тис.грн.  
 Вимірник одиничної вартості  
 Будівельні обсяги

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.					Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Л.кошторис 2-1-1	на Заготівельний цех заводу продовольчого машинобудування	15497,267	-	-	-	15497,267	161,807	2336,457	-
2	Л.кошторис 2-1-2	на Опалення будівлі	2034,880	-	-	-	2034,880	10,285	214,257	-
3	Л.кошторис 2-1-3	на Сантехнічні роботи	1831,531	-	-	-	1831,531	10,076	178,188	-
4	Л.кошторис 2-1-4	на Електроустаткування	2143,361	-	-	-	2143,361	12,600	231,138	-
5	Л.кошторис 2-1-5	на Системи зв'язку	243,676	-	-	-	243,676	2,225	33,710	-
6	Л.кошторис 2-1-6	на Пожежна сигналізація	301,271	-	-	-	301,271	6,474	61,055	-
		Всього:	22051,986	-	-	-	22051,986	203,467	3054,805	-

Заготівельний цех заводу продовольчого машинобудування

**ВІДОМІСТЬ ТРУДОМІСТКОСТІ І ЗАРОБІТНОЇ ПЛАТИ**  
**до об'єктного кошторису № 2-1**

Номери локальних кошторисів	Найменування локальних кошторисів	Будівельні роботи		Монтажні роботи		Експлуатація машин		Загальновиробничі витрати		Кошторис-на трудо-місткість, тис. люд.-год.	Кошторис-на заробіт-на плата, тис. грн.
		Трудоміст-кість, тис. люд.-год.	Заробітна плата, тис. грн.	Трудоміст-кість, тис. люд.-год.	Заробітна плата, тис. грн.	Трудоміст-кість, тис. люд.-год.	Заробітна плата, тис. грн.	Трудоміст-кість, тис. люд.-год.	Заробітна плата, тис. грн.		
		Середній розряд		Середній розряд		Середній розряд					
1	2	3/4	5	6/7	8	9/10	11	12	13	14	15
2-1-1	Заготівельний цех заводу продовольчого машинобудування	123,178 4	1644,086	- -	-	22,876 5	348,212	15,753	344,159	161,807	2336,457
2-1-2	Опалення будівлі	9,183 7	190,179	- -	-	- -	-	1,102	24,078	10,285	214,257
2-1-3	Сантехнічні роботи	8,996 5	154,600	- -	-	- -	-	1,080	23,588	10,076	178,188
2-1-4	Електроустаткування	11,250 6	201,640	- -	-	- -	-	1,350	29,498	12,600	231,138
2-1-5	Системи зв'язку	1,987 4	28,500	- -	-	- -	-	0,238	5,210	2,225	33,710
2-1-6	Пожежна сигналізація	5,780 1	45,900	- -	-	- -	-	0,694	15,155	6,474	61,055
	Разом :	160,374	2264,905	-	-	22,876	348,212	20,217	441,688	203,467	3054,805

( назва організації, що затверджує )

### Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 31539,008 тис.грн.  
У тому числі зворотних сум 82,695 тис.грн.

^  
( посилання на документ про затвердження )

“ \_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 20\_\_ р.

## ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

### Заготівельний цех заводу продовольчого машинобудування

Складений в поточних цінах 2 травня 2016 р.  
станом на

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Інші витрати, тис.грн.	Загальна кошторисна вартість, тис.грн.
			будівельних	робіт монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю		
1							
2							
1	2-1	<b>Глава 2. Основні об'єкти будівництва</b> Заготівельний цех заводу продовольчого машинобудування	22051,986	-	-	-	22051,986
		----- Разом по главі 2:	22051,986	-	-	-	22051,986
		Разом по главах 1-7:	22051,986	-	-	-	22051,986
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	<b>Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди</b> Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом) (2,5 %)	551,300	-	-	-	551,300

1	2	3	4	5	6	7	8
		-					
		<b>Разом по главі 8:</b>	551,300	-	-	-	551,300
		<b>Разом по главах 1-8:</b>	22603,286	-	-	-	22603,286
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	<b>Глава 9. Інші роботи та витрати</b> Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (0,4X0,9)%	81,372	-	-	-	81,372
		-					
		<b>Разом по главі 9:</b>	81,372	-	-	-	81,372
		<b>Разом по главах 1-9:</b>	22684,658	-	-	-	22684,658
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	<b>Глава 10. Утримання служби замовника і авторський нагляд</b> Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	567,116	567,116
		-					
		<b>Разом по главі 10:</b>	-	-	-	567,116	567,116
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	<b>Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи</b> Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	460,499	460,499
6	Пост. Кабміну України від 05.04.06 №427	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	32,439	32,439
		-					
		<b>Разом по главі 12:</b>	-	-	-	492,938	492,938
		<b>Разом по главах 1-12:</b>	22684,658	-	-	1060,054	23744,712
		<b>Кошторисний прибуток</b>	1349,840	-	-	-	1349,840
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	<b>Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій</b>	-	-	-	330,929	330,929
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	<b>Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва</b>	816,648	-	-	38,162	854,810
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	<b>Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами</b>	-	-	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20						

1	2	3	4	5	6	7	8
		<b>Разом</b>	24851,146	-	-	1429,145	26280,291
		<b>Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ)</b>	-	-	-	2,216	2,216
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	- Комунальний податок	-	-	-	2,216	2,216
		<b>Разом крім ПДВ</b>	24851,146	-	-	1431,361	26282,507
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	<b>Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)</b>	-	-	-	5256,501	5256,501
		<b>Всього по зведеному кошторисному розрахунку</b>	24851,146	-	-	6687,862	31539,008
		<b>Зворотні суми</b>	-	-	-	-	82,695
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	82,695

## **7. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА**

### **7.1. Аналіз впливу експериментальних методик дослідження на параметри зчеплення арматури з бетоном**

#### **7.1.1. Актуальність теми**

Залізобетон є одним із найбільш поширених та універсальних матеріалів у сучасному будівництві. Він використовується у цивільних, промислових, транспортних та спеціальних спорудах, а також у захисних інженерних спорудах, які набули особливої ваги в умовах повномасштабної війни в Україні. Надійність та довговічність таких конструкцій значною мірою визначаються ефективністю механічної взаємодії арматури з бетоном, яка забезпечує спільну роботу матеріалів та формує просторову жорсткість, тріщиностійкість і несучу здатність елементів.

Одним із ключових параметрів, що характеризують цю взаємодію, є зчеплення арматури з бетоном, яке визначає здатність передавати напруження через контактну поверхню арматурного стрижня та бетонної оболонки. Саме параметри зчеплення (bond–slip параметри, напруження зчеплення, сповзання арматури тощо) лежать в основі сучасних моделей роботи залізобетонних елементів, впливають на формування тріщин, розвиток деформацій та загальну несучу здатність конструкцій. Відповідно, коректне визначення цих параметрів є необхідною умовою для побудови надійних розрахункових моделей, особливо для конструкцій, що працюють у складних силових режимах — таких як споруди цивільного захисту.

Разом із тим, існуючі методики визначення зчеплення арматури з бетоном демонструють значні відмінності у результатах через різні схеми навантаження, геометрію зразків, способи закріплення арматури та інструментальні підходи до вимірювань. Це створює проблему порівнюваності отриманих параметрів та ускладнює розробку універсальних моделей bond–slip. У світлі цього експериментальні дослідження залишаються основним джерелом достовірних даних — єдиним способом об'єктивно перевірити, скоригувати чи уточнити існуючі теоретичні та числові моделі.

Особливої уваги потребує аналіз впливу експериментальних методик на отримані параметри зчеплення, оскільки саме різниця у методичному підході може суттєво змінювати картину напружено-деформованого стану та спричинювати похибки, що накопичуються у подальших розрахунках. Необхідність верифікації та порівняння різних експериментальних підходів зумовлена також розвитком новітніх технологій моніторингу — таких як Distributed Optical Fiber Sensors (DOFS), Digital Image Correlation (DIC), високоточні тензометричні системи. Ці інструменти відкривають принципово нові можливості для дослідження локальних явищ у зоні контакту арматура–бетон та дозволяють отримувати розподілену інформацію про напруження та деформації з високою деталізацією.

Таким чином, аналіз впливу експериментальних методик на параметри зчеплення арматури з бетоном є актуальним і важливим науковим завданням, що сприяє підвищенню точності моделей роботи залізобетонних конструкцій, удосконаленню нормативної бази та забезпеченню надійності споруд, включаючи об'єкти підвищеної відповідальності та захисні споруди цивільного захисту.

**Мета наукової роботи** - встановити вплив різних експериментальних методик випробування на параметри зчеплення арматури з бетоном та обґрунтувати умови, за яких результати визначення зчеплення є найбільш достовірними та порівнюваними.

**ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ:** Процес взаємодії арматури та бетону в залізобетонних елементах при дії навантажень монотонного типу.

**ПРЕДМЕТ ДОСЛІДЖЕННЯ:** Вплив експериментальних методик випробування на величину та характер параметрів зчеплення арматури з бетоном при дії монотонних навантажень.

**Задачі досліджень:**

- проаналізувати сучасні експериментальні методики визначення зчеплення арматури з бетоном, включно зі схемами випробувань, типами навантаження та вимірювальними підходами.

- визначити ключові параметри зчеплення (максимальні та середні напруження зчеплення, характерні взаємні зміщення або проковзування арматури, види та характер руйнування) та проаналізувати чинники, що впливають на їх значення.

- порівняти методики між собою за критеріями точності, відтворюваності, чутливості до зміни геометрії зразка та типу арматури.

- розробити рекомендації щодо вибору оптимальної методики, залежно від типу досліджуваного елемента, умов навантаження та цілей випробування.

## **7.2. Аналіз попередніх досліджень**

Дослідження зчеплення арматури з бетоном є одним із наріжних каменів механіки залізобетону і веде свою історію з початку ХХ століття [50]. Ранні дослідження зчеплення, які мали на меті визначити фізичну природу взаємодії, розпочалися ще у 1913 році Д. Абрамсом. Про ненадійність адгезійних зв'язків згадував ще В. Юферов у 1924 р. Зчеплення профільованої арматури, таким чином, виявилось обумовленим в основному зачепленням, а відповідно опором бетону зминанню по малих площадках. Подальші дослідження продовжилися такими вченими, як А. Кларк у 1949 р. Значний вклад у розвиток теорії зчеплення арматури з бетоном був зроблений німецькими дослідниками, зокрема Г. Ремом, який у 1961 році провів фундаментальні дослідження основ зчеплення між сталлю та бетоном. Він також намагався пояснити результати досліджень, виходячи із припущень про суцільність бетону і про механічну подібність. З дослідів, проведених з арматурою, слід відзначити досліди Я. Гото, який виявив наявність системи контактних тріщин, які локалізуються поблизу поверхні арматури.

Для вирішення задачі зчеплення арматури з бетоном у нашій країні та за кордоном проведено великі експериментально-теоретичні дослідження, серед яких є роботи А.Б. Голишева, Н.І. Карпенка, А.А. Оатула, М. М. Холмянського, Є. М. Бабича, В. І. Колчунова, А. В. Семка, В. М. Тихомирова, І.А. Рудного,

А.В. Беніна, В.М. Першакова, Дж. С. Круза, С. Дельгадо, В.В. Бедарева, М.Т. Гомеса Барбози та ін.

Серед вітчизняних наукових шкіл вагомою є спадщина професора М.М. Холмянського, який у 1981 році видав монографію «Контакт арматури з бетоном». Його дослідження, а також роботи А.Я. Барашикова, В.І. Колчунова, О.Б. Голишева та інших [43], стали основою для подальшого розвитку теорії зчеплення та розрахункового апарату [60]. Холмянський також розробив «нормальний закон» зчеплення, який використовується для розрахунку міцності зчеплення центрально армованих елементів при висмикуванні арматурного стержня із бетонного блоку.

Ключові роботи Елігехаузена, Попова та Бертеро (ВРЕ-модель), що з'явилися у 1983 році, сформулювали локальні залежності  $\tau_{bond} - \delta$  для арматурних стержнів при випробуванні на висмикування. Ці моделі лягли в основу положень міжнародних нормативних документів, включаючи СЕВ-FIP Model Code 1990 та fib Model Code 2010 [46].

В дослідженнях Н.І. Карпенка зчеплення арматури і бетону та їх взаємне зміщення розглядається із урахуванням утворення так званих кільцевих тріщин, які раніше були виявлені Я. Гото та іншими. Г. Н. Шоршнєв, Г. П. Яковленко, А. В. Трофімов вирішували задачу зчеплення з позицій теорії складених стержнів Р. А. Ржаніцина. Проблема повзучості зчеплення бетону та арматури вперше отримала першу теоретичну апробацію в умовах лінійної повзучості в роботах А.А. Оатула та ін. Також проводяться великі експериментально-теоретичні дослідження зчеплення відносно нових видів арматури, зокрема, арматури серповидного профілю (класу А500С) або інших профілів, гнучких анкерів з бетоном у сталезалізобетонних конструкціях.

На даний момент розроблена велика кількість аналітичних моделей, які тим чи іншим способом моделюють залежність «напруження зчеплення – проковзування». Дані моделі по характеру математичної залежності умовно поділяють на лінійні (пружні), нелінійні (пружнопластичні), диференційовані та варіаційні [40].

Для чисельного моделювання взаємодії арматури з бетоном використовують спеціальні комп'ютерні програми, такі як ПК «ЛІРА САПР», «ABAQUS», «ANSYS», «DIANA» та «NASTRAN» та ін. [40][56]. Як правило, ці моделі застосовують калібровані залежності для прогнозування поведінки зразків. Чисельні дослідження зчеплення включають 3D-мезомасштабне моделювання інтерфейсу між ребристою сталлю та бетоном та МСЕ моделювання з врахуванням пошкоджень [45] **Помилка! Джерело посилання не знайдено.**

### 7.3. Загальні відомості про дослідження зчеплення арматури з бетоном

Загальновідомо, що механізм зчеплення арматури з бетоном формується завдяки поєднанню кількох чинників: *хімічної адгезії*, *сил тертя*, які виникають через *усадку бетону*, та *механічного зацеплення*, що є визначальним для арматури періодичного профілю [37] (рис. 1).

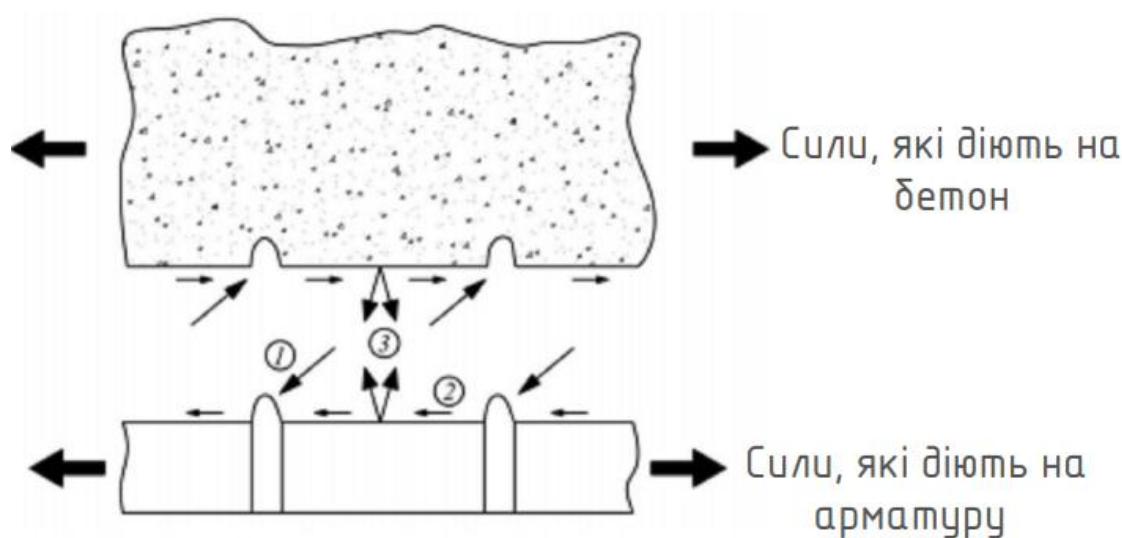


Рис. 1 Схематичне представлення різних силових чинників, сукупна дія яких характеризує явище зчеплення арматури з бетоном:

- 1 - сили опору зчеплення і зрізу внаслідок наявності виступів арматури;
- 2 - сили тертя; 3 - сили адгезійної взаємодії

Хоча за результатами багатьох досліджень визначено, що в середньому близько 75% від усього опору проковзуванню арматури періодичного профілю в бетоні забезпечується зчепленням, кількісна оцінка внеску кожного з цих

механізмів у загальну міцність зчеплення на мікроскопічному рівні є надзвичайно складним завданням. У зв'язку з цим у науковій практиці прийнято характеризувати міцність зчеплення через *середні або локальні напруження зчеплення* [62].

Зчеплення арматури з бетоном залежить від багатьох факторів та визначається *характеристиками арматурної сталі* (станом її поверхні, профілем, діаметром і механічними властивостями), *характеристиками бетону* (його міцністю і деформативністю, віком, складом, властивостями цементу і заповнювачів), *технологією приготування бетону*, способом його укладання і ущільнення, *умовами твердіння*, а також *напружено-деформованим станом* залізобетонних конструкцій, який зумовлює передачу і розподіл зусиль між арматурою і бетоном.

Традиційно міцність зчеплення арматури з бетоном оцінюють опором висмикуванню або вдавлюванню арматурних стержнів, заанкерованих у бетоні (рис. 2).

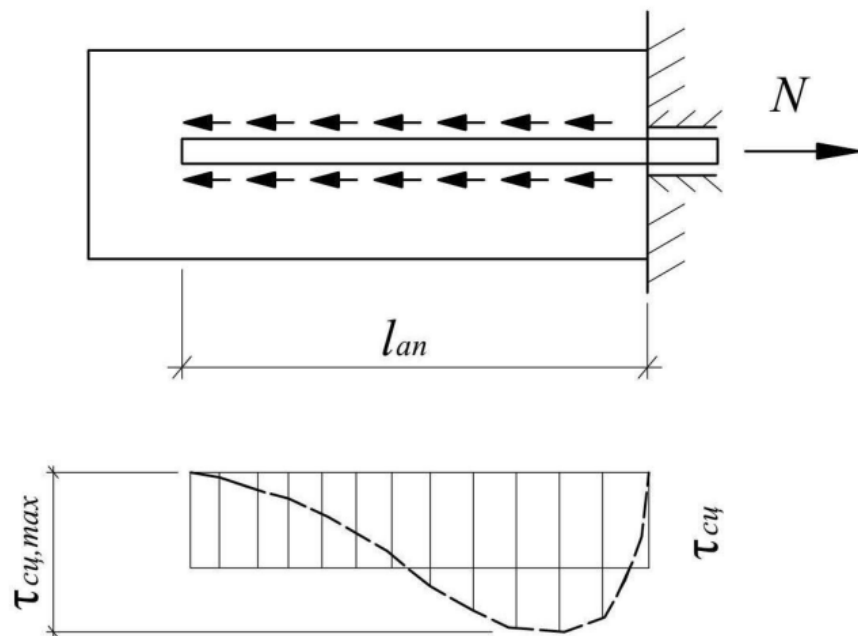


Рис. 2 Схема випробування на висмикування та розподіл напружень зчеплення по довжині стержня

Міцність зчеплення зростає зі збільшенням класу бетону, зменшенням водоцементного відношення, а також зі збільшенням віку бетону. Було

встановлено, що розподіл напружень зчеплення арматури з бетоном уздовж довжини її анкерування є нерівномірним; найбільше напруження зчеплення  $\tau_{зч, max}$  не залежить від довжини анкерування стержня  $l_{an}$ .

*Міцність бетону  $f_{cm}$*  є одним із визначальних чинників, що впливають на зчеплення. Зазвичай вважається, що міцність зчеплення зростає пропорційно квадратному кореню з міцності бетону. Бетони вищих класів забезпечують кращу тріщиностійкість і більш щільну структуру, що позитивно впливає на характеристики зчеплення [59]. Водночас, хоча підвищення класу бетону загалом сприяє збільшенню сили зчеплення, приріст цього показника для високоякісних бетонів може бути меншим, ніж для бетонів нижчої міцності [41]. Окремі дослідження також демонструють, що лінійна залежність може переоцінювати величину зчеплення для високоміцних бетонів [46].

*Тип бетону*, зокрема його склад та можливе включення перероблених матеріалів чи промислових відходів, також суттєво впливає на зчеплення. Наприклад, порівняння звичайного ущільненого бетону та самоущільнюваного бетону показує, що вміст в'язучої речовини є важливим чинником, що визначає як міцність самого бетону, так і рівень зчеплення арматури з ним [59].

*Додавання фібри* (сталеві або комбінованої сталеві-поліпропіленові) може модифікувати поведінку зчеплення [53]. Використання латексу, наприклад полівінілацетату (PVA), сприяє підвищенню адгезійних властивостей на пружній стадії й таким чином покращує зчеплення. Навіть тип та фракційний склад заповнювача можуть суттєво впливати на розвиток міцності зчеплення [52].

*Діаметр стержня* є одним із ключових геометричних параметрів, що визначають рівень зчеплення [43]. Як правило, збільшення діаметра призводить до зменшення середньої міцності зчеплення: зокрема, для стержнів діаметром 20 і 25 мм при однаковій довжині анкерування було зафіксовано нижчі значення зчеплення порівняно зі стержнями меншого діаметра [41].

Для арматури періодичного профілю напруження зчеплення концентруються поблизу ребер, тому на міцність зчеплення впливають такі

параметри, як *відносна площа виступів* (індекс зчеплення або індекс Рема  $f_R$ ) та *поперечний кут нахилу ребра*  $\beta$ . Згідно з деякими дослідженнями, арматура з мінімальним індексом зчеплення може демонструвати вищу міцність і жорсткішу реакцію, ніж передбачено моделюванням у fib Model Code 2010 [46].

*Орієнтація ребер* відносно потенційної площини розколювання також відіграє свою роль. У випадках, коли руйнування відбувається переважно за механізмом відриву або розколювання, орієнтація ребер впливає більше на перерозподіл напружень зчеплення, ніж на формування тріщин [47].

*Стан поверхні арматури* (наявність іржі, забруднення або різних видів покриттів) може істотно змінювати ефективність зчеплення. Деякі покриття, зокрема епоксидні, здатні знижувати міцність зчеплення [50].

Арматура періодичного профілю із рифленою (профільованою) поверхнею забезпечує кращий та більш надійний опір проковзуванню завдяки зачепленню й заклинюванню її виступів у бетоні. У порівнянні із гладкими стержнями арматура періодичного профілю має у 2–3 рази більшу силу зчеплення з бетоном [60].

Напруження в бетоні під виступами арматури під час її висмикування може перевищувати у 5–7 разів кубикову міцність бетону, тому неприпустиме зниження щільності бетону в зоні контакту з арматурою. Найбільш надійне підвищення опору проковзуванню арматури в бетоні досягається відповідним конструюванням арматури: улаштуванням гаків на кінцях гладких стержнів або застосуванням анкерів.

Опір проковзуванню розтягнутої арматури (при висмикуванні) є меншим, ніж опір проковзуванню стиснутої арматури (при вдавлюванні), що пояснюється поперечними деформаціями самого стержня. Із збільшенням діаметра сталевго стержня (рис. 3) та підвищенням нормальних напружень у ньому, сила його зчеплення з бетоном при розтягуванні зменшується, а при стисканні — збільшується. Звідси випливає, що для поліпшення зчеплення арматури з бетоном при конструюванні залізобетонних елементів діаметр розтягнутих стержнів слід обмежувати.

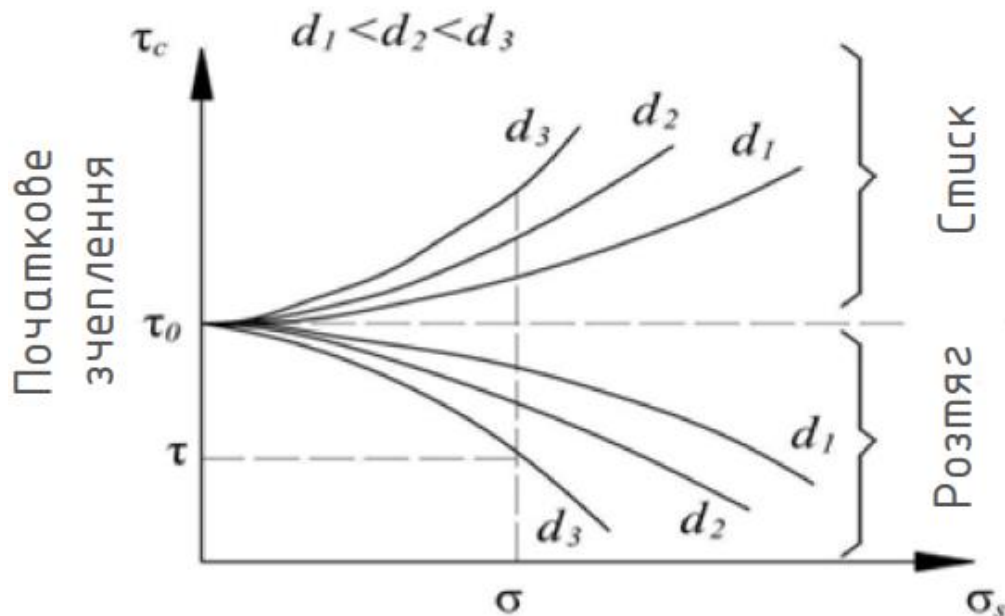


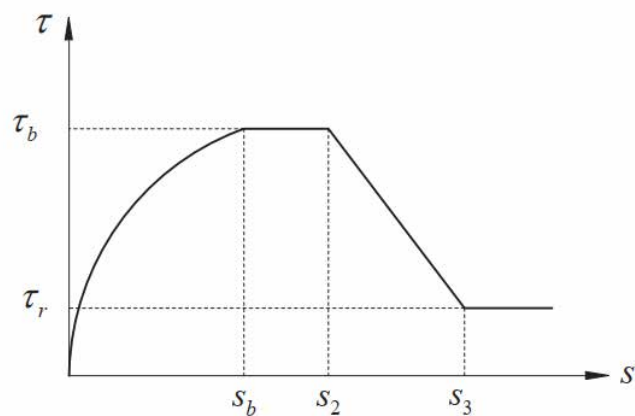
Рис. 3 Залежність напружень зчеплення від діаметра стержня

Умовно дослідження явища зчеплення арматури з бетоном можна поділити на три основні напрями: *експериментальні роботи* [42], *створення аналітичних моделей* [60] та *розробку чисельних моделей* із застосуванням різних чисельних методів і підходів [56]. Як правило, ці напрями є взаємопов'язаними. Експериментальні дослідження становлять фундамент для подальшого математичного моделювання, забезпечуючи достовірність вихідних даних. Саме вони відображають реальну поведінку матеріалів та системи «арматура–бетон» [47], а їх результати слугують основою для оцінювання та калібрування моделей.

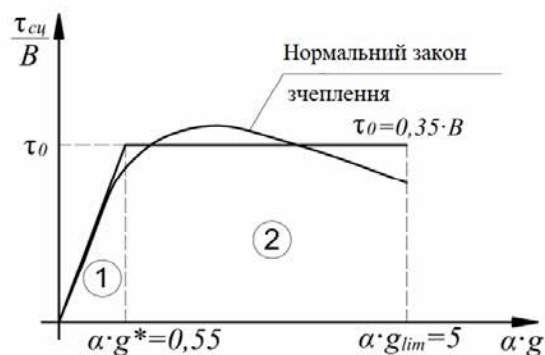
Більшість аналітичних моделей зчеплення використовують напівемпіричний або напівтеоретичний підхід, коли аналітичні розв'язки (наприклад, моделі типу товстостінного циліндра) поєднуються з експериментальними результатами для корекції параметрів. Численні аналітичні залежності та параметри, які вони містять, суттєво залежать від експериментальної бази, що застосовувалася для калібрування [62]. Чисельні моделі, зокрема побудовані на методі скінченних елементів, використовують

відкалібровані криві «напруження зчеплення – проковзування» для прогнозування поведінки зразків, що зазвичай добре узгоджується зі спостереженою деформаційною картиною [56].

Зчеплення арматури з бетоном часто описується залежністю «напруження зчеплення – проковзування» ( $\tau_{bond} - \delta$ ), яка є ключовою конститутивною моделлю [54], яка визначає взаємозв'язок між номінальними дотичними напруженнями  $\tau_{bond}$  та відносним проковзуванням арматури  $\delta$ . Існує значна кількість аналітичних залежностей цього типу, включно зі степеневими формулами, параметри яких змінюються залежно від експериментальних баз даних, використаних під час калібрування [47]. Серед найбільш відомих моделей можна виокремити залежності ВРЕ (Бертеро–Попова–Елігехаузена) та їх модифікації у fib Model Code 2010, нормальний закон Холмянського, а також моделі Xu та Nagarajli [62] (рис. 4).



а)



б)

Рис. 4 Деякі найбільш розповсюджені залежності «напруження зчеплення»

- «проковзування»:

а) ВРЕ залежність  $\tau_{bond} - \delta$ ;

б) нормальний закон Холмянського М. та його пружньо-пластична апроксимація

Узагальнена крива демонструє характерні стадії формування та розвитку зчеплення. Як правило, вона включає висхідну та спадну частини. Висхідна ділянка описує поступове збільшення напружень зчеплення по мірі зростання проковзування, тоді як спадна відображає втрату опору після досягнення максимального значення, що має ключове значення для коректного моделювання процесу. У багатьох роботах спадна частина кривої подається у вигляді лінійної апроксимації, що може суттєво спотворювати результати порівняно з реальною експериментальною залежністю [61].

Конфігурація кривої  $\tau_{bond} - \delta$  істотно визначається умовами обмеження зразків під час випробувань, які формуються наявністю захисного шару бетону та/або поперечної арматури.

#### **7.4. Аналіз методик дослідження зчеплення арматури з бетоном**

Метод випробувань суттєво впливає на визначення напружень зчеплення та отримані експериментальні дані [42]. Всі відомі на сьогодні експериментальні методики можна умовно поділити на дві основні категорії: *випробування на висмикування/вдавлення* (Pull-out/Push-in tests) та *випробування на згин або балкові випробування* (Beam tests)[52].

Експериментальні дослідження, особливо *випробування на висмикування* (*pull-out test*) [37], є фундаментальною основою, яка забезпечує достовірність математичного моделювання та отриманих даних, необхідних для калібрування чисельних моделей [40]. Сутність даного методу полягає у витягуванні арматурного стержня, заанкерованого у бетонному блоці (призмі). Арматура при цьому піддається розтягу, а бетон навколо неї перебуває у стиснутому стані (рис. 5).

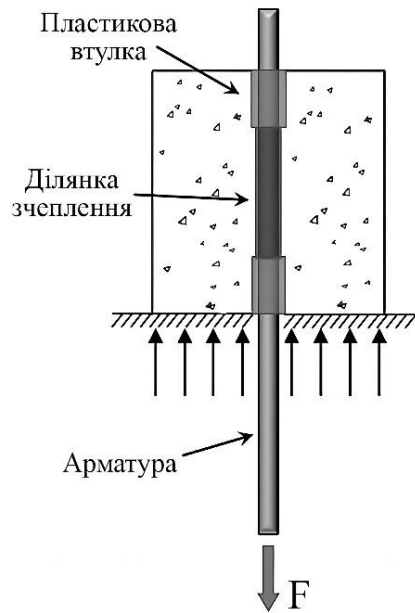


Рис. 5 Схема випробування зчеплення арматури з бетоном на висмикування  
[37]

Основні дослідні зразки зазвичай виготовляються у вигляді бетонних призм квадратного перерізу, у центрі якого розташовується одиничний арматурний стержень. Геометричні параметри варіюються, включаючи довжину анкерування  $l_b$  та діаметр стержня  $d$ . Стержень закріплюється у захватах гідравлічного преса (або розривної машини), а зусилля витягування подаються ступенями. Для вільного кінця стержня вимірюються його переміщення (проковзування) відносно торця бетонної призми за допомогою механічних індикаторів часового типу (ІЧТ), наприклад, ІЧ-10 [41].

За граничний стан зчеплення часто приймають досягнення зусилля  $F_u$ , при якому зміщення вільного кінця стержня відносно торця призми досягає певного граничного значення, наприклад  $\delta_u = 0,1$  мм, або ж відбувається руйнування призми. Максимальні середні по довжині напруження зчеплення  $\tau_m$  визначаються за формулою (1):

$$\tau_m = \frac{F_u}{\pi \cdot d_s \cdot l_b} \quad (1)$$

де  $d_s$  – діаметр арматурного стержня;

$l_b$  – довжина анкерування стержня в бетоні.

Існують стандартизовані методи таких випробувань, такі як RILEM/CEB/FIP-RC6 [58], EN 10080:2015 [59].

Особливість цієї схеми випробування полягає в тому, що під час висмикування бетонний блок спирається на сталюю плиту (опору випробувальної машини), внаслідок чого в зоні анкерування виникає додаткове обтиснення або обмеження [52]. Це призводить до спотворення реального напружено-деформованого стану арматурного стрижня в бетоні згинального елемента. Для зменшення або повного усунення цього небажаного впливу низка стандартів, зокрема рекомендації RILEM/CEB/FIP-RC6 [60], пропонують застосовувати спеціально визначену геометрію зразка. Така геометрія передбачає наявність незакріпленої ділянки поблизу опорної плити (рис. 5).

Введення цієї зони без зчеплення (яку зазвичай формують за допомогою ПВХ-трубки або гнучкого рукава) забезпечує необхідний відступ між довжиною анкерування та положенням стискального контакту бетону з опорою, що дозволяє мінімізувати вплив конічного руйнування та тертя опорної плити [55].

Методики проведення випробувань на висмикування, розроблені вітчизняними дослідниками, зокрема у роботах М.М. Холмянського [41, 42], на відміну від зазначених вище стандартизованих підходів, не містять вимоги щодо створення зони відсутності зчеплення (рис. 6).

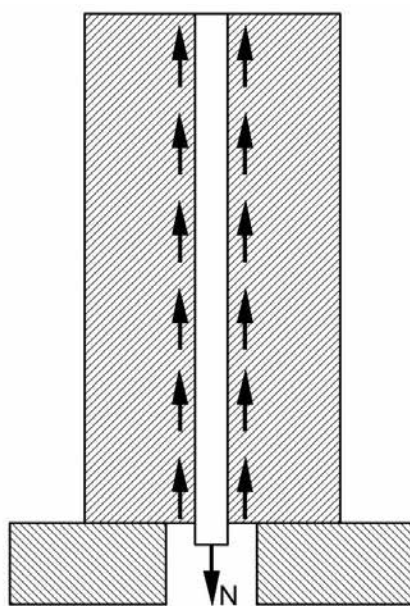


Рис. 6 Схема випробування зчеплення арматури з бетоном на висмикування

без явної зони відсутності зчеплення [42]

Це зумовлює отримання завищених значень міцності зчеплення, особливо у випадках малої довжини анкерування або коли руйнування відбувається внаслідок розколювання бетону, спричиненого стискальними напруженнями від реакції опорної плити [57].

Загалом до переваг випробувань на висмикування можна віднести їх простоту та економічність як на етапі виготовлення зразків, так і під час проведення експерименту [49, 57], високу відтворюваність результатів, а також відповідність концепції анкерування арматурних стержнів. Коефіцієнт варіації для максимального напруження зчеплення  $t_{max}$  може бути досить низьким — близько 18% [46].

Основні недоліки цього методу пов'язані з нерепрезентативністю отриманого напружено-деформованого стану: схема випробування не відповідає умовам роботи згинальних елементів, оскільки під час експерименту бетон перебуває під дією стискальних напружень, тоді як у реальних конструкціях у зоні розтягнення переважають розтягувальні зусилля [64]. Через додаткові обмеження, які не завжди вдається повністю усунути, дослідники зазвичай отримують завищені значення напружень зчеплення порівняно з результатами балкових випробувань.

Близьким за принципом до висмикування є *метод випробування зчеплення на вдавлювання арматурного стержня* в бетонний блок [42]. Міцність зчеплення, визначена цим способом, зазвичай більша, ніж при висмикуванні (рис. 7). Це пояснюється тим, що навколишній бетонний шар протидіє поперечному розширенню стиснутого стержня, забезпечуючи додаткове обтиснення [42].

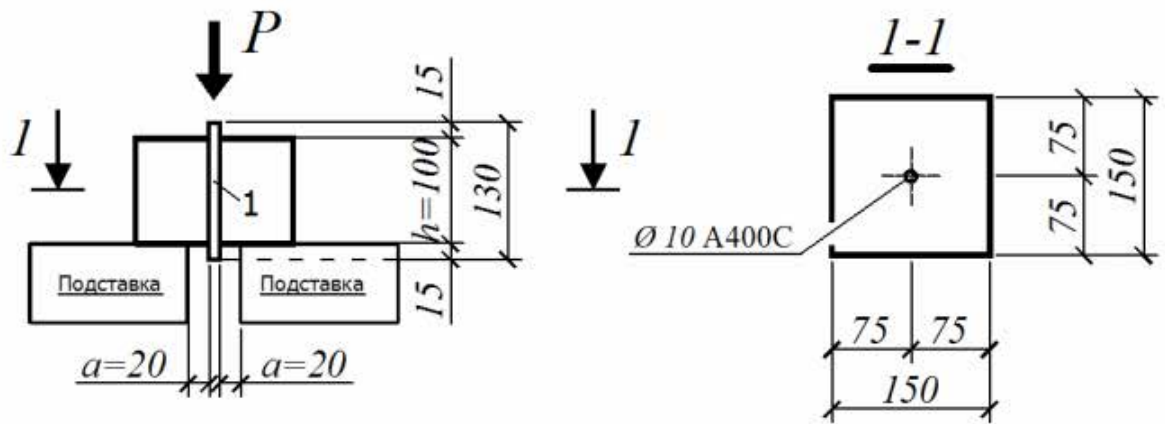


Рис. 7 Схема поперечного перерізу та армування експериментальних зразків на вдавлювання із варіюванням довжини анкерування  $h$  [41]:

1 – арматурний стержень, який вдавлюється в бетонний блок

Особливістю установки для експериментальних досліджень на вдавлювання, проведених у роботі [42] є можливість задавання навантаження за допомогою деформаційних впливів (рис. 8), що дає змогу більш детально дослідити нисхідну гілку локальної залежності  $\tau_{bond} - \delta$  у порівнянні із випробуваннями на вдавлювання на гідравлічних пресах або розривних машинах. При випробуванні на вдавлювання арматурного стержня в бетон вертикальний стискаючий тиск від установки передавався через динамометр і сталеву балку із 2 [№12, зварених між собою на відшліфовану поверхню арматурного стержня зразка. Для фіксації балки у горизонтальному положенні використовувалися дерев'яні вкладиші, розташовані між полицями, ребрами балки і стійками установки. Вертикальні переміщення арматури відносно бетону вимірювалися за допомогою індикатора годинникового типу ІЧТ-10, ніжка якого впиралася в нижній пояс сталевої балки.



Рис. 8 Експериментальна установка для випробування зразків на вдавлювання арматури в бетон [42]

*Випробування балок або кінців балок* більш адекватно відтворюють напружено-деформований стан, характерний для залізобетонних елементів, що працюють на згин.

Схема випробування кінців балок передбачає використання спеціально розробленого зразка, який імітує опорну частину балки, де анкерований стержень під дією зовнішнього навантаження висмикується із бетонного масиву (рис. 9).

Для врівноваження моменту перекидання, вертикальні опорні реакції прикладаються до кінців зразка, що дозволяє розвинути розпірно-розтяжний механізм у блоці з нахилом стискальної розпірки близько  $45^{\circ}$ . Зразок сконструйований для того, щоб область анкерування розташовувалася у розтягнутій частині бетонного блоку, що є типовим для реальних конструкцій.

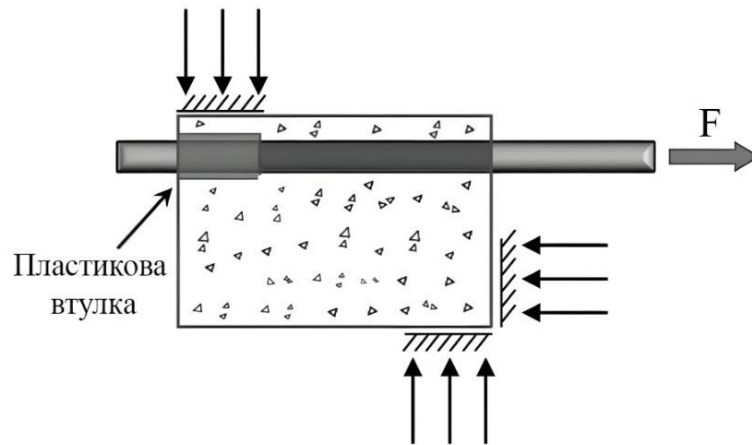


Рис. 9 Схема випробування кінців балок для дослідження зчеплення арматури з бетоном [39], [44]

Це забезпечує більшу гнучкість у виборі захисного шару та довжини анкерування, ніж у тестах на висмикування.

Даний метод є стандартизованим і виконується згідно вимог ASTM A944-10 [44].

Серед переваг даного методу є те, що він найкраще відображає фактичні умови анкерування арматури в реальних конструкціях [49], а також дозволяє оцінити вид руйнування через розколювання та ефект позиції бетонування. Недоліком даного методу є більш складний процес виготовлення та випробування зразків у порівнянні зі випробуванням на висмикування [62].

У новій модифікації даного методу [57] використовується зразок, в якому дві арматури закладаються в протилежних кутах (одна в "хорошій" (нижній), інша в "поганій" (верхній) позиції бетонування). Для оцінки анкерування часто використовують великі довжини закладення (наприклад,  $20\varnothing$ ) (рис. 10).

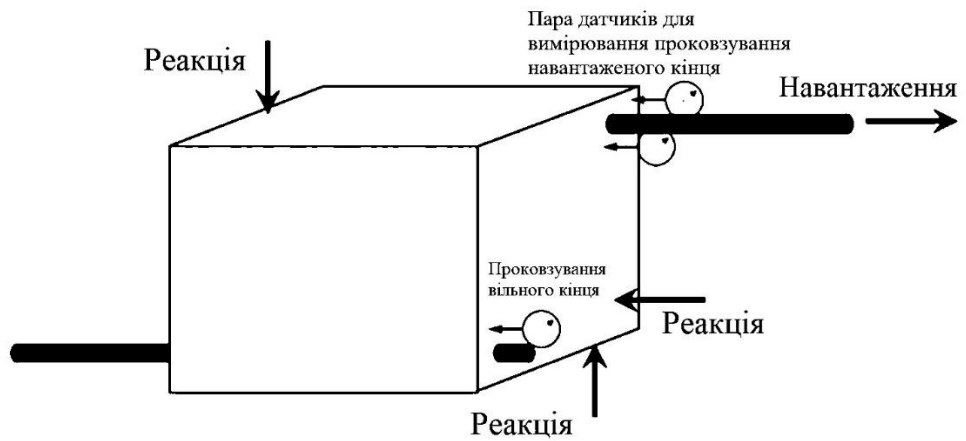
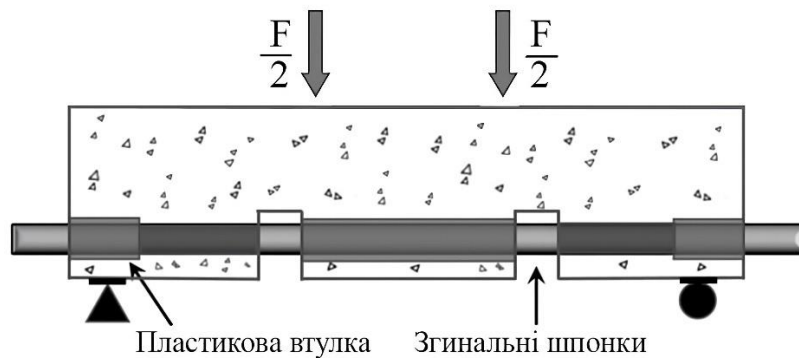


Рис. 10 Схема модифікованого випробування кінців балок для дослідження зчеплення арматури з бетоном [59]

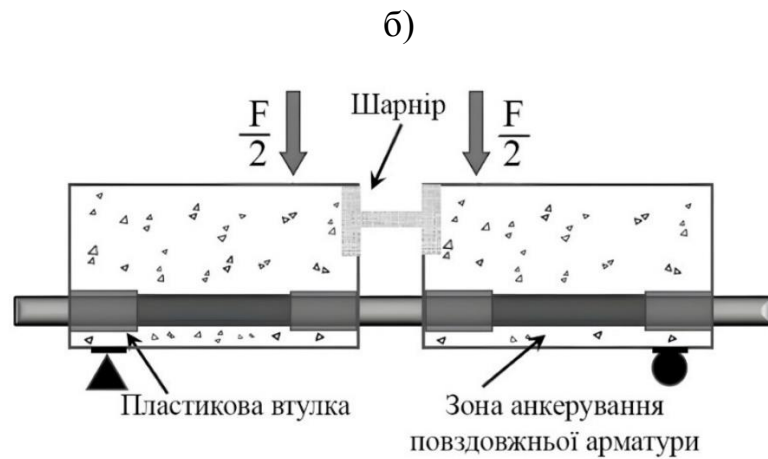
Цей метод запропонований fib Model Code 2020 для визначення впливу типу бетону, ефектів обмеження та позиції бетонування на міцність анкерування [57].

Наступними різновидами балкових тестів є *випробування анкерної балки* (рис. 6, а), *балкове випробування із стержнями внахлест* (рис. 11, б), а також *балкове випробування із шарніром посередині довжини балки* (рис. 11, в) [62].



а)





в)

Рис. 11 Схеми балкових випробувань для дослідження зчеплення арматури з бетоном [62]:

а) анкерної балки; б) із стержнями внахлест; в) із шарніром посередині

Зразки для балкового випробування із стержнями внахлест легші у виготовленні, ніж зразки анкерних балок, а міцність зчеплення отримана за цим методом має подібні значення до таких, які отримані за методом випробування анкерної балки [62]. Форма руйнування, яка виникає при даному методі досліджень зчеплення – руйнування через розколювання [59]. Балкове випробування зі сталевими шарнірами у верхній частині балки є найбільш трудомістким у порівнянні із іншими балковими методами.

### 7.5. Вплив довжини анкерування на розподіл напружень зчеплення по довжині експериментальних зразків

Випробування на висмикування залежно від довжини анкерування арматурного стержня в бетоні експериментальних зразків можна поділити на два види: *випробування із малою та великою довжинами анкерування* (рис. 12).

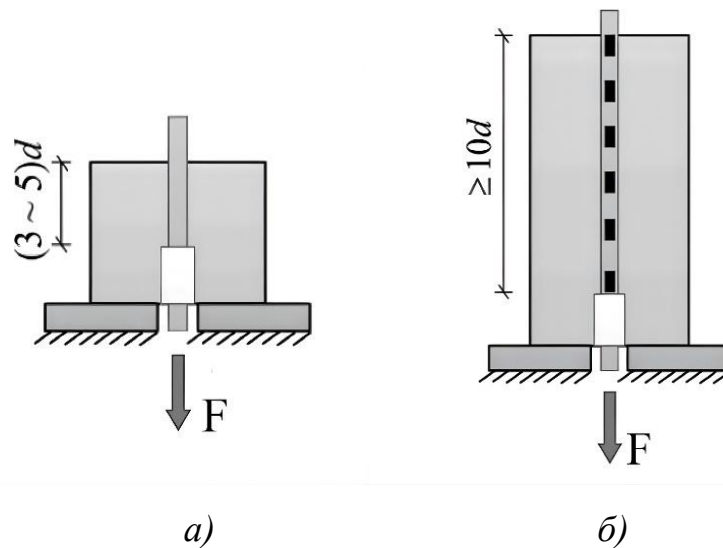


Рис. 12 Види випробувань зчеплення арматури з бетоном на висмикування  
[59]:

- а) зразок із малою довжиною анкерування;
- б) зразок із великою довжиною анкерування

Випробування зразків із малими довжинами анкерування (наприклад,  $l_b = 5\emptyset$ ) часто проводять із метою побудови **локальної залежності «напруження зчеплення – проковзування»** [46]. Такі випробування (із довжиною анкерування в межах від  $1\emptyset - 5\emptyset$ ) показують, що арматура протягом усього етапу навантаження працює в межах лінійно-пружної фази роботи [54]. Так, для зразків з довжиною анкерування  $l_b = 5\emptyset$ , зі збільшенням міцності бетону (клас С16/20 до С25/30) міцність зчеплення (визначена як середня) для стержнів великих діаметрів (20 мм і 25 мм) зменшувалася, і за такої довжини міцність арматури не використовується у значній мірі [41].

Зі збільшенням довжини анкерування (наприклад,  $l_b > 10\emptyset$  або  $l_b > 15\emptyset$ ), розподіл напружень стає складнішим, а середня міцність зчеплення  $\tau_b$  зазвичай знижується. Коли довжина анкерування є значною, арматура піддається значним деформаціям через великі напруження та видовження. Так, у роботі [59] встановлено, що збільшення довжини анкерування з  $5\emptyset$  до  $10\emptyset$  призводило до зниження середньої міцності зчеплення  $\tau_b$ . Хоча загалом сила висмикування  $P_{max}$  зростає зі збільшенням довжини анкерування, цей ефект негативно впливає на середню міцність зчеплення  $\tau_b$ , яка може зменшитися до 32%. Це зниження

середньої міцності є прямим наслідком того, що пікові напруження зчеплення, які утворюються біля навантаженого кінця, не можуть виникнути на всій довжині одночасно.

У зразках із великою довжиною анкерування напруження зчеплення  $\tau$  майже завжди розподіляються нерівномірно по довжині арматурного стержня, постійно змінюючи свої значення по довжині контакту арматури з бетоном [40]. Згідно з технічною теорією зчеплення, напруження зчеплення  $\tau_b$  пов'язані із градієнтом осьових напружень у стержні. У пружній стадії, коли взаємні зміщення стержня і бетону незначні, навантаження передається переважно навантаженим кінцем, і напруження зчеплення є максимальними поблизу навантаженого кінця і зменшуються по довжині стержня. Руйнування зони контакту арматури з бетоном починається із верхньої грані експериментального зразка, у зв'язку із чим максимум епюри напружень зчеплення поступово зсувається в глибину зразка по мірі збільшення довжини зони зруйнованого контакту (рис. 13).

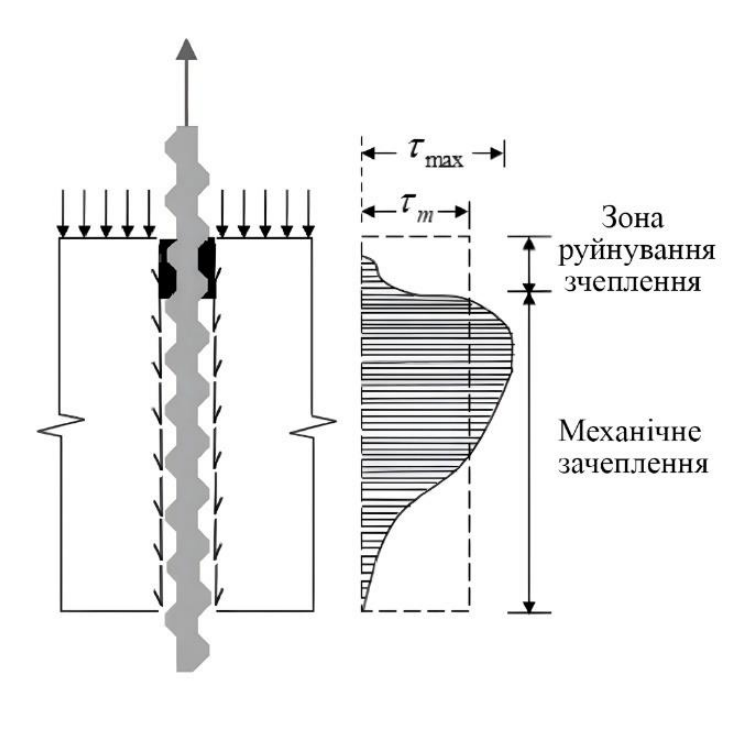


Рис. 13 Епюра напружень зчеплення арматури з бетоном при випробуванні на висмикування [50]

Однак для зразків із малою довжиною анкерування встановлено, що напруження зчеплення мають майже рівномірний характер розподілу по довжині зони анкерування [62].

## **7.6. Види руйнування контакту арматури з бетоном при випробуваннях на висмикування**

Довжина анкерування, як і захисний шар бетону та/або наявність поперечного армування [47] напряду впливають на характер руйнування зразків.

Характер руйнування зразків при випробуванні на висмикування суттєво залежить від довжини анкерування, умов обмеження, які визначаються товщиною захисного шару бетону  $c$  (або його відношенням до діаметру арматурного стержня  $c/d$ ) та/або наявністю поперечного армування (хомутів). Незалежно від умов, у всіх зразках у процесі навантаження розвивається поздовжня тріщина (паралельно стержню та приблизно перпендикулярно до бетонної поверхні), відома як *тріщина розколювання (splitting crack)* [41].

Спостерігаються три основні види руйнування [39, 41 - 43].

### *1. Руйнування типу висмикування (Pull-out Failure).*

Це руйнування, при якому відбувається зріз бетону над ребрами арматури (рис. 14). Виникає в умовах *гарного (достатнього) обмеження*, наприклад, за рахунок великого захисного шару бетону (наприклад, коли  $c \geq 5 \cdot d$ ), або за рахунок інтенсивного поперечного армування (хомутів). Вважається відносно пластичним руйнуванням. Характеризується найвищим піковим напруженням зчеплення  $\tau_{b,max}$ . Постпікова частина кривої  $\tau_{bond-\delta}$  демонструє пластичний характер [41].



Рис. 14 Схема руйнування типу висмикування [49]

## 2. Руйнування типу розколювання (*Splitting Failure*).

Це руйнування відбувається внаслідок дії радіальних розпиральних сил, генерованих ребрами арматури, коли міцність бетону на розтяг навколо стержня вичерпується (рис. 15). Виникає в умовах недостатнього обмеження. Це типово для зразків із малим захисним шаром (наприклад,  $c < 2.5 \cdot d$  до  $3.0 \cdot d$ ) або при відсутності поперечного армування [39]. По характеру руйнування являє собою крихке руйнування, що супроводжується різким падінням напружень зчеплення одразу після досягнення пікових значень. При  $c=1\varnothing$  руйнування часто відбувається через відколювання захисного шару (*spalling failure*) з поширенням поздовжніх тріщин уздовж стержня. Збільшення діаметра стержня при низькому захисному шарі підсилює крихкість [43].

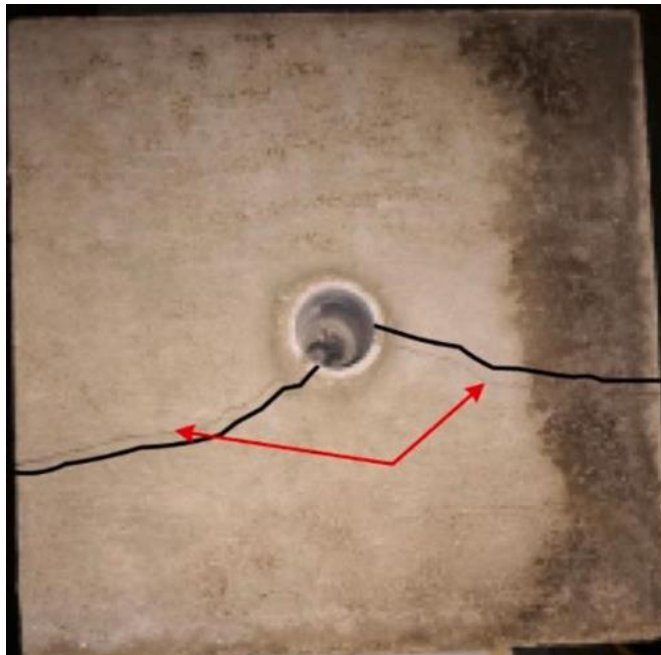


Рис. 15 Схема руйнування типу розколювання [49]

3. Руйнування типу висмикування, спричинене розколом (*Splitting-Induced Pull-out*).

Це комбінований або перехідний режим руйнування між крихким розколюванням та пластичним висмикуванням (рис. 16). Виникає в умовах *часткового або помірною обмеження*. Спостерігається у зразках, де товщина захисного шару помірна (наприклад,  $c = 3 \cdot d$  або  $c = 5 \cdot d$ ). Характеризується зниженням пікових напружень зчеплення порівняно з умовами повного обмеження, але має менш крихку постпікову реакцію, ніж чисте розколювання.



Рис. 16 Схема руйнування типу висмикування, спричинене розколом [49]

Також у ряді досліджень [39, 42] простежується додатковий вид руйнування, а саме руйнування арматури від розтягування (*Rebar failure, або Rupture*) (рис. 17). Виникає, коли міцність зчеплення є вищою за міцність самого арматурного стержня. Також в даних умовах можливе виникнення *текучості арматури (bar yielding)*, коли напруження в арматурі досягають межі плинності [43]. Як правило, ця форма руйнування виникає поза зоною зчеплення (за межами бетонної матриці) [51].



Рис. 17 Схема руйнування арматури від розтягування [49]

Згідно із рис. 18 та даними інших джерел [59], кожен із видів руйнування відповідає характерній кривій «напруження зчеплення – проковзування».

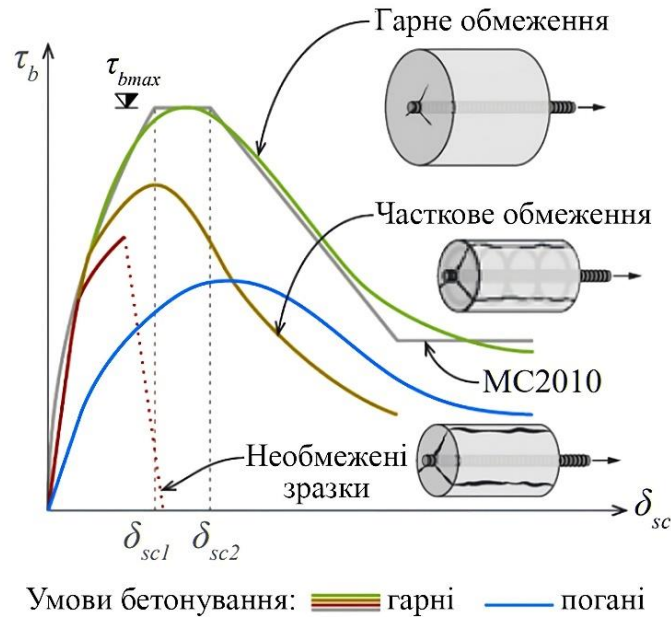


Рис. 18 Діаграми «напруження зчеплення-проковзування» для різних умов бетонування та різних обмежень [47]

Так, для руйнування типу висмикування крива  $\tau_{bond} - s$  має відносно пластичний характер та характеризується найвищим піковим напруженням зчеплення  $\tau_{b,max}$ . Дана крива має гарну узгодженість із аналітичною залежністю, прийнятою у fib Model Code 2010. Проміжна крива (при частковому/помірному обмеженні стержня та комбінованому виді руйнування) демонструє зниження пікових напружень зчеплення порівняно з умовами гарного обмеження арматурного стержня, але має менш крихку постпікову реакцію. В умовах відсутності обмеження переміщень арматурного стержня (при руйнуванні типу розколювання) крива  $\tau_{bond} - s$  має крихкий характер, а саме характеризується різким падінням напружень зчеплення одразу після досягнення пікових напружень.

Рис. 6 також демонструє вплив умов бетонування (ефект розташування) на залежність  $\tau_{bond} - s$ . Так, гарні умови (нижнє бетонування) передбачають, що арматурні стержні, відлиті в нижній частині форми, демонструють вищу міцність зчеплення та більшу жорсткість кривої. І навпаки, погані умови бетонування (верхнє бетонування) характеризують стержні, відлиті поблизу

верхньої частини форми, які мають меншу міцність зчеплення та менш жорстку реакцію. Це пояснюється пластичним осіданням свіжого бетону та утворенням порожнин під ребрами стержня [47].

У моделях, таких як fib Model Code 2010 (MC2010), ці умови враховувалися шляхом зменшення максимального напруження зчеплення  $\tau_{b,max}$  та збільшення відповідних ним значенням проковзувань  $\delta$  для поганих умов бетонування [46].

Таким чином, на основі проведеного аналізу видів та причин руйнування зв'язку зчеплення арматури з бетоном при експериментальних випробуваннях визначено, що основними чинниками, які впливають на їх виникнення, є умови обмеження бетонної матриці, які визначаються головним чином співвідношенням товщини захисного шару до діаметра стержня ( $c/d$ ) та/або наявністю поперечного армування чи поперечних напружень, довжина анкерування арматури. Додатковим чинником, який сприяє руйнуванню є *погані умови бетонування* (верхнє бетонування), які знижують міцність зчеплення та жорсткість кривої  $\tau_{bond} - \delta$  через утворення порожнин внаслідок пластичного осідання бетону.

## ВИСНОВКИ

1. Узагальнений огляд та класифікація експериментальних методик визначення зчеплення арматури з бетоном із виявленням їхніх переваг та недоліків. Встановлено, які параметри зчеплення є найбільш чутливими до вибору методики, та визначено діапазон потенційної варіації результатів.

2. Обґрунтовано фактори, що зумовлюють відмінності (нерівномірність розподілу напружень, довжина анкерування, схема фіксації, тип прикладання навантаження).

3. Ключовою конститутивною залежністю, що описує взаємодію між арматурою та бетоном, є крива «напруження зчеплення – проковзування». Її форма істотно визначається умовами обмеження зразка, зокрема наявністю

поперечного тиску, товщиною захисного шару або використанням поперечної арматури.

3. Метод висмикування є технологічно простим і економічно вигідним, однак він формує нерепрезентативний напружено-деформований стан, оскільки бетон під час випробування працює в умовах стиску, а не розтягнення. Це часто призводить до завищених значень напружень зчеплення, особливо у випадках, коли в зразку не передбачена зона без зчеплення. Натомість балкові випробування, зокрема методика випробування кінців балок (Beam-end tests), значно точніше відтворюють реальні умови роботи арматури в розтягнутій зоні згинальних елементів. Оновлена модифікація цього методу, запропонована у fib Model Code 2020, забезпечує можливість ефективніше оцінювати вплив положення бетонування та обмежувальних умов.

4. Збільшення довжини анкерування (наприклад, з  $5\emptyset$  до  $10\emptyset$ ) спричиняє нерівномірний розподіл напружень зчеплення та, відповідно, зменшення середньої міцності зчеплення (до 32%). Несприятливі умови бетонування, такі як верхнє бетонування, призводять до зниження сили зчеплення та менш жорсткої реакції через пластичне осідання бетону й утворення пустот під ребрами арматурного стрижня.

5. Товщина захисного шару  $s$ , поперечний тиск від навантаження та/або наявність поперечного армування є ключовими параметрами обмеження, що визначають механізм руйнування. За достатнього обмеження реалізується пластичний характер руйнування типу висмикування, який супроводжується вищими максимальними напруженнями зчеплення та узгоджується з положеннями fib Model Code 2010. У разі недостатнього обмеження проявляється крихкий механізм руйнування за типом розколювання.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

- [1] Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
- [2] Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
- [3] Будинки адміністративного та побутового призначення. Будинки і споруди: ДБН В.2.2-28:2010. – [Чинний від 2011-01-10]. – К. : КИЇВЗНДІЕП, 2011. – 28 с. – (Державні будівельні норми України)
- [4] Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2–29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).
- [5] Будівлі та споруди. Визначення класів наслідків (відповідальності) : : ДСТУ 8855:2019. – [Чинний з 2019-12-01]. – К. : Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», 2019. – 14 с. – (Державний стандарт України).
- [6] Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2018. – [Чинний від 2019-01-01]. – К. : УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. – 60 с. – (Державні будівельні норми України)
- [7] Інженерні вишукування для будівництва : ДБН А.2.1–1–2014. – [Введені в дію з 2014–03–24]. – К. : Держбуд України, 2014. – 126 с. – (Державні будівельні норми України).
- [8] Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2 : ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні від 2020-06-01]. – К. : Мінбуд України, 2020. – 68 с. – (Державні будівельні норми).

- [9] Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).
- [10] Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).
- [11] Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення: ДБН А.3.2-2-2009. – [Введені в дію з 2012–04–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 112 с. – (Державні будівельні норми України).
- [12] Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).
- [13] Правила визначення вартості будівництва : ДСТУ Б.Д.1.1–1:2013. – [Чинний з 2014-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2013. – 88 с. – (Національний стандарт України).
- [14] Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. Система проектної документації для будівництва : ДСТУ Б А.2.4-7:2009. – [Чинний від 2009-24-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).
- [15] Природне і штучне освітлення. Зміна №2 : ДБН В.2.5-28-2006. – [Введені в дію з 2012-09-01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).
- [16] Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України.
- [17] Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).
- [18] Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6–31:2021. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 23 с.

- [19] 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.
- [20] 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.
- [21] Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Основи автоматизованого проєктування 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.
- [22] 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.
- [23] 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.
- [24] Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання : навчальний посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язев, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2018. – 492 с.
- [25] Барашиков А. Я. Оцінювання технічного стану будівельних та інженерних споруд / А.Я. Барашиков, О.М. Малишев. — К. : Основа, 2008. – 320 с
- [26] 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.

- [27] Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель та споруд : навч. посібник / З.Я. Бліхарський. – Львів : вид-во «Львівська політехніка», 2008. – 108 с.
- [28] Куценко А.Г. Будівельна механіка : навчальний посібник / А.Г. Куценко, М.М. Бондар, В.В. Яременко – К.: Центр учбової літератури, 2019. – 704 с.
- [29] Куліков П.М. Архітектура будівель і споруд. Книга 5. Промислові будівлі: підручник / П.М. Куліков, В.О Плоський, Г.В. Гетун. – Кам'янець-Подільський : Рута, 2020. – 820 с.
- [30] Котеньова З.І. Архітектура будівель і споруд: навчальний посібник / З.І. Котеньова. – Харків : ХНУБА, 2007. – 170 с.
- [31] Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : будівлі, споруди та їх частини: підручник. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с.
- [32] Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : практичні методи розрахунків та конструювання : навч. посіб. / А.М. Павліков, Д.В. Кочкар'єв ; [за ред. д.т.н., проф. Павлікова А.М.] ; ПолтНТУ. – Полтава, ТОВ «АСМІ», 2019. – 238 с.
- [33] Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6–98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01–84\* і EN 1992–1–1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
- [34] Дмитренко Є. А. Особливості розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних конструкцій за методом Вуда в ПК «ЛІРА САПР» / Є. А. Дмитренко, Ю. В. Гензерський, І. А. Яковенко, Є. А. Бакулін // Український журнал будівництва та архітектури : науково-практичний журнал. – Дніпро : ДВНЗ ПДАБА, 2021. – № 5 (005). – С. 41–49. <http://uajsea.pgasa.dp.ua/issue/view/15004>
- [35] Дмитренко Є.А. Особливості чисельного моделювання моменту утворення тріщин залізобетонних конструкцій у ПК «Сапфір» / Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко // Збірник тез доповідей міжнародної науково-практичної онлайн конференції «Сучасні проблеми та перспективи розвитку машинобудування України», присвяченої 20-й річниці з дня створення

факультету конструювання та дизайну Національного університету біоресурсів і природокористування України (23-24 вересня 2021 р.). – К.: НУБіП України, 2021. – С. 58–61.

[36] Колчунов В.І. Аналітична модель зчеплення та нелінійна податливість арматурних зв'язків при розкритті дискретних тріщин у залізобетонних конструкціях / В.І. Колчунов, І.А. Яковенко, Є.А. Дмитренко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2016. – Вип. 32. – С. 183 – 196.

[37] Яковенко І.А. Класифікація методів посилення залізобетонних конструкцій будівель та споруд / І. А. Яковенко, Є.А. Бакулін, В.М. Бакуліна // Збірник тез доповідей ХІХ міжн. конф. науково-педагогічних працівників, наукових співробітників та аспірантів «Проблеми та перспективи розвитку технічних та біоенергетичних систем природокористування: конструювання та дизайн» (20-22 березня 2019 року). – К. : НУБіП України, 2019. – С. 8–11.

[38] Дмитренко Є.А., Бакай Т.В. Залежності зчеплення арматури з бетоном при різних видах руйнування зони їх контакту. *Збірник тез доповідей ХІІ Міжнародної науково-технічної конференції «Крамаровські читання»*. Київ, Україна: НУБіП України, 2025. С. 524–527.

[39] Дмитренко Є.А., Денисенко Д.О. Зміна параметрів зчеплення арматури з бетоном при дії довготривалих навантажень. *Збірник тез доповідей ХІІ Міжнародної науково-технічної конференції «Крамаровські читання»*. Київ, Україна: НУБіП України, 2025. С. 527–530.

[40] Ромашко О.В., Журавський В.М., Ромашко О.Д. Узагальнена модель зчеплення арматури з бетоном. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2019. Вип. 37. С. 214–221. URL: [http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis\\_nbuv/cgiirbis\\_64.exe?I21DBN=LINK&P21DBN=UJRN&Z21ID=&S21REF=10&S21CNR=20&S21STN=1&S21FMT=ASP\\_meta&C21COM=S&2\\_S21P03=FILA=&2\\_S21STR=rmkbs\\_2019\\_37\\_28](http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?I21DBN=LINK&P21DBN=UJRN&Z21ID=&S21REF=10&S21CNR=20&S21STN=1&S21FMT=ASP_meta&C21COM=S&2_S21P03=FILA=&2_S21STR=rmkbs_2019_37_28).

- [41] Філіпчук С., Поляновська О. Дослідження опору витягання арматурних стержнів з бетонів різних класів. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. 2019. Вип. 11. С. 132–139. DOI: [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2019-1\(11\)-16](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2019-1(11)-16).
- [42] Філіпчук С.В., Поляновська О.Є. Порівняльний аналіз досліджень зчеплення арматури з бетоном різними методами випробування. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. 2022, Вип. 41. С. 253–257. DOI: <https://doi.org/10.31713/budres.v0i41.028>.
- [43] Яковенко І.А., Дмитренко Є.А. Класифікація параметрів та пошук аналітичних залежностей зчеплення арматури з бетоном у залізобетонних конструкціях будівель та споруд. *Збірник тез доповідей XII Міжнародної науково-технічної конференції «Крамаровські читання»*. Київ, Україна: НУБіП України, 2025. С. 533–536.
- [44] ASTM. Standard Test Method for Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End Specimens. A944-10. USA: ASTM, 2015. 4 p. DOI: <http://doi.org/10.1520/A0944-10R15>.
- [45] Bado M.F., Casas J.R., Kaklauskas G. Distributed Sensing (DOFS) in Reinforced Concrete Members for Reinforcement Strain Monitoring, Crack Detection and Bond-Slip Calculation. *Engineering Structures*. 2021. Vol. 226. No. 111385. DOI: <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111385>.
- [46] Corres E., Muttoni A. Bond of Steel Reinforcement Based on Detailed Measurements: Results and Interpretations. *Structural Concrete*. 2023. Vol. 24. P. 7173–7204. DOI: <http://doi.org/10.1002/suco.202300324>.
- [47] Corres E., Muttoni A. Local Bond-Slip Model Based on Mechanical Considerations. *Engineering Structures*. 2024. Vol. 314. No. 1181190. DOI: <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118190>.
- [48] Dmytrenko Y., Usenko M., Yakovenko I. Collisions of Strength Determination Modeling for Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Constructions with Small Eccentricities by Normal Sections in Lira-FEM Software. In: Blikharskyy Z., Zhelykh V. (Eds.). *Proceedings of EcoComfort 2024*. EcoComfort 2024. Lecture

Notes in Civil Engineering. Cham: Springer, 2024. P. 50–63. DOI: [https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8\\_5](https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8_5).

[49] Fan C., Zheng Y., Wen Y., Sun M. Classification and Prediction of Deformed Steel and Concrete Bond-Slip Failure Modes Based on SSA-ELM Model. *Structures*. 2023. Vol. 57. No. 105131. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105131>.

[50] Galkovski T., Mata-Falcón J., Kaufmann W. Experimental Investigation of Bond and Crack Behaviour of Reinforced Concrete Ties Using Distributed Fibre Optical Sensing and Digital Image Correlation. *Engineering Structures*. 2023. Vol. 292. No. 116467. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116467>.

[51] Kang S.-B., Wang S., Long X., Wang D.-D., Wang C.-Y. Investigation of Dynamic Bond-Slip Behaviour of Reinforcing Bars in Concrete. *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 262. No. 120824. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120824>.

[52] Khaksefidi S., Ghalehnovi M., Brito J. Bond Behaviour of High-Strength Steel Rebars in Normal (NSC) and Ultra-High-Performance Concrete (UHPC). *Journal of Building Engineering*. 2021. Vol. 33. No. 101592. DOI: <http://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101592>.

[53] Long X., Wang C.-Y., Zhao P.-Z., Kang S.-B. Bond Strength of Steel Reinforcement under Different Loading Rates. *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 238. No. 117749. DOI: <http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117749>.

[54] Lv X., Yu Z., Shan Z. Bond Stress-Slip Model for Rebar-Concrete Interface Under Monotonic and Cyclic Loading. *Structures*. 2021. Vol. 34. P. 498–506. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.07.093>.

[55] Mak W.T.M., Lees J.M. Bond Strength and Confinement in Reinforced Concrete. *Construction and Building Materials*. 2022. Vol. 355. No. 129012. DOI: <http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.129012>.

[56] Mazumder M.H., Gilbert R.I. Finite Element Modelling of Bond–Slip at Anchorages of Reinforced Concrete Members Subjected to Bending. *SN Applied Science*. 2019. Vol. 1. No. 1332. DOI: <http://doi.org/10.1007/s42452-019-1368-5>.

- [57] Metelli G., Cairns J., Plizzari G. A New fib Model Code Proposal for a Beam-End Type Bond Test. *Structural Concrete*. 2023. Vol. 24, No. 4. P. 4446–4463. DOI: <http://doi.org/10.1002/suco.202300124>.
- [58] RILEM TC. RC 6 Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out test. In: RILEM Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials. 1983. P. 218–220. URL: [https://www.rilem.net/publication/publication/4?id\\_papier=4020](https://www.rilem.net/publication/publication/4?id_papier=4020).
- [59] Vembu P.R.S., Ammasi A.K. A Comprehensive Review on the Factors Affecting Bond Strength in Concrete. *Buildings*. 2023. Vol. 13, No. 3. No. 577. DOI: <https://doi.org/10.3390/buildings13030577>.
- [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*. Cham: Springer, 2023. P. 107–120. DOI: [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., Dmytrenko Ye.A. Influence of Reinforcement Parameters on the Width of Crack Opening in Reinforced Concrete Structures. *Achievements of Ukraine and EU Countries in Technological Innovations and Invention: coll. mon.* Riga: Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. P. 510–536. DOI: <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-18>.
- [62] Zheng Y., Fan C., Ma J., Wang S. Review of Research on Bond–Slip of Reinforced Concrete Structures. *Construction and Building Materials*. 2023. Vol. 385. No. 131437. DOI: <http://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131437>.