

# КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет: Будівельний факультет  
Кафедра: Промислового, цивільного і міського будівництва  
Спеціальність: 192 Будівництво та цивільна інженерія  
Освітньо-професійна програма: Будівництво та цивільна інженерія

## ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедрою \_\_\_\_\_

“ \_\_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 20 \_\_\_\_ р.

## ЗАВДАННЯ НА ВИПУСКНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА СТУДЕНТУ

Мархілю Єгору Юрійовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи: "Дизайн-проект фасадів ливарного цеху з благоустроєм прилеглої території"  
затверджена наказом по університету від " \_\_\_\_\_ " \_\_\_\_\_ 20 \_\_\_\_ р. № \_\_\_\_\_
2. Термін здачі студентом закінченої роботи \_\_\_\_\_
3. Вихідні дані до роботи \_\_\_\_\_

Місце будівництва – м. Кривий Ріг.

Будівля одноповерхова трьохпрольотна каркасного типу зі збірною залізобетону, загальна висота – 28,6 м, розміри в плані 96×114 м.

Фундаменти – монолітні залізобетонні.

Зовнішні стіни – залізобетонні стінові панелі.

Покрівля - рулонна.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік розділів, що їх належить розробити): Архітектурно-будівельний розділ (об'ємно-планувальне і конструктивне рішення будівлі, опис генплану, теплотехнічний розрахунок).  
Розрахунково-конструктивний розділ (розрахунок з/б плити покриття).  
Технологія будівництва (техкарта на улаштування монолітних фундаментів).  
Організація будівництва (сітьовий графік, будгенплан, охорона праці і безпека життєдіяльності).

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень): Архітектурно-будівельний розділ (генплан, фасади, плани, розрізи) – 1 лист. Розрахунково-конструктивний розділ (проекування залізобетонної плити покриття) – 1 лист. Технологія будівництва (техкарта на улаштування монолітних фундаментів) – 1 лист. Організація будівництва (сітьовий графік, будгенплан) – 1 лист.

6. Дата видачі завдання \_\_\_\_\_

Керівник \_\_\_\_\_  
(підпис)

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

### КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва розділів магістерської роботи	Термін виконання розділів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельний		
2.	Розрахунково-конструктивний		
3.	Технологія будівництва		
4.	Організація будівництва		

Студент-дипломник \_\_\_\_\_  
(підпис)

Керівник роботи \_\_\_\_\_  
(підпис)

### 1.1 Загальна характеристика запроектованої будівлі

Конструктивний тип будівлі – будівля каркасна з залізобетонним каркасом.

Клас будівлі – II.

Ступінь довговічності – II

Ступінь вогнестійкості – II.

Кліматичний район по фізико-географічним характеристикам – I.

### 1.2 Опис технологічних процесів

Ливарний цех. Цех входить до складу машинобудівного заводу. Плавильні печі розміщуються в середньому прольоті. В одному з крайніх прольотів розміщується формувальне відділення, де виконуються формування, сушіння форм, заливання, охолодження і вибивання литва. Стержневе і землепідготовче відділення розміщуються в тому ж прольоті, що й плавильні печі; обрубне відділення безпосередньо розміщене поряд із формувальним. У другому крайньому прольоті в спеціальних засіках розміщені склади металу, палива, піску й глини. В ливарному цеху є допоміжні приміщення, такі, як ремонтне відділення та склад моделей.

### 1.3 Генеральний план

Для ливарного цеху розроблено генеральний план відповідно з ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», санітарними та протипожежними нормами і в технологічному взаємозв'язку з іншими будівлями та спорудами.

При проектуванні генерального плану на його територію розподілено на передзаводську і виробничу зони.

На передзаводській території розташовані: їдальня, адміністративна будівля, тимчасова стоянка автотранспорту та інше.

На виробничій території, крім проєктованого цеху, розміщені наступні будівлі і споруди: склад готової продукції, ремонтні майстерні і т.д.

Напрямок вітрів забезпечує добре провітрювання будівлі, а в зимовий період – видування снігу з між ліхтарного простору.

Внутрішньозаводський транспорт – автомобільний.

Ширина доріг та проїздів прийнята 6 м (від до 10.5 м) радіус. закруглення – 12 м.

Запроектовано благоустрій ділянки. Дороги, майданчики, тротуари – заасфальтовано. Навколо будівлі запроектовано асфальтове вимощення шириною 1 м.

Виконано озеленення ділянки. Посаджено декоративні дерева, кущі, посіяно багаторічні трави, квітники.

Основні техніко-економічні показники за генпланом зведені в таблицю 1.

Таблиця 1 – Техніко-економічні показники за генпланом

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа ділянки	м <sup>2</sup>	55450	
2	Площа забудови	м <sup>2</sup>	27000	

3	Площа мощення	м <sup>2</sup>	18000	
4	Площа озеленення	м <sup>2</sup>	10450	
5	Щільність забудови	%	49	
6	Коефіцієнт мощення	%	32	
7	Коефіцієнт озеленення	%	19	

#### 1.4 Об'ємно – планувальне рішення будівлі

Будівля, що проектується – ливарний цех, має розміри в осях 114 x 96 м.

Будівля одноповерхова, багатопролітна, прольоти одного (різного) направлення.

У будівлі запроєктовано ворота, а для проходу робітників передбачені хвіртки.

У кожному з прольотів передбачено мостові крани, вантажопідйомністю згідно завданню, відмітка головки кранової рейки залежить від виду колон.

По осі «М» та «8» улаштовані температурні шви з двох спарених колон.

Крок колон окремої залізобетонної будівлі – 6 м.

Крок крайніх / середніх колон залізобетонної будівлі – 6 / 6 м.

Прив'язка колон крайніх рядів до поздовжніх координаційних осей – «250».

Колони середнього ряду розміщуються симетрично, по відношенню до координаційних осей, осі проходить по середині перерізу колон.

Поперечні координаційні осі проходять по середині перерізу колон за винятком біля торців і біля деформаційних швів, вісь колони зміщена всередину на 500 мм.

Основні техніко-економічні показники будівлі зведені в таблицю 2.

Таблиця 2 – Техніко-економічні показники будівлі

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа забудови	м <sup>2</sup>	11280	
2	Будівельний об'єм	м <sup>3</sup>	231120	
3	Корисна площа	м <sup>2</sup>	10584	
4	Планувальний коефіцієнт	–	$K_1 = 20,5$	
5	Об'ємний коефіцієнт	–	$K_2 = 0,94$	

#### 1.5 Конструктивне рішення будівлі

Будівля каркасна з повним каркасом. Просторова жорсткість будівлі в поперечному напрямку забезпечується поперечною рамою, утвореною замоноличуванням колон в фундаментах і міцним зварюванням ферм (балок) з колоною.

У поздовжньому напрямку – фундаментними балками, підкрановими балками, зв'язками і диском плит покриття привареними до несучих елементів покриття.

##### 1.5.1 Колони

Вибір колон проводиться відповідно до параметрів схеми, зазначених в

завданні на проектування. Конструкція збірних залізобетонних колон залежить від об'ємно – планувального рішення промислової будівлі і наявності того чи іншого виду підйомно-транспортного устаткування визначеної вантажопідйомності. За конструктивним рішенням колони підрозділяють на одно- і двогілкові, за місцем розташування в будівлі – на крайні, середні й фахверкові, розташовані в торцевих або поздовжніх стінах.

Розміри колони підбирають за такими умовами: місце розташування в будівлі, висота будівлі, величина прольоту, крок колон і вантажопідйомність кранів.

В одноповерхових будівлях для улаштування торцевих і поздовжніх фахверків застосовують збірні залізобетонні колони. Фахверкові колони встановлюють біля торцевих стін і між основними колонами в поздовжніх стінах при кроці крайніх колон 12 м і довжині стінових панелей 6 м. Ці колони призначаються для кріплення стінового огородження, вони частково сприймають масу стін і вітрові навантаження. Фахверкові колони можуть бути збірними залізобетонними і сталевими.

Збірні залізобетонні колони фахверка виконують суцільними квадратного перерізу 400 x 400 мм.

Довжина колон розрахована на їхнє використання в будівлях.

За вихідними даними підбираємо збірні залізобетонні колони (табл. 3)

Таблиця 3 – Збірні залізобетонні колони

Марка колони	Ескіз	Крок, м	Q, т	Розміри, мм			Розміри перерізу, мм
				H	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	
1	2	3	4	5	6	7	8
<b>Колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі</b>							
3K132-6		6	30	14250	3100	10150	600 x 400
<b>Фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі</b>							

ЗКФ133-1		6	30	13300			400 x 400
----------	--	---	----	-------	--	--	-----------

**Колони крайнього ряду залізобетонної будівлі**

ЗКД144		6	30	15570	4920	10650	1400 x 500
--------	--	---	----	-------	------	-------	------------

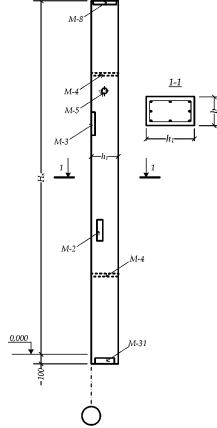
**Продовження табл. 3**

1	2	3	4	5	6	7	8
---	---	---	---	---	---	---	---

**Колони середнього ряду залізобетонної будівлі**

ЗКД144		6	30	15570	4920	10650	1900 x 600
--------	--	---	----	-------	------	-------	------------

**Фахверкові колони залізобетонної будівлі**

ЗКФ145-1		6	30	14500		400 x 400
----------	---	---	----	-------	--	-----------

### 1.5.2 Фундаменти

У курсовому проекті застосовується збірний залізобетонний фундамент із підколонником стаканного типу для збірних залізобетонних колон та одне-, двох- чи триступінчастою плитною частиною (табл. 4).

Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту під залізобетонну колону визначається способом забезпечення жорсткого з'єднання колони з фундаментом, що досягається закладенням нижнього кінця колони в спеціальний стакан фундаменту.

Для скорочення загальної номенклатури уніфіковано розміри підколонника і фундаменту (розміри в плані кратні модулю 300 мм) та позначка верха стакану (-0,150 м). Розміри стакану на 150 мм зверху і на 100 мм знизу більше розміру колони.

Розміри підколонника в плані підбираються відповідно прийнятним розмірам перерізу колони. Розміри підосви і кількість уступів приймаються відповідно вантажопідйомності кранового обладнання. Для фундаментів під колони середнього ряду розміри підосви приймаються в 1,5÷2 рази більше аналогічних розмірів для колон крайніх рядів.

Під фахверкові колони можуть бути прийняті фундаменти з одним уступом і розмірами підколонника 0,9 x 0,9 м.

Фундамент під суміжні колони в місцях улаштування поздовжніх і поперечних температурних швів виконується спільний незалежно від числа колон у вузлі. Розміри підосви фундаментів під суміжні колони призначаються шляхом підсумовування розмірів підосви під кожну колону з урахуванням вставки між осями колон і при дотриманні кратності розмірів підосви модулю 300 мм. Якщо ж шов осадочний, то під кожну колону виконується свій незалежний фундамент.

Прив'язка фундаментів до координаційних осей визначається прив'язкою колон. Варто враховувати, що більший розмір підколонника і підосви фундаменту розташовується в поперечному напрямку, а менший – у поздовжньому напрямку.

Глибина закладення фундаментів з урахуванням навантажень від будівлі, що проектується, і стосовно до нормальних ґрунтових і кліматичних умов прийнята -2.550 м. Колони замоноличуються у фундаменті бетоном на дрібному заповнювачі.

Під стіни запроектовані фундаментні балки, які опираються на бетонні

стовпчики, встановлені на верхню ступінь фундаменту. По обрізу фундаменту на товщину стіни до відмітки 0,030 м улаштовується набетонка. У місцях установки воріт фундаментні балки не укладаються, а улаштовується монолітний бетонний фундамент товщиною 500 мм, довжиною – 6 м, в який закладаються анкерні болти для кріплення ворітних рам. По верху фундаментних балок улаштовується гідроізоляція з одного шару цементного розчину товщиною 30 мм, складу 1: 2.

Таблиця 4 – Збірні фундаменти стаканного типу

Марка фундаменту	Ескіз	Переріз колони, мм	Розміри стакану і підколоники, мм	Розміри сходинок, мм	Висота сходинок фундаменту, мм
1	2	3	4	5	6
під колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі					
ФБ 19-24		600 x 400	1500 x 1500 1200 x 1200	2100 x 1800 2700 x 1800	300
під фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі					
ФА 1-6		400 x 400	1200 x 1200 900 x 900	1500 x 1500	300
Продовження табл. 4					
1	2	3	4	5	6
під колони крайнього ряду залізобетонної будівлі					



ФД 51-55		1400 x 500	2400 x 1500 2100 x 1200	3000 x 2100 3600 x 2100 4200 x 2700	300
<b>під колони середнього ряду залізобетонної будівлі</b>					
ФЕ 31-35		1900 x 600	3000 x 1500 2700 x 1200	3600 x 1800 4200 x 2400 4800 x 3000	300
<b>під фахверкові колони залізобетонної будівлі</b>					
ФА 1-6		400 x 400	1200 x 1200 900 x 900	1500 x 1500	300

### 1.5.3 Фундаментні балки

Для обпирання фундаментних балок улаштовуються бетонні стовпчики – підбетонки площею перерізу 0,3 x 0,6 м. Верх стовпчиків приймається на позн. - 0,45 м при висоті фундаментних балок 0,4 м і кроці колон 6 м. Позначка верха фундаментної балки приймається на 30 мм нижче рівня чистої підлоги (позначка - 0,03 м). Для забезпечення балок від деформації при здиманні ґрунтів, знизу чи з їхніх боків роблять підсипання з шлаку чи грубозернистого піску. З метою утеплення пристінної робочої зони ширина підсипання з утеплювача в опалювальних будівлях може складати 1...2 м. Уздовж фундаментних балок на поверхні ґрунту влаштовують асфальтове вимощення шириною 1 м з нахилом від

стіни будівлі 3 – 5%.

Довжина фундаментної балки залежить від її розташування в будівлі (кутові, рядові, поряд з температурними швами), кроку колон і від розміру підколонника в плані (табл. 5).

Таблиця 5 – Збірні фундаментні балки

Марка балки	Ескіз	Крок колони, м	Розміри, мм
ФБ 6-12		6	450 x 400

### 1.5.4 Кроквяні та підкроквяні конструкції

На колони опираються несучі елементи покриття кроквяні ферми – сегментні, безрозкісні, з паралельними поясами і полігональні прольотами 18, 24 м, балки з паралельними поясами, двосхилі, гратчасті прольотами 12, 18 м (табл. 6). Вони кріпляться за допомогою накладних сталевих листів, які приварені до закладних деталей ферм та анкерними болтами колони. Після вивірки ферми, балки у проектне положення всі елементи обкручують.

При кроці крайніх колон 6 м, а середніх колон 12 м на колони середніх рядів спочатку встановлюють підкроквяні ферми чи балки. Кріпляться підкроквяні конструкції до колони за допомогою зварювання закладних деталей стельовим швом.

Таблиця 6 – Збірні кроквяні та підкроквяні конструкції

Марка конструкції	Ескіз	L, м	Крок, м	Розміри, мм
1	2	3	4	5
кроквяна конструкція окремої залізобетонної будівлі				
ФПП 6-18		18	6	18000 x 2700
кроквяні конструкції залізобетонної будівлі				
ФПП 6-24		24	6	24000 x 2700
підкроквяні конструкції залізобетонної будівлі				

ПФ-12		12	12	11960 x 3300
-------	--	----	----	--------------

### 1.5.5 Підкранові балки

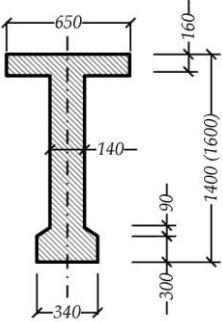
У курсовому проекті передбачене застосування опорних мостових кранів (при вантажопідйомності  $Q = 10 \div 50$  т) (табл. 7). Підкранові балки з покладеними по них рейками утворюють шлях руху мостових кранів і міцно з'єднуючись з колонами, додають каркасу будинку додаткову просторову жорсткість

Залізобетонні підкранові балки в одноповерхових промислових будівлях застосовують при кроці колон 6 і 12 м і вантажопідйомності крана до 50 т. За умовами технологічності виготовлення і монтажу їх улаштовують розрізними. Залізобетонні підкранові балки мають тавровий переріз, висота типових балок прольотом 6м – 800 і 1000 мм, а 12 м – 1400 мм. По місцю розташування в будівлі підкранові балки розрізняють торцеві – поряд з торцевими стінами, рядові, температурні – поряд з температурними швами. Вони відрізняються друг від друга наявністю і розташуванням закладних деталей для кріплення до колон.

Після установки і вивірки підкранових балок їх прикріплюють до колон; внизу на болтах і зварюванні, вгорі – приваркою вертикально поставленого листа до закладних деталей у колоні і балці. По верху підкранових балок укладають кранові рейки і закріплюють лапками – притисками на пружних прокладках.

Таблиця 7 – Підкранові балки

Марка балки	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
Окрема залізобетонна будівля			
БКНВ 6 -4с		5960	1000 x 600
Залізобетонна будівля			
БКНВ 6 -4с		5960	1000 x 600

БКНВ 12-3с		11950	1400 x 650
------------	---	-------	------------

### 1.5.6 Зв'язки

На рішення системи вертикальних зв'язків впливають: висота будівлі, наявність чи відсутність у будівлі мостових кранів і рішення покриття (висота балок чи опорної стійки ферм).

У будівлях, обладнаних мостовими кранами, вертикальні зв'язки по колонах устанавлюються нижче рівня підкранових балок в одному (бажано середньому) кроці колон кожного температурного відсіку (рис. 1). При цьому підкранові балки розглядають як розпірки вертикальних зв'язків. Якщо по вимогах технології не можна розташувати вертикальні зв'язки в середньому кроці колон температурного відсіку, допускається їх перенос у сусідній крок.

Якщо є підкроквяні ферми, то вони виконують функції розпірок по колонах, і спеціальні елементи розпірок не встановлюються.

Крім обговорених вертикальних зв'язків по колонах передбачаються вертикальні зв'язки по ліхтарях і по підвісним крановим шляхам

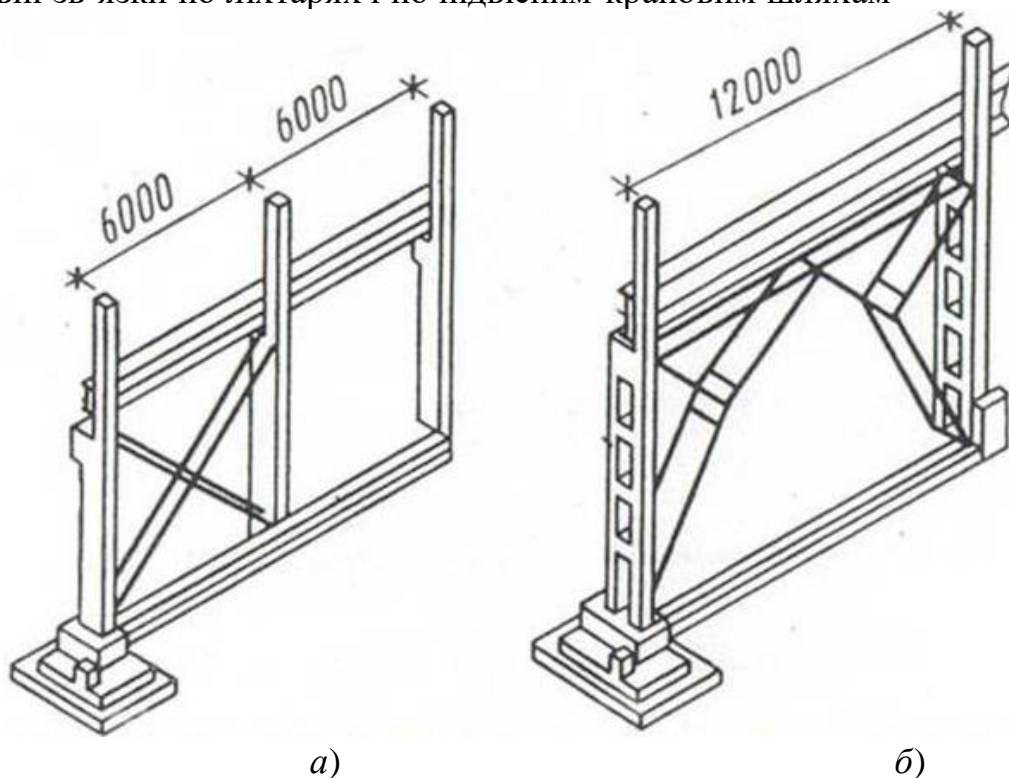


Рисунок 1 – Зв'язки: *а* – при кроці колон 6 м; *б* – при кроці колон 12 м.

### 1.5.7 Плити покриття

Залізобетонні плити, що служать основою для покрівлі, укладають по

поперечних кроквяних конструкціях (табл. 8). При кроці кроквяних конструкцій 6 м використовуються плити 3×6 м і 1,5×6 м, а при кроці 12 м – 12×6 м і 1,5×12 м. В основному застосовують плити шириною 3 м, що відповідає відстані між вузлами кроквяних конструкцій. Плити шириною 1,5 м використовують головним чином у розжолобках, коли для сприйняття навантаження, що виникає від відкладення снігу, несуча здатність плит шириною 3 м виявляється недостатньою.

Всі плити мають по кінцях несучих поздовжніх ребер закладні деталі, які приварюються до закладних деталей ферм. Шви між панелями заповнюються цементним розчином М100. У торцях будівель і температурних швах закладні деталі плит для кріплення зміщені на 500 мм.

Таблиця 7 – Плити покриття

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
<b>Окрема залізобетонна будівля</b>			
ПНС-10		5960	1490 x 300
<b>Залізобетонна будівля</b>			
ПНС-10		5960	1490 x 300

### 1.5.8 Стінове огороження

Стіновими панелями огорожують опалювальні й неопалювані будівлі незалежно від матеріалу і конструкції каркаса при кроці колон 6 і 12 м. Висоту панелей в більшості випадків приймають в 1,2 і 1,8 м, довжину – 6 і 12 м. Низ першої за висотою панелі сполучають, як правило, з позначкою підлоги будівлі. За конструктивними і монтажними умовами верхній ряд панелей у межах висоти приміщення рекомендується встановлювати нижче ферм на 0,6 м, а верхній ряд панелей у межах висоти ферм – нижче верхнього пояса на 0,3 м.

При залізобетонному каркасі доцільно застосовувати легкобетонні самонесучі панелі. Відповідно до уніфікації висоту основних стінових панелей підпорядковують модулю 300 мм і приймають 1,2 і 1,8 м, підкарнизних і парапетних – 0,9 і 1,5 м. Цокольну панель приймають в основному висотою 1,2 м, але вона може бути і вище, якщо це диктується технологічними міркуваннями. У кутах будівель, де основні колони каркаса зміщені з поперечної координатної вісі на 500 мм, застосовують поздовжні панелі чи панелі з добірними вкладишами.

У торцевих стінах будівлі панелі кріплять до фахверкових колон.

Товщину горизонтальних швів між стіновими панелями приймають 15 мм, вертикальних – 20-30 мм відповідно при панелях довжиною 6 і 12 м. У результаті температурних і усадочних деформацій панелей товщина швів періодично змінюється, тому матеріал заповнення швів повинен бути пружним і еластичним, а також водонепроникним і атмосферостійким. Для надійної герметизації швів використовують пружні синтетичні профільні прокладки з порізолу чи герніту, а також різні водостійкі мастики.

Стіни запроектовані самонесучі панельні з одношарових панелей (табл. 8), товщиною 300 мм, які кріпляться до колон за допомогою зчепу з двох кутиків 125 x 16 мм,  $L = 100$  мм, приварених до закладних деталей колони та стінової панелі гнучким анкером з пластиною. Панелі повної заводської готовності із зовнішнім та внутрішнім фактурним шарами – цементно - піщаний розчин товщиною по 20 мм.

У місцях улаштування воріт, дверей стіни заповнюються цеглою М100 на розчині М50 товщиною 380 мм.

Таблиця 8 – Стінове огородження

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
Окрема залізобетонна будівля			
ПСЛ-16		6000	1800 x 300
Залізобетонна будівля			
ПСЛ-16		6000	1800 x 300

### 1.5.9 Вікна

Світлові прорізи в стінах можуть мати вигляд окремих вікон або стрічок (рис. 2). В будівлях значної висоти та в будівлях, обладнаних мостовими кранами, вікна розташовують в два, а інколи й в три яруси. Заповнюють прорізи окремими блоками або віконними панелями, які виконуються зі сталі.

Каркас віконних заповнень утворюється імпостами (вертикальними стійками), розташованими через 1,5 або 2 м і приварюється до закладних деталей в панелях- перемичках. Глухі рами і рами, що відкриваються з верхньою,

нижньою або бічною підвіскою прикріплюються до імпортів болтами. Козирки влаштовуються тільки над рами, що відкриваються.

Сталеві віконні панелі для 6-метрового кроку колон виконуються з розмірами

$6 \times 1,2$  і  $6 \times 1,8$  м. При висоті прорізу до 20 м вони встановлюються одна над одною і скріплюються болтами М12. При більшій висоті будівлі в заповнення необхідно вводити ригель з прокатних профілів для сприйняття власної ваги панелей і вітрового навантаження. Скло, окантовано гумовим профілем, в глухих панелях кріпиться безпосередньо до несучої рами.

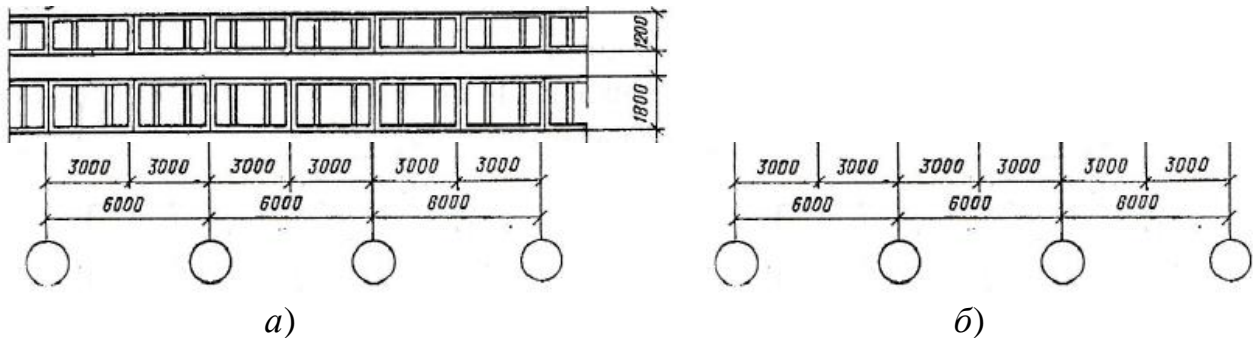


Рисунок 2 – Вікна: *a* – при висоті 1,2 м; *б* – при висоті 1,8 м.

### 1.5.10 Ворота

У курсовому проекті застосовуються розпашні ворота для автомобільного транспорту різної вантажопідйомності. Для автотранспорту – з розмірами  $3,6 \times 4,2$  м (рис. 3).

Рама воріт складається з ригеля і двох стійок, що встановлюються на фундамент і закріплюються до нього анкерними болтами. Раму встановлюють із зовнішньої сторони будівлі. З зовнішньої сторони воріт, призначених для безрейкового транспорту, роблять похилі бетонні з'їзди – пандуси.

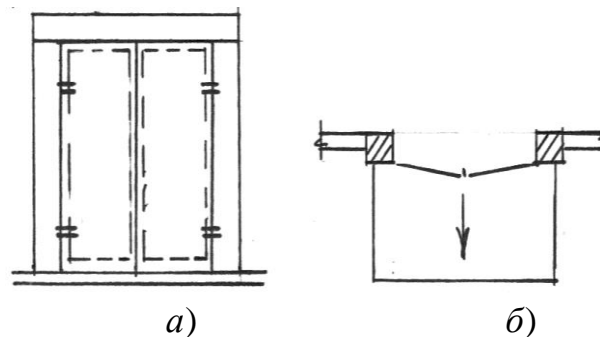


Рисунок 3 – Розпашні ворота: *a* – вид з торця; *б* – вид згори.

### 1.5.11 Покрівля та система водовідводу

Покрівля запроектована суміщена невентильована рулонна з двох шарів руберойду з захисним шаром із гравію, втопленого у бітумну мастику (рис. 4). По вирівняній поверхні плит улаштовують пароізоляцію з одного шару руберойду на бітумній мастиці. У місцях примикання покрівлі до парапету та інших вертикальних поверхонь покрівля посилюється трьома додатковими шарами

руберойду, які перекривають один одного на 150-100 мм. Вони заводяться на стіну на 250 мм та кріпляться до панельних стін дюбелями з кроком 600 мм через сталеву полосу 40 x 4 мм і фартух з оцинкованої сталі. Потім зверху стик замазують герметизуючою мастикою.

Водовідвід запроєктований внутрішній організований. Водостокові лійки встановлюють у знижених місцях – розжолобках не рідше, ніж через 48 м. Водоприймальні лійки встановлюють з прив'язкою до координаційних осей до поздовжніх 450 мм та до поперечних 500 мм..

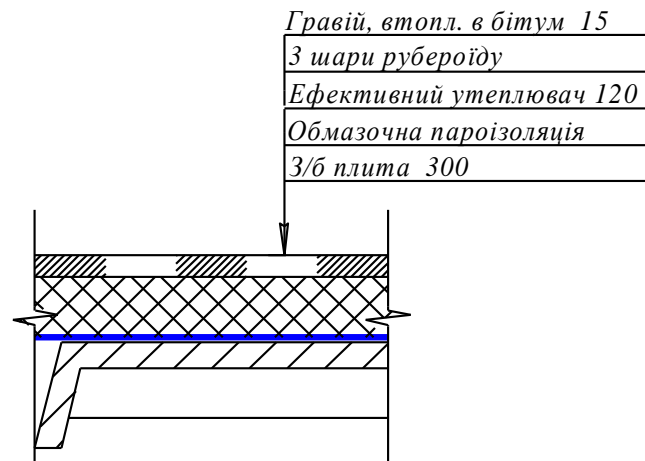


Рисунок 4 – Фрагмент покрівлі

### 1.5.12 Ліхтарі

За призначенням ліхтарі розподіляють на світлоаераційні, аераційні та світлові.

Тип ліхтарів та їх конструктивне рішення приймають з урахуванням потрібних параметрів середовища приміщення, кліматичних умов району будівництва, тощо.

У курсовому проєкті застосовуються світлоаераційні ліхтарі шириною 6 та 12 м, подвійні. Висота скла 1750 мм, відкриваються на кут до 70° від вертикалі приладами з електричним приводом.

Ліхтарі розміщують паралельно поздовжньої осі будівлі. З метою зручності експлуатації та за пожежними вимогами довжина ліхтарів повинна бути не більше 84 м. Якщо потрібна більша довжина, то ліхтарі влаштовують з розривами, величину яких приймають рівною або кратною кроку кроквяних конструкцій. За тим же міркуванням ліхтарі не доводять до торцевих стін на 6 м. Для приміщень з прольотами 12 і 18 м застосовують ліхтарі шириною 6 м, для приміщень з більшими прольотами – шириною 12 м. Каркас ліхтаря складається з поперечних сталевих рам та поздовжніх елементів. До останніх відносять: бортові плити, прогони для кріплення елементів заповнення світлових прорізів, елементи покриття та зв'язки.

Покриття ліхтаря влаштовують однаковим з покриттям будівлі.



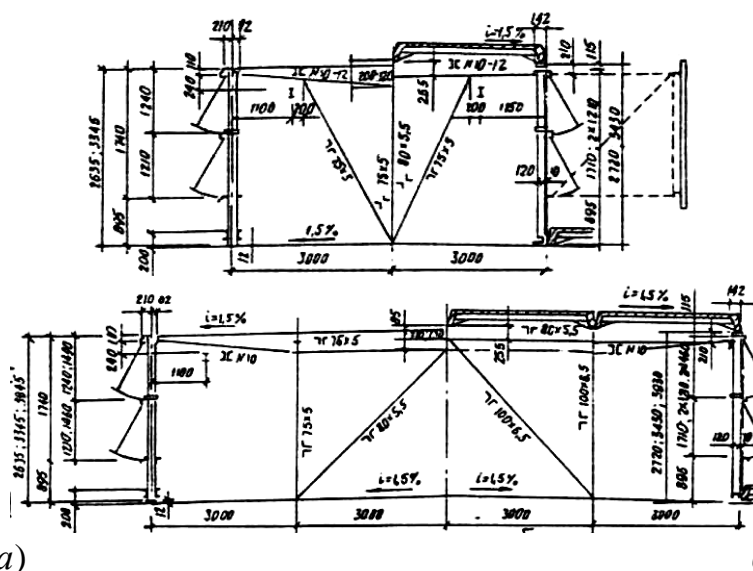


Рисунок 5 – Ліхтарі: а – при ширині 6 м; б – при ширині 12 м

### 1.5.13 Підлоги

При виборі виду і конструкції підлоги виходять з характеру виробничих дій на неї і забезпечення довговічності й експлуатаційної надійності підлоги. Основними конструктивними елементами підлог є покриття, підстильний шар, прошарок, стяжка, гідроізоляція і основа. Підлоги проектуються відповідно призначенню приміщень, в залежності від характеру впливу на підлогу або спеціальних вимог до нього.

Склад підлоги, матеріал та товщину шарів кожного виду підлоги вказано в експлікації підлог та на кресленнях (табл. 9).

Таблиця 9 – Експлікація підлог

Схема підлоги або, тип підлоги за серією	Дані елементів підлоги (назва, товщина, основа тощо), мм	Площа, м <sup>2</sup>
	<p>Асфальтобетон - 50  Бетонна підготовка - 100  Грунт ущільнений щебенем</p>	2592

### 1.5.14 Опорядження будівлі

Зовнішнє опорядження будівлі складається із розшивки швів так як панелі доставляються на будівельний майданчик повного заводського гатунку із зовнішнім фактурним шаром 20 мм з цементного розчину.

На будівельному майданчику шви герметизуються та зачеканюються цементним розчином.

Внутрішнє опорядження – вапняне фарбування стін, колон та стель.

## 1.6 Розрахунок природного освітлення

Глибина приміщення  $B = 36$  м; висота приміщення  $H = 24,8$  м; розряд роботи зору – IV; ліхтарі – подвійні; засклення – листове. Площа засклення  $S = 1591,2 \text{ м}^2$

Інтер'єр: стеля – біла, стіни – зеленуваті, підлога – краснувато-коричнева.

Коефіцієнти відбиття:  $\rho_{стелі} = 0,7$ ;  $\rho_{стіни} = 0,5$ ;  $\rho_{підлоги} = 0,3$ .

1. Нормований коефіцієнт природного освітлення:

$$e^{IV} = e \cdot m \cdot c = 4 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 2,4 \%$$

де  $m$  – коефіцієнт світлового клімату;

$c$  – коефіцієнт сонячності;

$e$  – нормований коефіцієнт природного освітлення.

2. Площа засклення:

$$S_0 = \frac{S_n \cdot k_3 \cdot e_n \cdot \eta_0 \cdot \kappa_{зд}}{100 \cdot \tau_0 \cdot r_1} = 1095 \text{ м}^2$$

де  $S_n = 8064 \text{ м}^2$  - площа підлоги;

$k_3 = 1,5$  - коефіцієнт запасу;

$\eta_0 = 14$  - світлова характеристика вікна;

$\tau_0 = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3 \cdot \tau_4 \cdot \tau_5 = 0,64$  - загальний коефіцієнт світлопропускання,

де  $\tau_1 = 0,8$  - коефіцієнт світлопропускання матеріалу,

$\tau_2 = 0,8$  - коефіцієнт, що враховує втрату світла в переплетах світлопроєму,

$\tau_3 = 1$  - коефіцієнт, що враховує втрату світла в несучих конструкціях,

$\tau_4$  - коефіцієнт, що враховує втрату світла в сонцезахисних пристроях,

$\tau_5$  - коефіцієнт, що враховує втрату світла в захисній сітці під ліхтарями.

$\kappa_{зд} = 1$  - коефіцієнт, що враховує затінення вікон протилежними спорудами;

$r_1 = 1,1$  - коефіцієнт, що враховує підвищення к.п.о. при бічному освітленні за рахунок світла, що відбивається від поверхні приміщення і підстилаючого шару, що прилягає до будівлі.

Для визначення  $r_1$  знаходять середній коефіцієнт відбиття:

$$\rho_{ср} = \frac{0,5\rho_1 S_1 + \rho_2 S_2 + \rho_3 S_3}{S_1 + S_2 + S_3} = 0,397;$$

де  $\rho_1, \rho_2, \rho_3, S_1, S_2, S_3$  - відповідно коефіцієнти відбиття та площі поверхонь стелі, стін та підлоги

$S_{реал.} \geq S_0$ . Площа засклення прийнята вірно.

## 1.7 Теплотехнічний розрахунок

Температура повітря найбільш холодної п'ятиднівки  $t_H = -21^0$

Будівля відноситься до **II групи** за внутрішньою температурою і відотною вологістю повітря,  $t_B = 16^0$ ,  $\varphi \leq 49 \%$ . Умови експлуатації: **Б**.

Необхідний опір теплопередачі огорожуючи конструкцій  
 $R_0^{TP} = 0,42 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$ .

Попередньо приймемо панелі з аглопоритобетону:  $\gamma = 1200 \text{ кг} / \text{м}^3$ ,  $\delta = 300 \text{ мм}$ ,  
 $R = 0,74 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$ ,  $\lambda = 0,46$

Опір теплопередачі огороження:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \sum R + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{8,7} + 0,65 + \frac{1}{23,2} = 0,81 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$$

де  $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{К}$  - коефіцієнт тепловіддачі у внутрішньої поверхні огороження;

$\alpha_H = 23,2 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{К}$  - коефіцієнт теплопередачі у зовнішньої поверхні;

$\sum R = 0,65$  - сума термічних опорів окремих шарів огороження.

$$R_0 \geq R_{TP}.$$

Параметри прийнятої конструкції відповідають умовам експлуатації та розрахунковій температурі.

## 2. РОЗРАХУНОК ПАНЕЛІ ПОКРИТТЯ

### 2.1 ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ

Номінальні розміри панелі: довжина  $l_n=12$  м, ширина  $b_n=3$  м. Висота панелі (поздовжніх ребер) приймається  $h = 450$  мм ( $h = l_n/27$ ). Поперечні та поздовжні ребра трапецієвидного перерізу. Ширина поздовжніх ребер знизу 100 мм, зверху – 140мм.

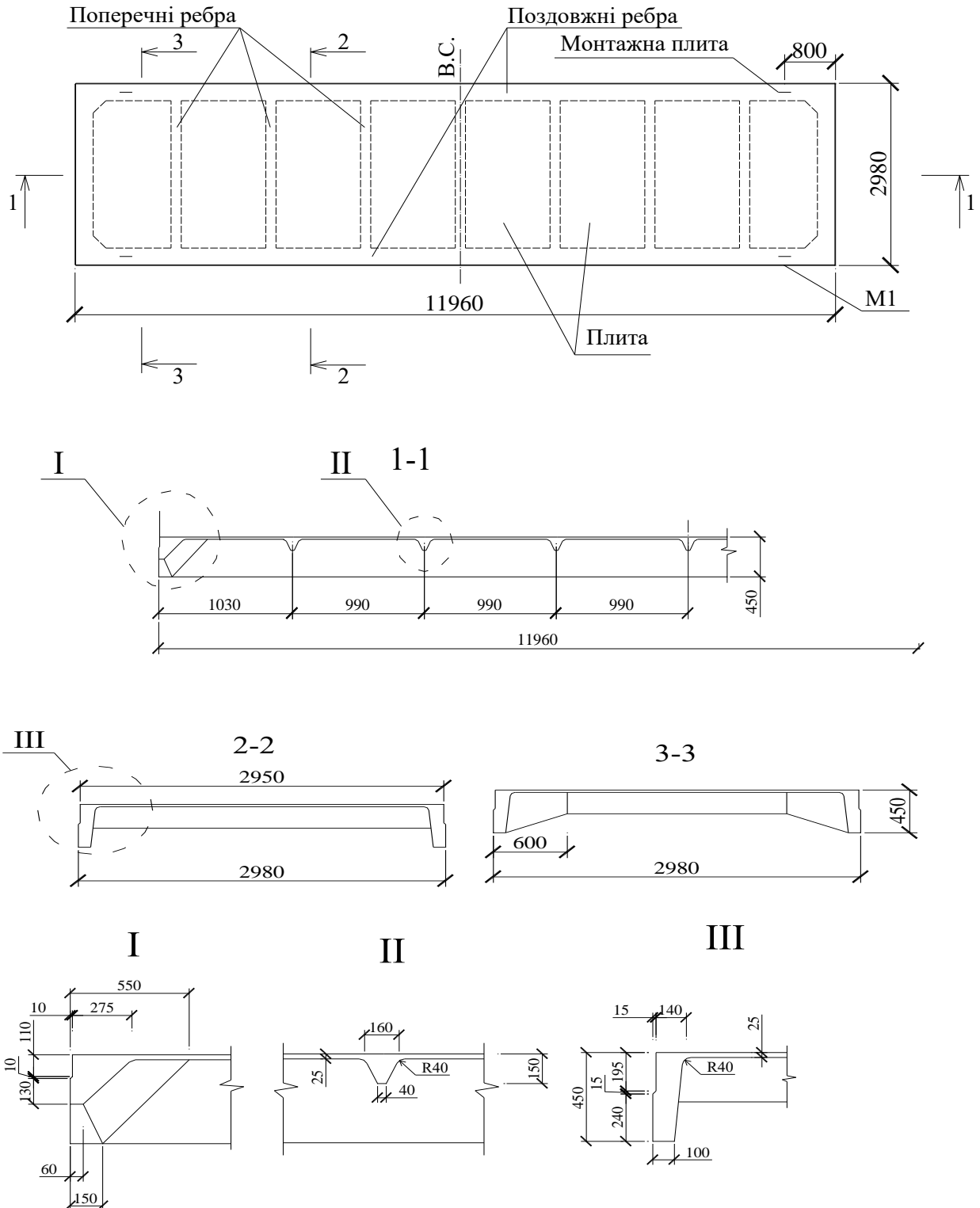


Рис.1 Ребриста панель покриття

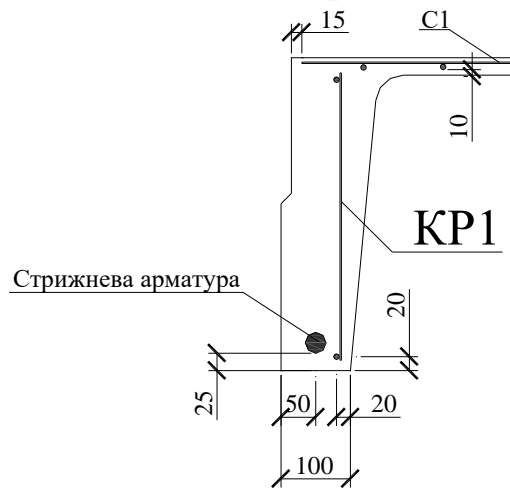


Рис.2. Армування поздовжнього ребра панелі

Поперечні ребра розташовуються приблизно через 1 м і мають висоту 150 мм, а їх ширина у нижньому перерізі 40 мм, у верхньому – 160 мм. Середнє та крайні поперечні ребра для збільшення жорсткості панелі приймаються заввишки 250 мм. Плита панелі прийнята завтовшки 25 мм.

Панель покриття проектується з легкого бетону класу ЛВ 25. Армування плити панелі виконується зварною сіткою, поперечні ребра армуються плоскими, зварними каркасами з робочою поздовжньою арматурою класу А-III; поздовжні ребра - попередньо напруженою арматурою класу А-IV, плоскими зварними каркасами та додатковими сітками на підпорах.

Попереднє напруження арматури проектується електротермічним способом на упори форми. Передбачається, що під час виготовлення бетон панелі-піддається природному твердінню. Коефіцієнт умови праці бетону приймається  $\gamma_{b2}=0,9$  (так як навантаження нетривалої дії відсутні).

Для бетону класу ЛВ 25:  $R_b=14,5$  МПа,  $R_{bt}=1,05$  МПа (з урахуванням  $\gamma_{b2}=0,9$ );  $R_{b,ser}=18,5$  МПа,  $R_{bt,ser}=1,6$  МПа;  $E_b=21000$  МПа.

Для арматури класу А-IV:  $R_s=510$  МПа,  $R_{s,ser}=590$  МПа,  $E_s=190000$  МПа. Для робочої арматури поперечних ребер класу А-III при  $d \geq 10$  мм  $R_s=365$  МПа. Для дрової арматури сітки плити та плоских каркасів класу Вр-I при  $d=3$  мм:  $R_s=375$  МПа,  $R_{sw}=270$  МПа; при  $d=4$  мм:  $R_s=365$  МПа,  $R_{sw}=265$  МПа; при  $d=5$  мм:  $R_s=360$  МПа,  $R_{sw}=260$  МПа;  $E_s=170000$  МПа.

Обчислення бетону панелі виконується коли бетон досягає передаточної міцності

$$R_{bp} = 0,65B = 0,65 \cdot 25 = 16,25 \text{ МПа} > 11 \text{ МПа}$$

Попереднє значення попереднього напруження арматури без урахування втрат приймається

$$\sigma_{sp} = R_{s,ser} - p = 590 - 60 = 530 \text{ МПа}$$

Тут  $p$  – допустиме відхилення попереднього напруження для електротермічного способу натягнення арматури, що дорівнює

$$p = 30 + 360 / \ell_n = 30 + 360 / 12 = 60 \text{ МПа}$$

До тріщиностійкості панелі покриття ставляться вимоги 3-ї категорії, тобто в панелі допускається нетривале розкриття тріщин  $a_{\text{сгс1}} = 0,3$  мм

Промислова будівля, для якої проектується панель покриття, опалювана, вологий режим в неї нормальний, внутрішнє середовище неагресивне. Будівля зводиться в VI районі снігового покриття. Коефіцієнт надійності з призначення приймається  $\gamma_n = 0,95$ , що відповідає II класу відповідальності будівель, до якого відносяться всі об'єкти промислового призначення.

## 2.2 ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕННЯ

### **Підрахунок постійного навантаження від власної ваги панелі.**

Визначений за прийнятими розмірами об'єм панелі покриття разом з бетоном замонолічування становить  $v = 2,72$  м<sup>3</sup> при щільності, залізобетону з важкого бетону  $\rho = 2,0$  т/м<sup>3</sup>. Нормативне навантаження від власної ваги панелі з бетоном замонолічування на 1м<sup>2</sup> покриття

$$c_n = v \cdot \rho \cdot 9,81 / l_n \cdot b_n = 2,72 \cdot 2 \cdot 9,81 / 12 \cdot 3 = 1,5 \text{ кН} / \text{м}^2$$

### ***Підрахунок тимчасового навантаження.***

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття, що має кут нахилу менше 25°:

$$S_n = S_0 \cdot \mu = 1,8 \cdot 1 = 1,8 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Нормативне значення навантаження від пилю:

$$d_n = d_0 \cdot \mu = 0,1 \cdot 1 = 0,1 \text{ кН} / \text{м}^2$$

Підрахунок навантаження на панель покриття, кПа (кН/м<sup>2</sup>)  
(з урахуванням коефіцієнта надійності з призначення  $\gamma_n = 0,95$ )

Вид навантаження	$\gamma_f$	Навантаження		
		<i>Нормативне</i>	Розрахункове при	
			$\gamma_f = 1$	$\gamma_f > 1$
<u>Постійне</u>				
• Шар гравію, затоплений у бітумну мастику;	1,3	0,15	0,143	0,185
• Рубероїдний килим;	1,1	0,10	0,095	0,105
• Асфальтова стяжка t=2см, $\rho=1,8\text{т/м}^3$ ( $0,02 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 9,81=0,353$ );	1,2	0,353	0,336	0,403
• Мінеральний утеплювач t=8см; $\rho=0,55\text{т/м}^3$ ( $0,08 \cdot 1 \cdot 0,55 \cdot 9,81=0,432$ )	1,2	0,432	0,41	0,492
• Обмазувальна пароізоляція	1,1	0,06	0,057	0,063
Разом навантаження від ізоляційного шару		$i_n=1,095$	$i_s=1,04$	$i=1,25$
Панель покриття з бетоном замоноличування	1,1	$c_n=1,5$	$c_s=1,425$	$c=1,57$
Усього постійне навантаження ( $g=i+c$ )		$g_n=2,595$	$g_s=2,465$	$g=2,82$
<u>Тимчасове</u>				
• Снігове (короткочасне)	1,4	$S_n=1,8$	$S_s=1,71$	$S=2,394$
• Пилове (тривале)	1,3	$d_n=0,1$	$d_s=0,095$	$d=0,124$
Усього тимчасове навантаження ( $v=s+d$ )		$v_n=1,9$	$v_s=1,805$	$v=2,518$
Усього повне навантаження ( $p=g+v$ )		$p_n=4,495$	$p_s=4,25$	$p=5,338$
в т.ч.: тривалої дії ( $p_l=g+d$ )		$p_{nl}=2,7$	$p_{sl}=2,56$	$p_l=2,94$
короткочасної дії ( $p_{sht}=S$ )		$p_{n,sht}=1,8$	$p_{s,sht}=1,71$	$p_{sht}=2,394$

## 2.3 РОЗРАХУНОК ПЛИТИ ПАНЕЛІ

### *Визначення типу плити*

Плита панелі, що має товщину  $t = 25\text{мм}$ , удає із себе однорядну багатопрольотну нерозрізну плиту з вічками-ділянками, які зацмлені вздовж контура поперечними та поздовжніми ребрами.

Розміри ділянок плити у світлі між гранями ребер вздовж панелі:

- середніх  $l_1 = 99 - \left(\frac{16}{2}\right) \cdot 2 = 83\text{см};$

- крайніх  $l_{1e} = 103 - 27,5 - \left(\frac{16}{2}\right) = 67,5 \text{ см}$

Розміри уперек панелі:

$$b_1 = 295 - 14 \cdot 2 = 267 \text{ см}$$

Так як відношення більшого боку вічок-ділянок плити до меншого

$$\frac{b_1}{l_1} = \frac{267}{83} = 3,22 > 2; \quad \frac{b_2}{l_2} = \frac{267}{67,5} = 3,96 > 2$$

плита панелі розраховується як балочна плита, що опирається на поперечні ребра.

### **Розрахункова схема та визначення навантаження**

За розрахункову схему плити приймається 5-ти прольотна нерозрізна балка прямокутного перерізу заввишки  $t=2,5$  см та завширшки  $b_1=267$ см, що завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахункові прольоти дорівнюють відстанням між гранями поперечних ребер. На торцеві ребра плита вільно опирається.

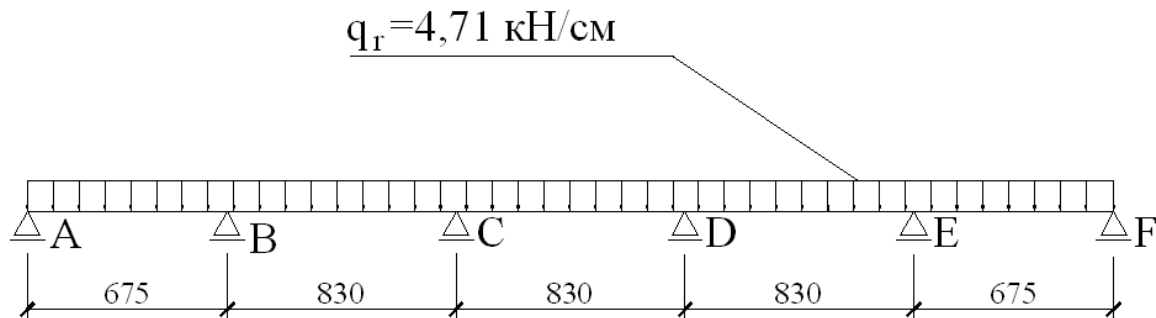


Рис.3. Розрахункова схема плити

- Розрахункове навантаження від власної ваги на  $1 \text{ м}^2$  площі плити
 
$$r = 1 \cdot t \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1 \cdot 0,025 \cdot 2 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 0,513 \text{ кН} / \text{м}^2$$
- Розрахункове постійне розподілене навантаження, що діє на плиту з вантажної площадки завширшки  $b_1 = 2,67 \text{ м}$ 

$$g_r = (i + r) \cdot b_1 = (1,25 + 0,513) \cdot 2,67 = 4,71 \text{ кН} / \text{м}$$
- Розрахункове тимчасове розподілене навантаження, що діє з тієї ж вантажної площадки
 
$$v_r = v \cdot b_1 = 2,518 \cdot 2,67 = 6,17 \text{ кН} / \text{м}$$
- Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на плиту
 
$$q_r = g_r + v_r = 4,71 + 6,17 = 10,88 \text{ кН} / \text{м} \approx 0,1 \text{ кН} / \text{см}$$

### **Визначення зусиль.**

Згинаючий момент в крайніх прольотах плити:

$$M_{AB} = \frac{q_r \cdot l_{1e}^2}{11} = \frac{0,1 \cdot 67,5^2}{11} = 33,14 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Згинальний момент в середніх прольотах та на середніх підпорах:

$$M_{BC} = \frac{q_r \cdot l_1^2}{16} = \frac{0,1 \cdot 83^2}{16} = 34,45 \text{ кН} \cdot \text{см}$$



Для подальшого розрахунку приймається момент, що має найбільше значення, тобто  $M_{BC} = 34,45 \text{кН} \cdot \text{см}$ .

### ***Розрахунок арматури***

Плита армується зварною сіткою з дротової арматури класу Вр-І. Зварна сітка розміщується посередині товщини плити так, що захисний шар бетону знизу для робочої арматури становить не менш 10 мм.

Призначається діаметр поздовжніх стрижнів зварної сітки  $d_1 = 4$  мм, поперечних стрижнів  $d_2 = 3$  мм. Захисний шар бетону робочих стрижнів приймається  $a_l = 10$  мм, тоді

$$a = a_l + d_1 / 2 = 10 + 4 / 2 = 12 \text{ см}$$

Робоча висота перерізу

$$h_0 = t - a = 25 - 12 = 13 \text{ см}$$

Розрахунковий коефіцієнт

$$\alpha_m = \frac{M_{BC}}{R_b \cdot b_1 \cdot h_0^2} = \frac{34,45}{1,45 \cdot 267 \cdot 1,3^2} = 0,053$$

За значенням  $\alpha_m = 0,053$  знаходяться коефіцієнти  $\xi = 0,055$  та  $\zeta = 0,973$ .

Потрібна площа перерізу арматури

$$A_{s,red} = \frac{M_{BC}}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{34,45}{0,973 \cdot 36,5 \cdot 1,3} = 0,75 \text{ см}^2$$

Приймається  $7 \varnothing 4$  Вр-І загальною площею  $A_s = 0,88 \text{ см}^2 > A_{s,red} = 0,75 \text{ см}^2$ .

Коефіцієнт армування

$$\mu = \frac{A_s}{b_1 \cdot h_0} = \frac{0,88}{267 \cdot 1,3} = 0,0025 > \mu_{min} = 0,0005$$

Поздовжні стрижні арматурної сітки плити розміщуються з кроком:

$$v = \frac{b_1}{7} = \frac{267}{7} = 38,14 \text{ см}$$

Приймаємо за конструктивними вимогами  $v = 200$  мм.

Крок поперечних стержнів  $U = 250$  мм.

### **Конструювання арматурної сітки.**

Захисний шар:

з торців панелі  $a_{bc} = 15$  мм

з боків панелі  $a_{bl} = 10$  мм

Довжина зварної арматурної сітки

$$l_n = 11940 - 2 \cdot a_{bc} = 11940 - 2 \cdot 15 = 11970 \text{ мм}$$

Ширина сітки

$$a_n = 2950 - 2 \cdot a_{bl} = 2950 - 2 \cdot 10 = 2930 \text{ мм}$$

Кількість кроків поперечних стрижнів

$$n_1 = \frac{l_n}{U} = \frac{11970}{250} = 47,88 \approx 48$$

Кількість кроків поздовжніх стрижнів

$$n_2 = \frac{a_n}{\nu} = \frac{2930}{200} = 14,65 \approx 14$$

Довжина кінцевих випусків:

$$c_1 = (l_n - n_1 \cdot U) / 2 = (11910 - 47 \cdot 250) / 2 = 80 \text{ мм}$$

$$c_2 = (a_n - n_2 \cdot \nu) / 2 = (2930 - 14 \cdot 200) / 2 = 65 \text{ мм}$$

Марка сітки СІ

$$\frac{4Bp - I - 200}{3Bp - I - 250} \times 2930 \times 11910 \frac{80}{65}$$

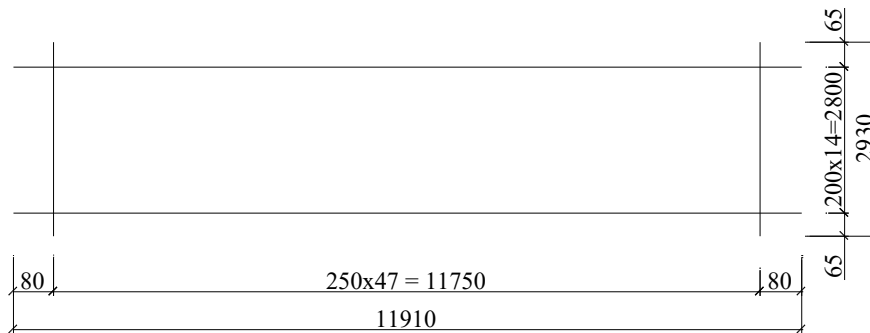


Рис. 4. Зварна арматурна сітка плити панелі.

Відомість стержнів на 1 виріб

Марка виробу	Поз.	Діам., мм, клас	Довжина, мм	Кільк.	Маса, кг
СІ	8	3Вр-I	2930	48	7,3
	9	4Вр-I	11910	15	16,4

### Перевірка міцності плити на дію зосередженого навантаження

Розрахунковий згинаючий момент від сукупної дії постійного, тривалого (від пилу) та короткочасного зосередженого навантаження

$$M = (g_r + d \cdot B_1) \cdot l_1^2 / 16 + \nu_{n,sh} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot l_1 / 6 = (4,71 + 0,124 \cdot 2,67) \cdot 0,83^2 / 16 + 1 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 0,83 / 6 = 0,375 \text{ кН} \cdot \text{м} = 37,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$\xi = \frac{\mu \cdot R_s}{R_b} = \frac{0,0025 \cdot 36,5}{1,45} = 0,063$$

$$\alpha_m = 0,065$$

Несуча здатність плити

$$M_{adm} = \alpha_m \cdot R_b \cdot b_1 \cdot h_0^2 = 0,065 \cdot 1,45 \cdot 267 \cdot 1,3^2 = 42,53 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Так як  $M_{adm} = 42,53 \text{ кН} \cdot \text{см} > M = 37,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$  міцність плити на додаткову дію зосередженого навантаження забезпечена.

## 2.4 РОЗРАХУНОК ПОПЕРЕЧНОГО РЕБРА.

### Визначення навантаження

Повне навантаження на поперечне ребро складається з постійного навантаження від ваги теплової ізоляційного шару, власної ваги шпшти та власної ваги ребра, а також тимчасового від снігу та пилу. Навантаження на ребро

передається з вантажної площі плити, ширина якої дорівнює відстані між осями поперечних ребер  $l_w=99$  см.

- Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від теплової ізоляційного шару:

$$i_w = i \cdot l_w = 1,25 \cdot 0,99 = 1,24 \text{ кН / м}$$

- Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної ваги плити:

$$r_w = r \cdot l_w = 0,513 \cdot 1,24 = 0,64 \text{ кН / м}$$

Розрахункове навантаження від власної ваги ребра з середньою шириною

$$b_m = (b_{\text{inf}} + b_{\text{sup}}) / 2 = (0,04 + 0,16) / 2 = 0,1 \text{ м}$$

$$w = b_m \cdot (h - h_f') \cdot 1 \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,1 \cdot (0,15 - 0,025) \cdot 1 \cdot 2 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 0,256 \text{ кН / м}$$

- Загальне розрахункове постійне навантаження:

$$g_w = i_w + r_w + w = 1,24 + 0,64 + 0,256 = 2,136 \text{ кН / м}$$

- Розрахункове тимчасове рівномірно розподілене навантаження:

$$v_w = v \cdot l_w = 1,188 \cdot 0,99 \approx 1,2 \text{ кН / м}$$

- Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на поперечне ребро панелі

$$q_w = g_w + v_w = 2,14 + 1,2 = 3,34 \text{ кН / м} = 0,0334 \text{ кН / см}$$

### Розрахункова схема і розрахунковий переріз.

За розрахункову схему поперечного ребра приймається однопрольотна вільно лежача балка таврового перерізу, що завантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

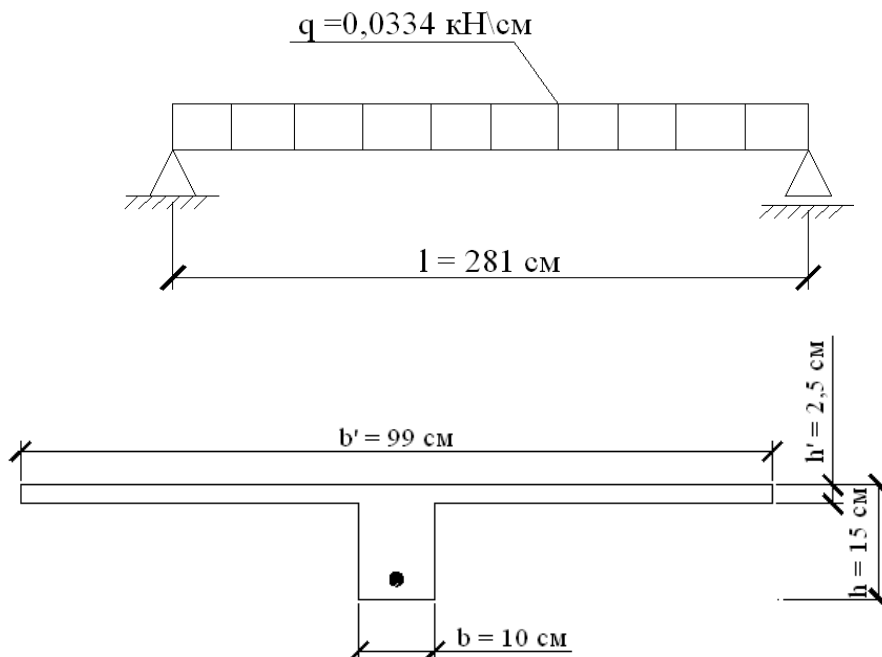


Рис. 5. Розрахункова схема та розрахунковий поперечний переріз поперечного ребра

Поперечне ребро заввишки  $h=15$  см в стисненій зоні працює спільно з примикаючою ділянкою плити завтовшки  $h_f' = t = 2,5$  см.

Розрахунковий проліт (відстань між осями поздовжніх ребер):

$$l_0 = 295 - 2 \cdot (14/2) = 281 \text{ см}$$

Так як  $h_f' = 2,5 \text{ см} > 0,1h = 0,1 \cdot 15 = 1,5 \text{ см}$ , то ширина плити (полиці таврового перерізу):

$$b_f' = b_{\text{sup}} + \frac{l_0}{3} = 16 + \frac{281}{3} = 110 \text{ см} > l_w = 99 \text{ см}$$

Переріз поперечного ребра приводиться до еквівалентного таврового з прямокутним ребром завширшки  $b_m = 10 \text{ см}$

### ***Розрахункові зусилля.***

Згинаючий момент посередині прольоту:

$$M_w = q_w \cdot l_0^2 / 8 = 0,0334 \cdot 281^2 / 8 \approx 330 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Поперечна сила на підпорі:

$$Q = q_w \cdot l_0 / 2 = 0,0334 \cdot 281 / 2 = 4,7 \text{ кН}$$

### **Розрахунок поздовжньої арматури.**

Поперечне ребро армується одним плоским зварним каркасом. Робоча поздовжня арматура класу А-III приймається діаметром більш 10 мм.

Для визначення робочої висоти перерізу попередньо призначаємо діаметр поздовжньої робочої арматури  $d = 14 \text{ мм}$ , захисний шар бетону приймаємо  $a_l = 15 \text{ мм}$ .

$$a_i = a_l + d / 2 = 1,5 + 1,4 / 2 = 2,2 \text{ см}$$

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a_s = 15 - 2,2 = 12,8 \text{ см}$$

Так як

$$M_w = 330 \text{ кН} \cdot \text{см} < M_f' = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') = 1,45 \cdot 99 \cdot 2,5 \cdot (12,8 - 0,5 \cdot 2,5) = 4145 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

межа стисненої зони проходить в полиці таврового перерізу і тому за розрахунковий приймається прямокутний переріз завширшки  $b_f' = 99 \text{ см}$ .

$$\alpha_m = \frac{M_w}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{330}{1,45 \cdot 99 \cdot 12,8^2} = 0,014$$

$$\zeta = 0,993$$

Потрібна площа перерізу робочої арматури

$$A_{s, \text{req}} = \frac{M_w}{R_b \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{330}{36,5 \cdot 0,993 \cdot 12,8} = 0,71 \text{ см}^2$$

Приймаємо 1Ø12 А-III з  $A_s = 1,13 \text{ см}^2$

Коефіцієнт армування (без урахування зв'язів полиці)

$$\mu = \frac{A_s}{b_m \cdot h_0} = \frac{1,13}{10 \cdot 12,8} = 0,009 > \mu_{\text{min}} = 0,0005$$

### **Розрахунок поперечної арматури.**

Довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу:

$$c = 2,5 \cdot h = 2,5 \cdot 12,8 = 32 \text{ см}$$

Для легкого бетону  $\varphi_{b4} = 1,2$

Гранична поперечна сила на краю похилого перерізу, яку здатне витримати поперечне ребро панелі без участі поперечної арматури

$$Q_b = \varphi_{b4} \cdot R_{br} \cdot b_m \cdot h_0^2 / c = 1,2 \cdot 0,105 \cdot 10 \cdot 12,8^2 / 32 = 6,45 \text{кН}$$

Так як  $Q = 4,7 \text{кН} < Q_b = 6,45 \text{кН}$ , поперечна арматура за розрахунком не потрібна, а встановлюється за конструктивними вимогами.

### Конструювання арматурних каркасів.

Плоскі арматурні каркаси проміжних поперечних ребер позначено КР2, середнього і торцевих - КР3.

З умови зварюваності при діаметрі поздовжньої арматури 12 мм поперечні стрижні приймаються діаметром 4 мм. Біля підпор на ділянках завдовжки

$$l_1 = l_0 / 4 = 281 / 4 = 70 \text{см}$$

Крок поперечних стрижнів приймаємо 100 мм, в середній частині каркасу – 200мм.

З урахуванням захисного шару бетону  $a_b = 10$  мм довжина каркасів каркасів:

$$l = 2950 - 2 \cdot a_b = 2950 - 20 = 2930 \text{мм}$$

Висота каркасів:

$$\text{КР2} \quad a = h - 2 \cdot a_b = 150 - 2 \cdot 10 = 130 \text{мм}$$

$$\text{КР3} \quad a = 250 - 2 \cdot 10 = 230 \text{мм}$$

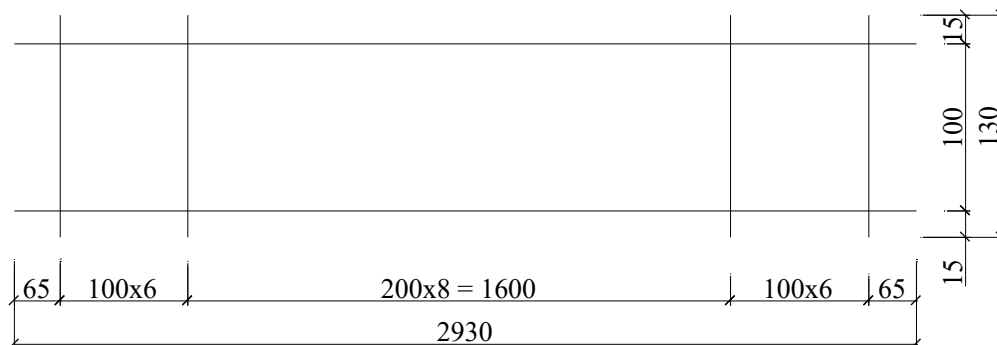


Рис.6. Плоскі арматурні каркаси поперечних ребер

Відомість стержнів на 1 виріб

Марка	Поз.	Ø, мм, клас	Довжина, мм	Кільк.	Маса, кг
КР2	3	12 А-III	2930	1	2,6
	4	4 Вр-I	2930	1	0,3
	5	4 Вр-I	130	21	0,3
	6	10 А-III	60	2	0,1
КР3	3	12 А-III	2930	1	2,6
	4	4 Вр-I	2930	1	0,3
	6	10 А-III	60	2	0,1
	7	4 Вр-I	230	21	0,5

Для поліпшення анкерування робочої поздовжньої арматури плоских каркасів на їх кінцях приварюються арматурні з класу АIII коротуни завдовжки 60 мм і діаметром 10 мм.

## 2.5 РОЗРАХУНОК ПОЗДОВЖНІХ РЕБЕР

### Розрахункова схема.

Два поздовжніх ребра панелі разом з шштою удають із себе згинальний елемент П-образного перерізу. Переріз приводиться до еквівалентної таврової форми з полицею у стисненій зоні.

Середня ширина зведеного ребра еквівалентного перерізу:

$$b_m = 2 \cdot (b_{\text{inf}} + b_{\text{sup}}) / 2 = 2 \cdot (10 + 14) / 2 = 24 \text{ см}$$

Так як  $h_f' = 2,5 \text{ см} < 0,1h = 0,1 \cdot 45 = 4,5 \text{ см}$ , то ширина стисненої полиці, що вводиться у розрахунок:

$$b_f' < l = 295 \text{ см} ; b_f' < L/3 = 1196 / 3 \approx 400 \text{ см}$$

приймаємо  $b_f' = 295 \text{ см}$

За розрахункову схему поздовжніх ребер приймається однопрольотна балка таврового перерізу, що вільно опирається на підпори і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

Розрахунковий проліт – відстань між осями підпор, що віддалені від торців панелі на  $a = 5 \text{ см}$   $l_0 = l_c - 2 \cdot a = 1196 - 2 \cdot 5 = 1186 \text{ см}$

### Розрахункове навантаження та зусилля.

Рівномірно розподілене навантаження на зведений переріз поздовжніх ребер передається з вантажної площі, ширина якої є номінальна ширина панелі  $b_n = 3 \text{ м}$

- Розрахункове повне навантаження:

$$q = p \cdot b_n = 4,0 \cdot 3 = 12 \text{ кН/м} = 0,12 \text{ кН/см}$$

- Згинаючий момент посередині прольоту:

$$M = q \cdot l_0^2 / 8 = 0,12 \cdot 1186^2 / 8 = 21099 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

- Поперечна сила в перерізі біля підпори від повного навантаження

$$Q_{\text{max}} = q \cdot l_0 / 2 = 0,12 \cdot 1186 / 2 \approx 71,16 \text{ кН}$$

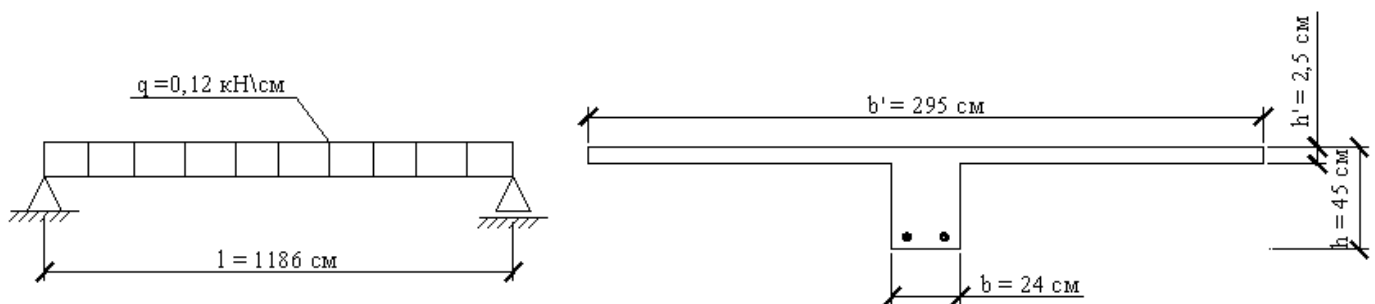


Рис. 7. Розрахункова схема та зведений розрахунковий переріз поздовжніх ребер

### Розрахунок поздовжньої арматури.

Попередньо приймається найбільш можливий діаметр попередньо напруженої арматури  $d = 22 \text{ мм}$  (на запас). Приймаючи до уваги мінімальну товщину захисного шару бетону  $a_l = 25 \text{ мм}$ , отримуємо

$$a_{\text{sp}} = a_l + d / 2 = 2,5 + 2,2 / 2 = 3,6 \text{ см}$$

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a_{sp} = 45 - 3,6 = 41,4 \text{ см}$$

В стисненій зоні зведеного таврового перерізу розміщені поздовжні стрижні сітки СІ та монтажні стрижні плоских арматурних каркасів поздовжніх ребер.

В межах стисненої полиці завширшки  $b_f' = 295 \text{ см}$ , що уводиться в розрахунок, уміщуються з кроком  $v = 20 \text{ см}$ :

$$(b_f' / v) + 1 = (295 / 20) + 1 = 15 \text{ стержнів}$$

Загальна площа перерізу арматури  $15\emptyset 4$  та  $2\emptyset 5$  в стисненій зоні зведеного ребра  $A_s' = 2,28 \text{ см}^2$ , ( $R_{sc} = 365 \text{ МПа}$ )

Так як

$$M_f' = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') + R_{cs} \cdot A_s' \cdot (h_0 - a_s') = 1,45 \cdot 295 \cdot 2,5 \cdot (41,4 - 0,5 \cdot 2,5) + 36,5 \cdot 2,28 \cdot (41,4 - 1,3) = 46272,5 \text{ кН} \cdot \text{см} > M = 21099 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

межа стисненої зони проходить в межах полиці. Розрахунковий переріз прямокутний завширшки  $b_f' = 295 \text{ см}$

$$\text{Визначається } \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{21099}{1,45 \cdot 295 \cdot 41,4^2} = 0,03$$

$$\xi_R = 0,45 > \xi = 0,03$$

того перерізу арматури  $A_s' = 2,28 \text{ см}^2$ , що є в стисненій зоні досить достатньо, додаткова арматура за розрахунком не потрібна.

Так як  $0,5 \cdot \xi_R = 0,225 > \xi = 0,03$

коефіцієнт умови праці напруженої арматури  $\gamma_{S6} = \eta = 1,15$

Враховуючи ненапружену арматуру  $2\emptyset 5$  з  $A_s = 0,393 \text{ см}^2$  плоских каркасів, потрібна площа перерізу попередньо напруженої арматури:

$$A_{sp,req} = [\xi \cdot R_b \cdot b_m \cdot h_0 + R_b \cdot (b_f' - b_m) \cdot h_f' + R_{sc} \cdot A_s' - R_s \cdot A_s] / \gamma_{S6} \cdot R_{sp} = [0,03 \cdot 1,45 \cdot 24 \cdot 41,4 + 1,45 \cdot (295 - 24) \cdot 2,5 + 36,5 \cdot 2,28 - 36 \cdot 0,393] / 1,15 \cdot 51 = 15,66 \text{ см}^2$$

Приймаємо  $2\emptyset 32$  А-IV з  $A_{5P} = 16,08 \text{ см}^2$ .

### Розрахунок поперечної арматури.

Орієнтовно приймаємо коефіцієнт поперечного армування  $\mu_w = 0,001$ ;

$$\alpha_p = E_{sp} / E_b = 190000 / 21000 = 9,05$$

Коефіцієнт, що враховує вплив поперечної арматури на міцність елемента по похилій смузі

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha_p \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 9,05 \cdot 0,001 = 1,045 < 1,3$$

Коефіцієнт, що враховує міцність та вид бетону:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,02 \cdot 14,5 = 0,71$$

Так як  $0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b_m \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,045 \cdot 0,71 \cdot 1,45 \cdot 24 \cdot 41,4 = 320,7 \text{ кН} > Q_{\max} = 71,16 \text{ кН}$ , то міцність поздовжніх ребер на дію поперечної сили по похилій смузі між похилими тріщинами забезпечена, тобто прийняті розміри поперечного перерізу поздовжніх ребер достатні.

Значення попереднього напруження без урахування втрат  $\sigma_{sp} = 53,0 \text{ кН} / \text{см}^2$ .

Орієнтовне значення сумарних втрат попереднього напруження приймається

$$\sigma_{los} = 100 \text{ МПа} = 10 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Коефіцієнт точності натягнення арматури для електротермічного способу натягнення арматури  $\gamma_{sp} = 0,9$

Орієнтирне значення зусилля попереднього обтиснення з урахуванням усіх втрат (без урахування ненапруженої арматури)

$$P = \gamma_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \cdot A_{sp} = 0,9 \cdot (53 - 10) \cdot 16,08 = 788$$

Коефіцієнт, що враховує вплив поздовжньої сили Р на міцність похилого перерізу

$$\varphi_n = 0,1 \cdot P / R_{br} \cdot b_m \cdot h_0 = 0,1 \cdot 788 / 0,105 \cdot 24 \cdot 41,4 = 0,755 > 0,5, \text{ приймаємо } \varphi_n = 0,5$$

Довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу:

$$c = 2,5 \cdot h_0 = 2,5 \cdot 41,4 = 103,5 \text{ см}$$

Для легкого бетону  $\varphi_{b3} = 0,5$ ;  $\varphi_{b4} = 1,2$

Гранична поперечна сила на краю похилого перерізу, яку здатні витримати поздовжні ребра панелі без урахування роботи поперечної арматури

$$Q_b = \varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{br} \cdot b_m \cdot h_0^2 / c = 1,2 \cdot (1 + 0,5) \cdot 0,105 \cdot 24 \cdot 41,4^2 / 103,5 = 75,1 \text{ кН}$$

Так як значення  $Q_b$  повинно бути не менш

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{br} \cdot b_m \cdot h_0 = 0,5 \cdot (1 + 0,5) \cdot 0,105 \cdot 24 \cdot 41,4 = 78,25 \text{ кН}$$

приймаємо  $Q_b = 78,25$  кН.

Рівномірно розподілене навантаження з урахуванням еквівалентного тимчасового навантаження

$$q_1 = (g + v / 2) \cdot b_n = (2,82 + 1,188 / 2) \cdot 3 = 10,2 \text{ кН / м} = 0,102 \text{ кН / см}$$

Поперечна сила на краю похилого перерізу, який починається від підпори і має довжину  $c = 103,5$  см

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 71,16 - 0,102 \cdot 103,5 = 60,6 \text{ кН}$$

Так як  $Q = 60,6 \text{ кН} < Q_b = 78,25 \text{ кН}$ , то поперечна арматура в поздовжніх ребрах за розрахунком не потрібна, а встановлюється за конструктивними вимогами.

### Конструювання плоских арматурних каркасів.

В кожному поздовжньому ребрі встановлюється по одному плоскому арматурному каркасу, які позначаються КРІ. Каркаси виготовляються із дротової арматури класу Вр-І, поздовжні стрижні приймаються діаметром 5 мм, поперечні

—  
4 мм.

Крок поперечних стрижнів на кінцевих ділянках каркасу (на відстані  $l_n / 4 = 12 / 4 = 3$  м від кожної підпори)

$$S_1 = h / 2 = 45 / 2 = 22,5 \text{ см} > 15 \text{ см}$$

приймається  $S_1 = 15$  см.

Крок поперечних стрижнів в середній частині каркасу

$$S_2 = \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 45 = 33,7 \text{ см}$$

приймається  $S_2 = 30$  см.

Для можливості поставлення закладних деталей та додаткових сіток, арматурні каркаси віддалені від торців поздовжніх ребер на 180 мм.

Довжина каркасу КРІ

$$l_1 = 11960 - 180 \cdot 2 = 116000 \text{ мм}$$

Висота каркасу (з урахуванням захисного шару бетону  $a_b = 10$  мм)



$$a_1 = h - 2 \cdot a_b = 450 - 2 \cdot 10 = 430 \text{ мм}$$

Арматурний каркас поздовжнього ребра панелі КРІ показано на рис.10.

## 2.6 КОНСТРУКТИВНЕ АРМУВАННЯ ПАНЕЛІ.

Кінці поздовжніх ребер панелі додатково армуються поперечною арматурою у вигляді зігнутих зварних сіток С2, які охоплюють всі поздовжні та поперечні стрижні прикінцевих ділянок каркасів КРІ. Додаткова сітка С2 проектується з дрової арматури класу Вр-І, діаметр поздовжніх і поперечних стрижнів 4 мм, їх крок 100 мм. Довжина сітки С2 приймається 1040 мм.

Для поліпшення з'єднання поздовжніх ребер з торцевими в кутах панелі устанавлюються додаткові зварні сітки С3, що зігнуті під прямим кутом. Сітки С3 проектуються із дрової арматури класу Вр-І діаметром 4 мм; ширина сіток 230 мм, у кожний бік вони заступають на 500 мм.

Бути панелі армуються сітками С4 та С5 із дрової арматури класу Вр-І діаметром 4 мм. В кутах панелі розміщуються закладні деталі.

## 2.7 РОЗРАХУНОК МОНТАЖНИХ ПЕТЛІВ.

Для піднімання панелі передбачаються 4 монтажних петлі із арматури класу А-І. Петлі розміщуються в поздовжніх ребрах на відстанні 80 см від торців панелі.

Нормативне навантаження від власної ваги панелі з урахуванням коефіцієнта динамічності вважається розподіленим тільки на три петлі.

Приймаємо діаметр стрижня петлі  $d = 20$  мм, розмір виступаючої над бетоном частини петлі  $h = 100$  мм, радіус закруглення  $R = 40$  мм.

Мінімальна глибина запуску петлі у бетон:

$$h_b = 15 \cdot d = 15 \cdot 20 = 300 \text{ мм}$$

приймається  $h_b = 320$  мм.

Мінімальна довжина анкерування петлі<sup>^</sup>

$$l_{an} = 25 \cdot d = 25 \cdot 20 = 500 \text{ мм}$$

Висота петлі:

$$h_p = h + h_b = 100 + 320 = 420 \text{ мм}$$

## 2.8 ГЕОМЕТРИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОПЕРЕЧНОГО ПЕРЕРІЗУ ПАНЕЛІ.

Практикою застосування панелі'в покриття встановлено, що в плиті та поперечних ребрах дуже мала імовірність утворення тріщин, а якщо і утворюються, то їх розкриття не перевищує допустимих значень. Жорсткість плити та поперечних ребер панелі в стадії експлуатації завжди достатня. Тому під час розрахунку панелі за граничними станами другої групи, тріщиноутворення та прогини перевіряються лише для поздовжніх ребер.

Площа перерізу бетону:

$$A = b_f \cdot h_f + b_m \cdot (h - h_f) = 295 \cdot 2,5 + 24 \cdot (45 - 2,5) = 1757,5 \text{ см}^2$$

Із розрахунку міцності  $A_{sp} = 16,08 \text{ см}^2$ ;  $A_s = 0,393 \text{ см}$ ;  $A'_s = 2,28 \text{ см}^2$ .

Загальна площа перерізу арматури, що перетинає еквівалентний переріз

$$A_{s,tot} = A_{sp} + A_s + A_s' = 16,08 + 0,393 + 2,28 = 19,033 \text{ см}^2$$

Коефіцієнти зведення для напруженої та ненапруженої арматури:

$$\alpha_p = E_{sp} / E_b = 190000 / 21000 = 9,05$$

$$\alpha_s = E_s / E_b = 170000 / 21000 = 8,1$$

Площа зведеного перерізу:

$$A_{red} = A + \alpha_p \cdot A_{sp} + \alpha_s \cdot (A_s + A_s') = 1757,5 + 9,05 \cdot 16,08 + 8,1 \cdot (0,393 + 2,28) = 1963 \text{ см}^2$$

Статичний момент бетонного перерізу щодо нижньої грані панелі:

$$S_{inf} = b_f \cdot h_f' \cdot (h - 0,5 \cdot h_f') + b_m \cdot (h - h_f')^2 / 2 = 295 \cdot 2,5 \cdot (45 - 0,5 \cdot 2,5) + 24 \cdot (45 - 2,5)^2 / 2 = 53941 \text{ см}^2$$

Статичний момент зведеного перерізу щодо нижньої грані:

$$S_{red,inf} = S_{inf} + \alpha_p \cdot A_{sp} \cdot a_{sp} + \alpha_s \cdot [A_s \cdot a_s + A_s' \cdot (h - a_s')] = \\ = 53941 + 9,05 \cdot 16,08 \cdot 7 + 8,1 \cdot [0,393 \cdot 2,5 + 2,28 \cdot (45 - 1,3)] = 54940 \text{ см}^2$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до нижньої та верхньої граней:

$$y_0 = S_{red,inf} / A_{red} = 54940 / 1963 = 28 \text{ см}$$

$$y_0' = h - y_0 = 45 - 28 = 17 \text{ см}$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до центрів ваги розтягнутої та стисненої арматури:

$$y_{sp} = y_0 - a_{sp} = 28 - 7 = 21 \text{ см}$$

$$y_s = y_0 - a_s = 28 - 2,5 = 25,5 \text{ см}$$

$$y_s' = y_0 - a_s' = 17 - 1,3 = 15,7 \text{ см}$$

Момент інерції бетонного перерізу щодо центра ваги зведеного перерізу:

$$I = b_f \cdot (h_f')^3 / 12 + b_f \cdot h_f' \cdot (y_0' - 0,5 \cdot h_f') + b_m \cdot (h - h_f')^3 / 12 + b_m \cdot (h - h_f') \cdot [y_0 - 0,5 \cdot (h - h_f')]^2 = \\ = 295 \cdot 2,5^2 / 12 + 295 \cdot 2,5 \cdot (17 - 0,5 \cdot 2,5) + 24 \cdot (45 - 2,5)^3 / 12 + 24 \cdot (45 - 2,5) \cdot [28 - 0,5 \cdot (45 - 2,5)]^2 = \\ = 375401 \text{ см}^4$$

Момент інерції зведеного перерізу щодо цшго центра ваги:

$$I_{red} = I + \alpha_p \cdot A_{sp} \cdot y_{sp}^2 + \alpha_s \cdot [A_s \cdot y_s^2 + A_s' \cdot (y_s')^2] = 375401 + 9,05 \cdot 16,08 \cdot 21^2 + \\ + 8,1 \cdot [0,393 \cdot 25,5^2 + 2,28 \cdot 15,7^2] = 463281 \text{ см}^4$$

Момент опору зведеного перерізу щодо нижньої розтягнутої грані:

$$W_{red,inf} = I_{red} / y_0 = 463281 / 28 = 16545,75 \text{ см}^2$$

Момент опору зведеного перерізу щодо верхньої стисненої грані:

$$W_{red,sup} = I_{red} / y_0' = 463281 / 17 = 27252 \text{ см}^3$$

Пружнопластичний момент опору зведеного перерізу щодо нижньої розтягнутої грані з урахуванням непружних деформацій бетону:

$$W_{pl,inf} = 1,75 \cdot 16545,75 = 28955 \text{ см}^2$$

Так як  $b_f' / b_m = 295 / 24 = 12,3 > 2$  і  $h_f' / h = 2,5 / 45 = 0,06 < 0,2$ , то  $\gamma = 1,5$

Пружнопластичний момент опору зведеного перерізу щодо верхньої грані під час обтиснення панелі з урахуванням непружних деформацій бетону (полиця в розтягненій зоні)

$$W_{pl,sup} = \gamma \cdot W_{red,sup} = 1,5 \cdot 27252 = 40878 \text{ см}^3$$

## 2.9 ВИЗНАЧЕННЯ ВТРАТ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ ТА ПІДРАРУНОК ЗУСИЛЬ ОБТИСНЕННЯ.

### Перші втрати.

Стрижньова попередньо напружена арматура натягується електротермічним способом.

Втрати від релаксації напружень а арматурі:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 53 = 1,59 \text{кН} / \text{см}^2$$

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням втрат попереднього напруження  $\sigma_1 \dots \sigma_5$ :

$$P_I = A_{sp} \cdot [\sigma_{sp} - (\sigma_1 \dots \sigma_5)] = 16,08 \cdot (53 - 1,59) = 1047 \text{кН} ,$$

а його ексцентриситет відносно центра ваги зведеного перерізу:

$$e_{spl} = y_{sp} = 21 \text{см}$$

Розподілене навантаження від власної ваги панелі завширшки  $b_c=2,95$  м при дії нормативного навантаження  $c_n = 1,5$  кН/м:

$$q_w = c_n \cdot b_c = 1,5 \cdot 2,95 = 0,0334 \text{кН} / \text{см}$$

Згинаючий момент від ваги панелі під час зберігання, при відстані між підкладками  $l=1180$ см:

$$M_c = q_w \cdot l^2 / 8 = 0,0334 \cdot 1180^2 / 8 = 5813 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Стискуючі напруження в бетоні посередені прольоту панелі на рівні арматури  $A_{sp}$  від дії сили  $P_I$  та згинаючого моменту  $M_c$ :

$$\sigma_{bp} = P_I / A_{red} + (P_I \cdot e_{opt} - M_c) \cdot y_{sp} / I_{red} = 1047 / 1963 + (1047 \cdot 21 - 5813) \cdot 21 / 463281 = 1,05 \text{кН} / \text{см}^2$$

Напруження в бетоні на рівні арматури  $A_s$  від дії сили  $P_I$  та моменту  $M_c$ :

$$\sigma_{bp}' = P_I / A_{red} + (M_c - P_I \cdot e_{opt}) \cdot y_s' / I_{red} = 1047 / 1963 + (5813 - 1047 \cdot 21) \cdot 15,7 / 463281 = 0,053 \text{кН} / \text{см}^2$$

Визначаємо коефіцієнт:

$$\alpha = 0,25 + 0,25 \cdot R_{bp} = 0,25 + 0,25 \cdot 1,625 = 0,66 < 0,8$$

Оскільки  $\sigma_{bp} / R_{bp} = 1,05 / 1,625 = 0,65 < \alpha = 0,66$ , то втрати від швидконапливаючої повзучості для бетону природного твердіння:

$$\sigma_6 = 4 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 4 \cdot 1,05 / 1,625 = 2,58 \text{кН} / \text{см}^2$$

Втрати від швидконапливаючої повзучості на рівні арматури  $A_s$ :

$$\sigma_6' = 4 \cdot \sigma_{bp}' / R_{bp} = 4 \cdot 0,053 / 1,625 = 0,13 \text{кН} / \text{см}^2$$

Усього перші втрати:

$$\sigma_{loc1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 1,59 + 2,58 = 4,17 \text{кН} / \text{см}^2$$

Попередні напруження з арматурі, що напружується, з урахуванням перших втрат:

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp} - \sigma_{loc1} = 53 - 4,17 = 48,83 \text{кН} / \text{см}^2$$

Попередні напруження в арматурі, що не напружується:

$$\sigma_{s1} = \sigma_6 = 2,58 \text{кН} / \text{см}^2 ; \sigma_{s1}' = \sigma_6' = 0,13 \text{кН} / \text{см}^2$$

Зусилля попереднього обтискання з урахуванням перших втрат:

$$P_1 = \sigma_{sp1} \cdot A_{sp} - \sigma_{s1} \cdot A_s - \sigma_{s1}' \cdot A_s' = 48,83 \cdot 16,08 - 2,53 \cdot 0,393 - 0,13 \cdot 2,28 = 993 \text{кН}$$

Ексцентриситет зусилля попереднього обтиснення відносно ваги зведеного перерізу:

$$e_{op1} = (\sigma_{sp1} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} - \sigma_{s1} \cdot A_s \cdot y_s + \sigma_{s1}' \cdot A_s' \cdot y_s') / P_1 = \\ = (48,83 \cdot 16,08 \cdot 21 - 2,53 \cdot 0,393 \cdot 25,5 + 0,13 \cdot 2,28 \cdot 15,7) / 993 = 21 \text{см}$$

Максимальні стискаючі напруження в бетоні від дії сили  $P_1$  (без урахування моменту від власної вага панелі):

$$\sigma_{bp1} = P_1 / A_{red} + P_1 \cdot e_{op1} \cdot y_0 / I_{red} = 993 / 1963 + 993 \cdot 21 \cdot 28 / 463281 = 1,77 \text{кН} / \text{см}^2$$

Так як  $\sigma_{bp1} / R_{bp} = 1,77 / 1,625 = 1,09 > 0,95$ , отже необхідно зменшити крок поперечної арматури на ділянці біля торців панелі (КР1) зі 150мм на 100мм.

### Другі втрати.

Втрати від усадки бетону:  $\sigma_8 = 4,5 \text{кН} / \text{см}^2$ ;  $\sigma_8' = 4,5 \text{кН} / \text{см}^2$

Так як  $\sigma_{bp} / R_{bp} = 1,05 / 1,625 = 0,65 < \alpha = 0,66$ , втрати від повзучості бетону:

$$\sigma_9 = 15 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 15 \cdot 1,05 / 1,625 = 9,7 \text{кН} / \text{см}^2$$

Втрати від повзучості бетону на рівні арматури  $A'_s$ :

$$\sigma_9' = 15 \cdot \sigma_{bp}' / R_{bp} = 15 \cdot 0,053 / 1,625 = 0,59 \text{кН} / \text{см}^2$$

Усього другі втрати:

$$\sigma_{loc2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 4,5 + 9,7 = 14,2 \text{кН} / \text{см}^2$$

Сумарні втрати попереднього напруження:

$$\sigma_{loc} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 4,17 + 14,2 = 18,37 \text{кН} / \text{см}^2 > \sigma_{los,min} = 10 \text{кН} / \text{см}^2, \text{ тобто } \quad \text{більш}$$

нормованого мінімального значення. Отже, величина втрат не збільшується.

Попередні напруження в арматурі, що напружується, з урахуванням усіх втрат:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los} = 53 - 18,37 = 34,63 \text{кН} / \text{см}^2$$

Попередні напруженій від усадки та повзучості бетону в арматурі, що не напружується:

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_{los2} = 2,58 + 14,2 = 16,78 \text{кН} / \text{см}^2$$

Зусилля від обтиснення з урахуванням усіх втрат:

$$P_2 = \sigma_{sp2} \cdot A_{sp} - \sigma_s \cdot A_s - \sigma_s' \cdot A_s' = 34,63 \cdot 16,08 - 16,78 \cdot 0,393 - 5,12 \cdot 2,28 = 687 \text{кН}$$

Ексцентриситет зусилля  $P_2$ :

$$e_{op2} = (\sigma_{sp2} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} - \sigma_s \cdot A_s \cdot y_s + \sigma_s' \cdot A_s' \cdot y_s') / P_2 = \\ = (34,63 \cdot 16,08 \cdot 21 - 16,78 \cdot 0,393 \cdot 25,5 + 5,12 \cdot 2,28 \cdot 15,7) / 687 = 21,6 \text{см}$$

## **2.10 РОЗРАХУНОК З УТВОРЕННЯ НОРМАЛЬНИХ ТРІЩИН.**

В розрахунку з утворення тріщин приймаються:

- коефіцієнт точності натягнення арматури  $\gamma_{sp} = 1$  та
- коефіцієнт надійності з навантаження  $\gamma_f = 1$ .

### Утворення верхніх початкових тріщин в стадії виготовлення.

Максимальні напруження в стиснутому бетоні (на краю нижньої грані перерізу) від дії зусилля  $P_1$  в стадії виготовлення з урахуванням моменту  $M_c$  від власної ваги панелі:

$$\sigma_{bp1} = P_1 / A_{red} + (P_1 \cdot e_{op1} - M_c) / W_{red,inf} = 993 / 1963 + (993 \cdot 21 - 5813) / 16545,75 = 1,4 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Для передаточної міцності бетону  $R_{bp} = 16,25$  МПа, за інтерполяцією табличних даних приймаємо:  $R_{bp,ser} = 12,2$  МПа,  $R_{bt,ser} = 1,15$  МПа.

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{bp1} / R_{bp,ser} = 1,6 - 1,4 / 1,22 = 0,45 < 0,7, \text{ приймаємо } \varphi = 0,7$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки, що найбільш віддалена від розтягнутої (верхньої) зони перерізу – нижня ядрова відстань:

$$r_{inf} = \varphi \cdot W_{red,sup} / A_{red} = 0,7 \cdot 27252 / 1963 = 9,7 \text{ см}$$

Момент зовнішніх сил в стадії виготовлення відносно осі, яка паралельна нульовій лінії і проходить через нижню ядрову точку, що найбільш віддалена від розтягнутої зони:

$$M_{r,ser} = M_c - P_1 \cdot (e_{op1} - r_{inf}) = 5813 - 993 \cdot (21 - 9,7) = -5108 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Згинаючий момент, що здатний сприймати переріз під час утворення тріщин:

$$M_{crc}' = R_{bt,ser} \cdot W_{pl,sup} = 0,115 \cdot 40878 = 5110 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$M_{r,ser} = -5108 \text{ кН} \cdot \text{см} < M_{crc}' = 5110 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Отже, верхні початкові тріщини під час виготовлення не утворюються.

### Утворення нижніх тріщин в стадії експлуатації.

Повне розподілене навантаження (при  $\gamma_f = 1$ ):

$$q_{ser} = p_s \cdot b_n = 3,32 \cdot 3 = 9,96 \text{ кН} / \text{м} = 0,0996 \text{ кН} / \text{см}$$

Розрахунковий момент від повного навантаження:

$$M_{l,ser} = q_{l,ser} \cdot l_0^2 / 8 = 0,0768 \cdot 1186^2 / 8 = 13503 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Тривале навантаження (при  $\gamma_f = 1$ ):

$$q_{l,ser} = p_{ls} \cdot b_n = 2,56 \cdot 3 = 7,68 \text{ кН} / \text{м} = 0,0768 \text{ кН} / \text{см}$$

Розрахунковий момент від тривалого навантаження:

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot l_0^2 / 8 = 0,0996 \cdot 1186^2 / 8 = 17512 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Максимальні напруження в стиснутому бетоні (на краю верхньої грані перерізу) від дії повного зовнішнього навантаження:

$$\sigma_{bp2}' = P_2 / A_{red} + (M_{ser} - P_2 \cdot e_{op2}) / W_{red,sup} = 687 / 1963 + (17512 - 687 \cdot 21,6) / 27252 = 0,45 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\varphi' = 1,6 - \sigma_{bp2}' / R_{b,ser} = 1,6 - 0,45 / 1,85 = 1,36 > 1, \text{ приймаємо } \varphi' = 1$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки, що найбільш віддалена від розтягнутої (верхньої) зони перерізу – верхня ядрова відстань:

$$r_{sup} = \varphi' \cdot W_{red,inf} / A_{red} = 1 \cdot 16545,75 / 1963 = 8,43 \text{ см}$$

Ядровий момент зусилля обтиснення:

$$M_{rp} = P_2 \cdot (e_{op2} + r_{sup}) = 687 \cdot (21,6 + 8,43) = 20631 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Згинаючий момент, що сприймається нормальним перерізом під час утворення тріщин – момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl,inf} + M_{rp} = 0,16 \cdot 28955 + 20631 = 25263,8 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Так як  $M_{ser} = 17512 \text{ кН} \cdot \text{см} < M_{crc} = 25263,8 \text{ кН} \cdot \text{см}$

$$M_{l,ser} = 13503 \text{ кН} \cdot \text{см} < M_{crc} = 25263,8 \text{ кН} \cdot \text{см}, \text{ то}$$

нормальні тріщини в розтягненій зоні не утворюються. Розрахунок з розкриття тріщин не потрібен.

## 2.11 РОЗРАХУНОК ПРОГИНУ ПАНЕЛІ.

Площа перерізу всієї поздовжньої арматури в стисненій зоні перерізу панелі (15Ø4 та 2Ø5)  $A'_s = 2,28 \text{ см}^2$ ;

$$\mu = (A_{sp} + A_s) / b_m \cdot h_0 = (16,08 + 0,393) / 24 \cdot 41,4 = 0,021$$

$$\mu \cdot \alpha_p = 0,021 \cdot 9,05 = 0,19$$

$$\varphi_f = [(b_f' - b_m) \cdot h_f' + \alpha_s \cdot A_s' / 0,3] / b_m \cdot h_0 = [(295 - 24) \cdot 2,5 + 8,1 \cdot 2,28 / 0,3] / 24 \cdot 41,4 = 0,74$$

За табличними даними для значень  $\varphi_f = 0,74$  та  $\mu \cdot \alpha_p = 0,19$  знаходимо коефіцієнт граничного відношення прольоту панелі до робочої висоти перерізу  $\lambda_{min} = 13$

Так як  $l_0 / h_0 = 1186,41 / 41,4 = 28,7 > \lambda_{min} = 13$ , то розрахунок з визначення прогину панелі потрібен.

$$\text{Гранично допустимий прогин } f_{lim} = l_0 / 250 = 1186 / 250 = 4,74 \text{ см}.$$

Так як розрахунком зутворення тріщин встановлено, що в розтягненій зоні панелі тріщини не утворюються, прогин визначається як для суцільного тіла.

**Коефіцієнт, що враховує вплив короткочасної повзучості бетону приймається**

$$\varphi_{b1} = 0,85 \text{ — для легкого бетону на щільному заповнювачу.}$$

Коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості бетону приймається на деформації елемента без тріщин  $\varphi_{b2} = 2$ .

Кривизна панелі від постійного та тривалого навантаження без урахування зусилля попереднього обтиснення:

$$(I/r)_2 = M_{l,ser} \cdot \varphi_{b2} / \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red} = 2 \cdot 13503 / 0,85 \cdot 2100 \cdot 463281 = 3,27 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Кривизна панелі, що обумовлена вигином елемента внаслідок короткочасної дії зусилля попереднього обтиснення:

$$(I/r)_3 = P_2 \cdot e_{op2} / \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red} = 687 \cdot 21,6 / 0,85 \cdot 2100 \cdot 463281 = 1,79 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Відносна деформація бетону, що спричинена усадкою та повзучістю від зусилля попереднього обтиснення:

$$\varepsilon_b = \sigma_{sb} / 2 \cdot 10^5 = 16,78 / 2 \cdot 10^5 = 8,39 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_b' = \sigma'_{sb} / 2 \cdot 10^5 = 14,255 / 2 \cdot 10^5 = 7,13 \cdot 10^{-5}$$

Кривизна панелі, що обумовлена вигином внаслідок усадки та повзучості бетону від зусилля попереднього обтиснення:

$$(I/r)_4 = (\varepsilon_b - \varepsilon_b') / h_0 = (8,39 - 7,13) \cdot 10^{-5} / 41,4 = 0,03 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Оскільки  $(I/r)_3 + (I/r)_4 = (1,79 - 0,03) \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1} < \varphi_{b2} \cdot (I/r)_2 = 3,58 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$ , приймаємо

$$(I/r)_3 + (I/r)_4 = 3,58 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Повна кривизна посередині прольоту панелі:

$$(I/r)_{tot} = (I/r)_2 - (I/r)_3 + (I/r)_4 = (3,27 - 3,58) \cdot 10^{-5} = -0,31 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Прогин панелі:

$$f = 0,104 \cdot (I/r)_{tot} \cdot l_0^2 = 0,104 \cdot 0,31 \cdot 10^{-5} \cdot 1186^2 = 0,45 \text{ см} < f_{lim} = 4,74 \text{ см},$$

тобто прогин панелі менший за гранично допустимий.

## **2.12 РОЗРАХУНОК ПАНЕЛІ В СТАДІЇ ВИГОТОВЛЕННЯ, ТРАНСПОРТУВАННЯ ТА МОНТАЖУ.**

Навантаження на панель від власної ваги  $c_n = 1,5 \text{ кН/м}^2$  урахуванням коефіцієнта динамічності 1,4:

$$q_d = 1,4 \cdot c_n \cdot b_n = 1,4 \cdot 1,5 \cdot 3 = 6,3 \text{ кН/м} = 0,063 \text{ кН/см}$$

Повне розрахункове навантаження на панель в стадії експлуатації  $q = 0,12 \text{ кН/см}$ . Так як

$$q_d = 0,063 \text{ кН/см} < q = 0,12 \text{ кН/см}$$

міцність та тріщиностійкість панелі в зоні дії додатних згинаючих моментів під час виготовлення, транспортування та монтажу забезпечені.

### 3. ЗВЕДЕННЯ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ФУНДАМЕНТІВ

Додаткові вихідні дані:

№ вар.	A, м	m, м	l, м	n	Розміри сходин у плані			h, м	g <sub>a</sub> , кг	l <sub>ном</sub> , км	t <sub>сх.</sub> , год.	Шляхи
					B, м	C, м	D, м					
7	-	-	-	-	-	-	-	1,6	72	18	2,0	асфальт

#### 3.1 Проектування фундаментів

Схему розташування фундаментів здійснюємо з врахуванням утворення в будівлі деформаційних (температурних) швів, що обумовлює розбивку промислової каркасної будівлі на уніфіковані типові секції довжиною не більш 60 або 72 м. План фундаментів вказано на рис. 1.

Визначення розмірів фундаментів.

а). Проектування розмірів фундаментів будівлі здійснюємо за додатком 7.3 [2], визначаємо розміри бази залізобетонних колон. Для спрощення розрахунків в курсовій роботі умовно приймаємо усі колон будівлі як для першого каркасу. Данні стосовно висоти підколонника ( $h$ ) та питомої ваги арматури ( $g_a$ ) приймаємо з додаткових вихідних даних.

Приймаючи до уваги висоту оголовка колони ( $H_l$ ) – 13,2 м, крок колон ( $a_l$ ) – 12 м та вантажопідйомність мостового крану ( $Q_l$ ) – 10 т згідно додатку 7.3 [2] приймаємо для будівлі крайні колони 4К132-7 з розміром бази колони 900×400 мм у кількості 34 шт. та середні колони 8К132-25 з розміром бази колони 900×400 мм кількістю 7 шт.

б). Визначення розмірів фундаментів будівлі здійснюємо за допомоги таблиці 3 [3]).

Приймаємо розмір для крайніх та середніх фундаментів Ф-1: 1-ї ступені фундаменту  $3 \times 1,8 \times 0,45(h)$  м, розмір 2-ї ступені фундаменту  $2,1 \times 1,8 \times 0,45(h)$  м, підколонника  $1,5 \times 1,2 \times 1,6(h)$  м, глибина стакану 0,9 м (див. рис. 2).



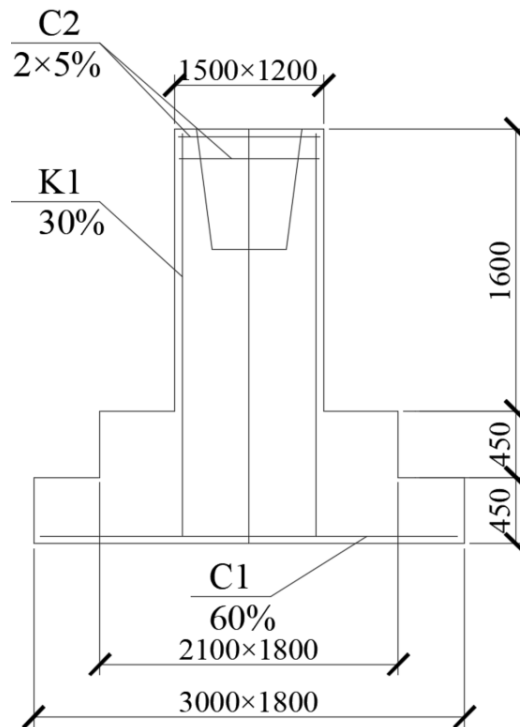


Рис. 1 Схема фундаменту.

### 3.2 Визначення обсягів робіт

1. Площа щитів опалубки на Ф-1.

$$F_1 = 3 \times 0,45 = 1,35 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_2 = 2,1 \times 0,45 = 0,945 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_3 = 1,8 \times 0,45 = 0,81 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

$$F_4 = 1,5 \times 1,6 = 2,4 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_5 = 1,2 \times 1,6 = 1,92 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_6 = 2,8 \text{ м}^2 \text{ (гніздоформувавч) Кільк. 1 шт.}$$

2. Загальна площа щитів.

Щитів площею до 1 м<sup>2</sup>

$$F_{on} = (0,945 \times 2 + 0,81 \times 4) \times 41 = 5,13 \times 41 = 210,33 \text{ м}^2$$

Щитів площею від 1 м<sup>2</sup> до 2 м<sup>2</sup>

$$F_{on} = (1,35 + 1,92) \times 2 \times 41 = 6,54 \times 41 = 268,14 \text{ м}^2$$

Щитів площею більше 2 м<sup>2</sup>

$$F_{on} = (2,4 \times 2 + 2,8) \times 41 = (4,8 + 2,8) \times 41 = 7,6 \times 41 = 311,6 \text{ м}^2$$

3. Об'єм бетону Ф-1

$$V = (3,0 \times 1,8 \times 0,45 + 2,1 \times 1,8 \times 0,45 + 1,5 \times 1,2 \times 1,6 - (1 + 1,05) / 2 \times (0,5 + 0,55) / 2 \times 0,9) \times 41 = 6,57 \times 41 = 269,37 \text{ м}^3$$

4. Маса арматури.

$$m = 6,57 \times 72 = 473,04 \text{ кг}$$

Маса сіток (каркасу).

$$m_{C1} = 473,04 \times 0,6 = 283,82 \text{ кг Приймаємо 1 сітку 284 кг}$$

$$m_{C2} = \frac{473,04 \times 0,1}{2} = 23,65 \text{ кг Приймаємо 2 сітки по 24 кг}$$

$$m_{K1} = 473,04 \times 0,3 = 141,91 \text{ кг Приймаємо 1 сітку 142 кг}$$

Загальна кількість сіток та каркасів

C<sub>1</sub> - 41 шт., C<sub>2</sub> - 82 шт., K<sub>1</sub> - 41 шт.

5. Площа підмосток.

$$F_{\text{під.}} = 0,7 \times 1 \times 2 \times 41 = 57,4 \text{ м}^2$$

0,7×1 – розміри підмосток, м

6. Догляд за бетоном

8.1 Площа поверхонь, що укривають рогожею.

$$F_{\text{вкр.}} = 3,0 \times 1,8 \times 41 = 5,4 \times 41 = 221,4 \text{ м}^2$$

8.2 Площа поверхонь, що поливають водою.

$$F_{\text{пол.}} = 5,4 \times 12 \times 41 = 64,8 \times 41 = 2656,8 \text{ м}^2$$

12 - кількість поливів, разів.

7. Ізоляційні роботи

9.1 Площа горизонтальних поверхонь, що ізолюють.

$$F_{\text{із.г.}} = (5,4 - 1,5 \times 1,2) \times 41 = 3,6 \times 41 = 147,6 \text{ м}^2$$

9.2 Площа вертикальних поверхонь, що ізолюють.

$$F_{\text{із.в.}} = (0,945 + 1,35 + 1,92 + 2,4) \times 2 + 0,81 \times 4 \times 41 = 16,47 \times 41 = 675,27 \text{ м}^2$$

8. За отриманими розрахунками складаємо відомість обсягів робіт (табл.1).

9. Виконуємо маркувальну схему ступінчастого фундаменту (рис. 3).

10. Складаємо специфікацію елементів опалубки стовбчастого фундаменту табл. 2, куди вносимо усі елементи комплекту опалубки, деревину (при улаштуванні доборів).

Табл.1

**Відомість об'ємів робіт.**

№ п/п	Назва процесів (операцій)	Одиниця виміру	Об'єм робіт на один елемент	Кількість фундаментів.	Загальний об'єм робіт
1	2	3	4	5	6
1	Встановлення краном арматурних сіток в горизонтальному положенні масою до 0,3 т	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,284	41	<u>41</u> 11,644
2	Встановлення краном арматурних каркасів в вертикальному положенні масою до 0,3 т	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,142	41	<u>41</u> 5,822
3	Встановлення сіток вручну масою до 50 кг	<u>шт.</u> т	<u>2</u> 0,048	41	<u>82</u> 1,968
4	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м <sup>2</sup> S від 1 м <sup>2</sup> до 2 м <sup>2</sup> S більш 2 м <sup>2</sup>	м <sup>2</sup> м <sup>2</sup> м <sup>2</sup>	5,13 6,54 7,6	41 41 41	210,33 268,14 311,6
5	Збірка, переставляння підмостків.	м <sup>2</sup>	1,4	41	57,4

6	Бетонні роботи	м <sup>3</sup>	6,57	41	269,37
7	Укривання поверхонь рогожею	м <sup>2</sup>	5,4	41	221,4
8	Поливання поверхні водою	м <sup>2</sup>	64,8	41	2656,8
9	Фарбувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних	м <sup>2</sup>	3,6	41	147,6
		м <sup>2</sup>	16,47	41	675,27

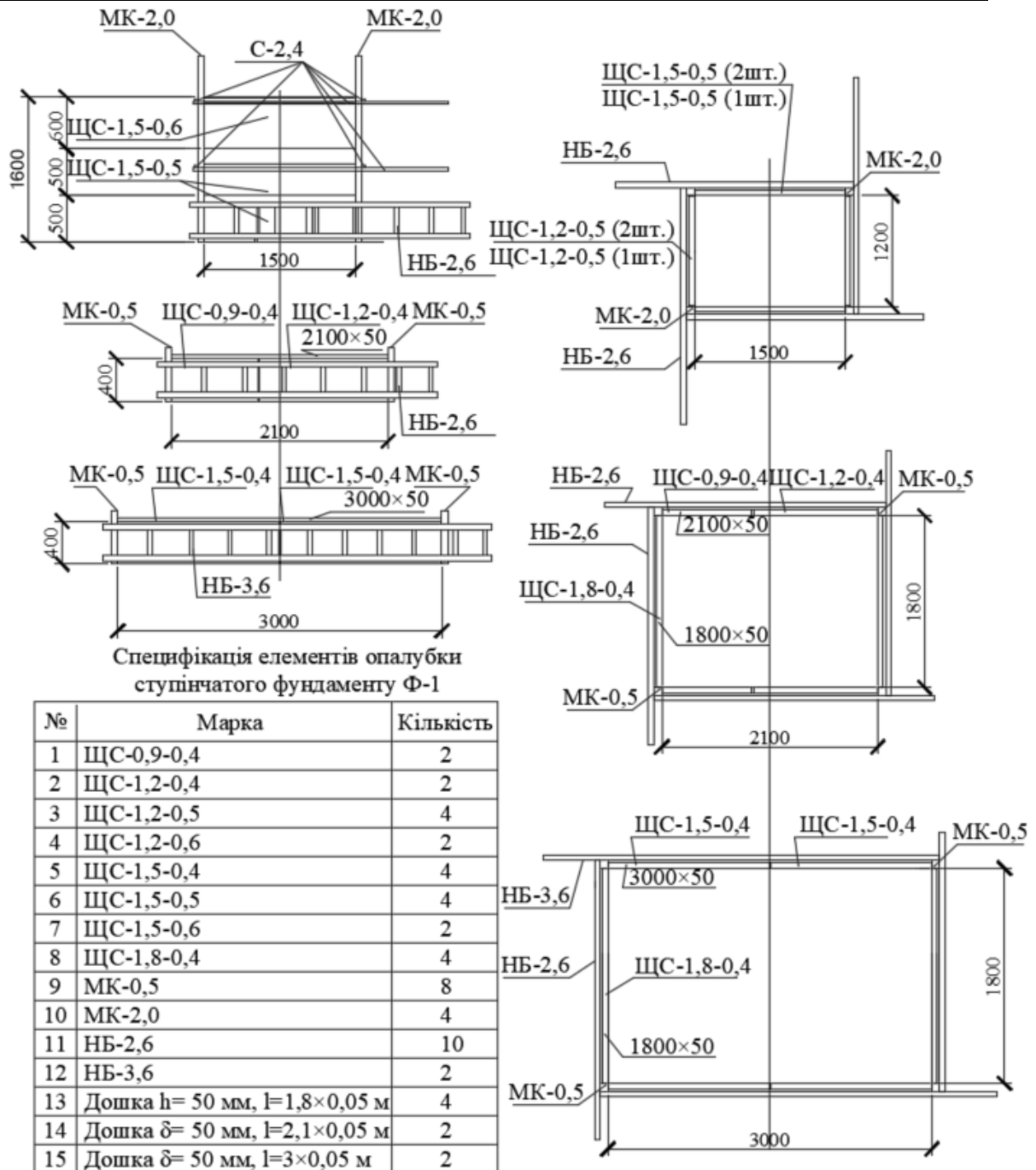


Рис. 2 Маркувальна схема ступінчастого фундаменту зі специфікацією елементів опалубки

### 3.3 Вибір методів виконання робіт та засобів механізації

1. Змінний виробіток бригади бетонників на укладання бетонної суміші.

$$V_{nom} = a/H_c = 1/0,33 = 3,03 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де  $a$  – одиниця виміру роботи [1];

$H_c$  – норма часу роботи [1].

2. Необхідна інтенсивність подачі бетонної суміші ведучим механізмом.

$$I_{nom} = V_{nom} \cdot k_n / k_c = 3,03 \cdot 1,2 / 0,9 = 4,04 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де  $k_n$  - коефіцієнт нерівномірності подачі і укладання суміші. Приймається в межах 1,1...1,3.

$k_c$  - коефіцієнт використання машин за часом, приймається 0,9.

3. Проведення бетонних робіт приймаємо за схемою кран-баддя. Для подавання бетону приймаємо неповоротну баддю місткістю 0,8 м<sup>3</sup>, маса бадді з бетоном складає 2,45 т, розрахункова висота 1,31 м.

4. Висота підймання гаку

$$H_{nom} = h_m + h_z + h_e + h_c = 2,5 + 1 + 1,31 + 1,85 = 6,66 \text{ м}$$

де  $h_m$  – висота монтажного горизонту від рівня стоянки крана (для фундаментів опорна плоскість яких розташована нижче рівня стоянки крана  $h_m = 0$  м);

$h_z$  – монтажний запас або підвищення нижньої площини підйомного елемента над монтажним горизонтом (0,7-1,0 м);

$h_e$  – висота монтажного елемента, приймають за даними (табл. 1);

$h_c$  – конструктивна висота вантажозахватних пристроїв (стропів, зачепів, траверс).

5. Виліт стріли

$$l_g = B/2 + 1,5 = 3/2 + 1,5 = 3 \text{ м}$$

де  $B$  – ширина фундаменту, м;

1,5 – розмір робочої зони, м.

6. Вантажопідйомність гаку

$$g = 2,45 + 0,064 = 2,514 \text{ т}$$

7. Довжина стріли

$$L_c = \sqrt{(l_b - l_{ш}) + (H_{пот} - h_{ш} + h_{п})^2} = \sqrt{(3 - 1,5)^2 + (6,66 - 1,5 + 1,5)^2} = 6,83 \text{ м}^3$$

де  $h_{ш}$  – відстань по вертикалі від рівня стоянки крана (РСК) до нижнього шарніра стріли крана (для більшості кранів знаходиться у діапазоні 1...2 м, за першим наближенням можна прийняти 1,5 м;

$h_n$  - висота поліспасти у стягнутому стані, приймає у першому наближенні 1,5...2 м.

8. За ведучу машину приймаємо автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м [3].

9. Для доставки бетонної суміші на об'єкт приймаємо АБЗ марки СБ-69 з об'ємом виходу  $V_{mp} = 2,5 \text{ м}^3$ .

10. Приймаємо середню швидкість руху АБЗ по дорозі з асфальтобетонним покриттям 30 км/год., час завантаження  $t_z = 0,1$  год., час розвантаження  $t_p = 0,2$  год.

11. Час укладання суміші, що доставляється АБЗ.

$$t_y = V_{mp} / (I_{nom} \cdot K_c^{mp}) = 2,5 / (4,04 \cdot 0,9) = 0,69 \text{ год.}$$

де  $K_c^{mp}$  - коефіцієнт використання транспорту за часом. Приймається

0,85...0,92;

12. Тривалість доставки бетонної суміші автотранспортом.

12.1 Тривалість доставки  $t_{\delta}^1$  з урахуванням дальності і швидкості перевезення.

$$t_{\delta}^1 = L_{nom}/V_c = 18/30 = 0,6 \text{ год.}$$

де  $L_{nom}$  – дальність постачання, км (див. табл. 1.1 [2]);

$V_c$  – середня швидкість руху, км/год.

12.2 Тривалість доставки  $t_{\delta}^2$  з умови  $t_{cx}$ .

$$t_{\delta}^2 = t_{cx} - (t_y + t_z + t_p + L_{nom}/V_c) = 2 - (0,69 + 0,1 + 0,2 + 0,6) = 0,41 \text{ год.}$$

де  $t_{cx}$  – тривалість схоплення цементу (див. табл. 1.1 [2]), год.

$t_y$  – тривалість укладання бетонної суміші із однієї машини з об'ємом виходу  $V_{mp}$ , год.;

$t_z$  – тривалість завантаження суміші на бетонно-розчинному вузлі, год.

Приймається  $t_z = 0,1$  год. для АС і  $t_z = 0,2$  для АБВ і АБЗ;

$t_p$  – тривалість розвантаження транспорту, год. Приймається  $t_p = 0,1$  год. при розвантаженні в бадді і  $t_p = 0$  при розвантаженні в прийомні бункери бетоноукладачів та бетононасосів (цей час входить до часу укладання).

Умова  $t_{\delta}^1 < t_{\delta}^2$  не дотримується:  $0,6 > 0,41$ .

Розрахунок вказує, що в технології зведення фундаментів слід використовувати бетонну суміш типу А (суху) або Б (на вологих заповнювачах або частково зволожену).

13. Тривалість робочого циклу АБЗ складає

$$t_u^{mp} = t_z + 2 L_{nom}/V_c + t'_p = 0,1 + 2 \cdot 18/30 + 0,2 = 1,5 \text{ год.}$$

$t'_p$  – час розвантаження суміші, год. Приймається при розвантаженні:

- в бадді  $t'_p = 0,1$  год.;

- в прийомний бункер бетононасосу  $t'_p = t_y$

- при розвантаженні в бункер бетоноукладача:

$$t'_p = (V_{mp}/V_k - 1) t_y / V_{mp}, \text{ год.}$$

При значенні  $t'_p < 0,1$  год. Приймати  $t'_p = 0,1$  год.

14. Потрібна кількість АБЗ складає

$$N = (B_{nom} \cdot t_u^{mp}) / (V_{mp} \cdot K_u^{mp}) = (3,03 \cdot 1,5) / (2,5 \cdot 0,9) = 2,02 \text{ шт.}$$

Приймаємо 3 АБЗ.

15. Для ущільнення суміші в сходині висотою  $h_c = 0,45$  м приймаємо вібратор з гнучким валом ВЕРБ-79 з довжиною робочої частини  $L_6 = 0,5$  м і радіусом дії  $R_6 = 0,25$  м. Приймаємо рухливість суміші ОК=2 см, при цьому  $K_p = 1$ .

16. Продуктивність вібратора складає

$$P_e = 60\pi \cdot h_c + R_6^2 + K_p = 60\pi \cdot 0,45 + 0,25^2 \cdot 1 = 11,78 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де  $R_6$  – радіус дії вібратора, м (табл. 6);

$K_p$  – коефіцієнт, що враховує рухливість суміші. Для схеми "кран-баддя" краще використовувати цупкі суміші з ОК=0...2 см, для бетоноукладачів рухливість приймають ОК=0...6 см, для бетононасосів приймають ОК=6...12 см. Значення  $K_p$  наведені в табл. 7.

Приймаємо 1 вібратор.

17. Час схоплювання бетону

$$t'_{cx} = t_{cx} - (t_z + L_{nom}/V_c + t_y) = 2 - (0 + 0 + 0,69) = 1,31 \text{ год.}$$

### 18. Площа блоку бетонування

$$F_{\text{бл}} = (B_{\text{ном}} \cdot t'_{\text{сх}}) / h_{\text{ш}} = (3,03 \cdot 1,31) / 0,45 = 8,82 \text{ м}^3$$

що більше площі нижньої сходини  $F_c = 3 \times 2,1 = 6,3 \text{ м}^3$ .

### 3.4 Калькуляція на зведення монолітних залізобетонних фундаментів

Табл. 2

#### Калькуляція трудових витрат і заробітної плати влаштування фундаментів

Найменування процесу	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудомісткість, люд.-год.		Заробітна платня, грн.		Склад ланки	
		Один. виміру	Кількість	На одиницю	Всього	На одиницю	Всього	Професія, розряд	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Встановлення краном арматурних сіток при діаметрі арматури до 32 мм, масі сіток до 0,3 т, при горизонтальному розташуванні, $K=1,2$	Е4-1-44 т.1,п.1а	шт.	41	$0,42 \times 1,2 = 0,5$	20,5	8,82	361,62	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення краном каркасів при діаметрі арматури до 32 мм, масі сіток до 0,3 т, при вертикальному розташуванні, $K=1,2$	Е4-1-44 т.1,п.2а	шт.	41	$0,79 \times 1,2 = 0,95$	38,95	16,75	686,75	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення сіток вручну, при масі до 50 кг, $K=1,2$	Е4-1-44 т.3,п.б	шт.	82	$0,24 \times 1,2 = 0,288$	23,62	4,98	408,36	арматурник 3 р. 2 р.	1 2
Встановлення щитів дерев'яної опалубки окремо розташованих ступінчастих фундаментів площею до 1 м <sup>2</sup> від 1 м <sup>2</sup> до 2 м <sup>2</sup> більш 2 м <sup>2</sup>	Е4-1-34 т.2,п.1	м <sup>2</sup>	210,33	0,62	130,4	11,45	2408,28	тесляр 4 р. 3 р.	1 1
			268,14	0,51	136,75	10,03	2689,44		
			311,6	0,4	124,64	7,38	2299,61		
Те ж, розбирання площею до 1 м <sup>2</sup> від 1 м <sup>2</sup> до 2 м <sup>2</sup> більш 2 м <sup>2</sup>	Е4-1-37 т.2,п.2	м <sup>2</sup>	210,33	0,15	31,55	2,64	555,27	тесляр 3 р. 2 р.	1 1
			268,14	0,13	34,86	2,29	614,04		
			311,6	0,1	31,16	1,76	548,42		
Переставляння підмостків	Е6-3 т2, п. 5,6	м <sup>2</sup>	57,4	0,12	6,89	1,94	111,36	тесляр 4р. 2р. підс.роб.1р	1 1 1
Приймання бетонної суміші у баддю	Е-4-1-54	100м <sup>3</sup>	2,69	8,2	22,06	137,8	370,68	бетонник 2р.	1
Вкладання бетонної суміші краном в бадях у окремо розташовані фундаменти об'ємом до	Е4-1-49 т.1, п.3	м <sup>3</sup>	269,37	0,33	88,89	5,82	1567,73	бетонник 3р. 2р.	1 1

10 м³									
Вкривання бетонної поверхні рогожею	Е4-1-54 п.10	100 м²	2,21	0,21	0,46	3,53	7,80	бетонник 2р.	1
Поливка бетонної поверхні водою з шлангу за один раз	Е4-1-54 п.9	100 м²	26,57	0,14	3,72	2,35	62,44	бетонник 2р.	1
Зняття з бетонної поверхні рогожі	Е4-1-54 п.12	100 м²	2,21	0,22	0,49	3,7	8,18	бетонник 2р.	1
Фарбувальна гідроізоляція розрідженим бітумом вручну вертикальних поверхонь	Е11-37	100 м²	6,75	9,38	63,32	173,15	1168,76	ізолювальник 4р. 2р.	1 1
Те ж, горизонтальних	Е11-37	100 м²	1,48	5,18	7,67	95,62	141,52	ізолювальник 4р. 2р.	1 1
Разом					765,93		14010,26		
Інші роботи	15%				114,89				
Всього					880,82				

### 3.5 Техніко-економічні показники

1. Планова (виробнича) собівартість машино-зміни роботи машин і механізмів.  
Собівартість машино-зміни роботи машин і механізмів.

Для автокрану КС-2561Е

$C_{\text{маш.-год.}} = 26,38 \text{ грн.}$

Для автобетонозмішувача СБ-69

$C_{\text{маш.-год.}} = 33,68 \text{ грн.}$

2. Собівартість зведення залізобетонних фундаментів

$$C_o = 1,08 \left( \sum C_{\text{маш.-год}} \times T \right) + 1,53П = 1,08 \times \left( (26,38 \times \left( \frac{20,5 + 38,95}{4} + \frac{22,06 + 88,89}{2} \right) + 33,68 \times \frac{22,06 + 88,89}{2} \times 3) \right) + 1,5 \times 14010,26 = 35126,55 \text{ грн.}$$

3. Собівартість укладання 1 м³ бетону

$$C_e = \frac{C_o}{V} = \frac{35126,55}{269,37} = 130,4 \text{ грн./м}^3$$

4. Трудомісткі 880,82 сть влаштування 1 м³ бетонного фундаменту.

$$q = \frac{Q_{\text{руч}}}{V} = \frac{880,82}{269,37} = 3,27 \text{ люд.-год./м}^3$$

### 3.6 Заходи з техніки безпеки та охорони природи

Безпека виробництва робіт повинна бути забезпечена: вибором раціональної відповідної технологічної оснастки; підготовкою та організацією робочих місць провадження робіт; застосуванням засобів захисту працюючих; проведенням медичного огляду осіб, допущених до роботи; своєчасним навчанням і

перевіркою знань робочого персоналу та ІТП з техніки безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт.

Особливу увагу необхідно звертати на наступне: способи стропування елементів конструкцій повинні забезпечувати їх подачу до місця установки в положенні, близькому проектному; елементи монтуються, під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками; не допускати перебування людей під монтуємими елементами до установки їх в проектне положення і закріплення; при переміщенні краном вантажів відстань між зовнішніми габаритами переміщуючих вантажів і виступаючими частинами конструкцій і перешкод по ходу переміщення повинна бути по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі не менше 0,5 м; монтаж і демонтаж опалубки може бути розпочато з дозволу технічного керівника будівництва та повинен проводитись під безпосереднім наглядом спеціально призначеної особи технічного персоналу; не допускається торкання вібратором арматури.

При роботі на висоті більше 1,5 м всі робочі зобов'язані користуватися запобіжними поясами з карабінами.

Розбирання опалубки допускається після набору бетоном розпалубної міцності і з дозволу виконавця робіт. Відрив опалубки від бетону проводиться за допомогою домкратів. У процесі відриву бетонна поверхня не повинна пошкоджуватися.

Робочі місця електрозварювальників повинні бути огорожені спеціальними переносними огороженнями. Перед початком зварювання необхідно перевірити справність ізоляції зварювальних проводів та електродотримачів, а також щільність з'єднання всіх контактів. При перервах у роботі електрозварювальні установки необхідно відключати від мережі.

Вантажно-розвантажувальні роботи, складування і монтаж арматурних каркасів повинні виконуватися інвентарними такелажним оснащенням і з дотриманням заходів, що виключають можливість падіння, ковзання і втрати стійкості вантажів.

Очищення лотка автобетонозмішувача від залишків бетонної суміші здійснюють лише при нерухомому механізмі.

### **3.7 Контроль якості робіт**

1. При контролі якості робіт необхідно дотримуватись вимог СНиП 3.02.01-87. Проект виробництва робіт повинен бути розроблений на основі проекту і робочої документації по зведенню монолітних стовбчастих залізобетонних фундаментів.

2. У складі проекту виробництва робіт повинні бути розроблені: технологічні схеми і способи виробництва робіт; календарний план виконання робіт; рішення з техніки безпеки виробництва робіт; графік роботи машин на майданчику; пояснювальна записка до проекту виробництва робіт.

3. При здійсненні арматурних робіт контролюють: відповідність арматурних стрижнів і сіток проекту (паспорту), відхилення від проекту розмірів елементів а також товщину захисного бетонного шару, зміщення арматурних виробів в опалубці, відхилення від проектних осей вертикальних каркасів.

4. При здійсненні опалубних робіт перевіряють наявність комплектів опалубки та маркування елементів, зміщення осей опалубки від проектного



положення, відхилення площини опалубки від вертикалі на всю висоту фундаменту.

5. При укладанні бетонної суміші контролюють склад та рухливість бетонної суміші, товщину шарів бетонування, ущільнення та догляд.

6. При розпалубці перевіряють дотримання строків розпалублення, відсутність пошкоджень бетону.

### **3.8 Технологія зведення монолітних стовбчастих фундаментів**

До початку облаштування фундаментів повинні бути виконані наступні роботи: організовано відведення поверхневих вод від майданчика; влаштовані під'їзні автодороги; позначені шляхи руху механізмів, місця складування, укрупнення арматурних сіток і опалубки, підготовлена монтажна оснастка і пристосування; завезені арматурні сітки, каркаси та комплекти опалубки в необхідній кількості; виконана необхідна підготовка під фундаменти; проведена геодезична розбивка осей і розмітка положення фундаментів у відповідності з проектом; на поверхню бетонної підготовки фарбою нанесені ризики, що фіксують положення робочої площини щитів опалубки.

Арматурні роботи.

Арматурні елементи доставляють на будівельний майданчик вантажівкою і розвантажують на складських майданчиках, перед монтажем елементів їх переміщують до місць їх встановлення.

Армокаркаси та сітки підосви фундаментів масою понад 50 кг встановлюють автомобільним краном КС-2561Е, укладаючи арматурні сітки підосви фундаментів на фіксатори, які забезпечують захисний шар по проекту. Після влаштування опалубки підосви фундаменту встановлюють арматурні елементи підколоники з кріпленням його до нижній сітці в'язальної дротом.

Опалубні роботи.

Опалубку на будівельний майданчик доставляють автотранспортом комплектно, готовою до монтажу, без доробок та виправлень. Привезені на будівельний майданчик елементи опалубки розміщують в зоні дії монтажного крана. Всі елементи опалубки повинні зберігатися в положенні, відповідному транспортному, розсортовані за марками та типорозмірами.

Дрібнощитова опалубка складається з наступних складових частин: лінійні щити виконані з гнutoго профілю (швелер), палуба в щитах виконана з ламінованої фанери товщиною 12 мм; несучі елементи - схватки призначені для сприйняття навантажень, що діють на опалубку, а також для об'єднання окремих щитів в панелі або блоки. Вони виготовлені з гнutoго профілю (швелера); щити кутові - служать для об'єднання плоских щитів у замкнуті контури; кутики монтажні - служать для з'єднання щитів і панелей в замкнуті опалубні контури; гак натяжна - застосовують для кріплення схваток до щитів; кронштейн - служать підставою для робочого настилу.

Монтаж і демонтаж опалубки ведуть за допомогою автомобільного крана КС-2561Е.

До початку монтажу опалубки виробляють укрупнювальне збирання щитів в панелі в наступній послідовності: на майданчику складування збирають короб із схваток; на схватки навішують щити; на ребро щитів панелі наносять фарбою риси, що позначають положення осей.

Влаштування опалубки фундаментів роблять у наступному порядку: встановлюють і закріплюють укрупнені панелі опалубки нижньої ступені підосви; встановлюють зібраний короб строго по осях і закріплюють опалубку нижньої ступені металевими штирями до основи; наносять на ребра укрупнених панелей короби риски, що фіксують положення короба другого ступеня фундаменту; відступивши від рисок на відстань, рівну товщині щитів, встановлюють попередньо зібраний короб другого ступеня; остаточно встановлюють короб другого ступеня; в тій же послідовності встановлюють короб третього ступеня; наносять на ребра укрупнених панелей верхнього короба риски, що фіксують положення короба підколоники; встановлюють короб підколоники; встановлюють і закріплюють опалубку вкладишів.

Демонтаж опалубки згідно СНиП 3.03.01-87 дозволяється проводити тільки після досягнення бетоном необхідної міцності і з дозволу виконавця робіт. Демонтаж опалубки здійснюється в порядку, зворотному монтажу. Після зняття опалубки необхідно: провести візуальний огляд опалубки; очистити від налиплого бетону всі елементи опалубки; зробити змащення палуб, перевірити і нанести мастило на гвинтові з'єднання.

#### Бетонні роботи

До початку укладання бетонної суміші повинні бути виконані наступні роботи: перевірена правильність встановлених арматури та опалубки; усунені всі дефекти опалубки; перевірено наявність фіксаторів, що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону; прийняті за актом всі конструкції та їх елементи, доступ до яких з метою перевірки правильності встановлення після бетонування неможливий; очищені від сміття, бруду та іржі опалубка і арматура; перевірена робота всіх механізмів, справність пристосувань оснастки та інструментів.

Доставка на об'єкт бетонної суміші передбачається автобетонозмішувачами СБ- 69 в кількості 3 шт.

Подача бетонної суміші до місця укладання здійснюється автокраном в бадді об'ємом 0,8 м<sup>3</sup>.

До складу робіт з бетонування фундаментів входять: прийом і подача бетонної суміші; укладання і ущільнення бетонної суміші; догляд за бетоном.

Бетонування фундаментів здійснюється в два етапи: на першому етапі бетонують башмак фундаменту і підколонику до відмітки низу вкладиша; на другому етапі бетонують верхню частину підколоники після установки вкладиша.

Бетонну суміш укладають горизонтальними шарами товщиною 0,3 - 0,5 м. Кожен шар бетону ретельно ущільнюють глибинними вібраторами. При ущільненні бетонної суміші кінець робочої частини вібратора повинен занурюватися в раніше покладений шар бетону на 5 - 10 см. Крок перестановки вібратора не повинен перевищувати 1,5 радіуса його дії. У кутах і біля стінок опалубки бетонну суміш додатково ущільнюють вібраторами або штикуванням ручними шуровками. Дотик вібратора під час роботи до арматури не допускається. Вібрування на одній позиції закінчується при припиненні осідання і появи цементного молока на поверхні бетону. Витягувати вібратор при перестановці слід повільно, не вимикаючи, щоб порожнеча під наконечником рівномірно заповнювалася бетонною сумішшю. Перерва між етапами

бетонування ( або укладанням шарів бетонної суміші) повинен бути не менше 40 хвилин, але не більше 2 годин.

Після укладання бетонної суміші в опалубку необхідно створити сприятливі температури та вологості умови для тверднення бетону. Горизонтальні поверхні забетонованого фундаменту вкривають вологою мішковиною, та на протязі всього терміну періодично зволожують.

## 4.1 ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ТА ВИБІР МЕТОДІВ ВИКОНАННЯ РОБІТ

Будівля одноповерхова промислова каркасна, з трьома прогонами, 2-ма поздовжньо з'єднаними та 1-го торцевого. Перший прогін  $L_1=30$  м, довжиною  $B_1=96$  м, з відміткою оголовку колон  $H_1=18$  м, кроком колон  $a_1=6$  м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю  $Q_1=16$  т, другий та третій  $L_2/L_3=24/18$  м, довжиною  $B_2/B_3=84$  м, з відміткою оголовку колон  $H_2/H_3=14,4$  м, кроком колон  $a_2/a_3=12$  м, обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю  $Q_2/Q_3=30$  т. Конструкції будівлі збірні залізобетонні: колони крайніх, середніх рядів двогілкові, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, підкранові балки довжиною 6, 12 м, кроквяні ферми довжиною 18, 24, 30 м, плити покриття ребристі  $1,5 \times 6$  та  $3 \times 12$  м, фундаментні балки довжиною 6 і 12 м, стінові панелі довжиною 6 та 12 м, висотою 1,2 м.

Приймаємо 3 захватки, що дорівнює кількості прольотів будівлі та мають приблизно однакові обсяги робіт.

Приймаємо наступні методи виконання робіт:

1. Земляні роботи. До початку розробки котловану зрізаємо рослинний шар. Розробку котловану виконуємо гусеничним екскаватором ЭО-4122 зі зворотною лопатою та ємністю ковша  $0,5 \text{ м}^3$  з частковим вивозом ґрунту у відвал. Після розробки ґрунту екскаватором виконуємо планування майданчика за допомогою бульдозера ДЗ-19 та катка ДУ-50.

2. Фундаментні роботи. Влаштуємо монолітні залізобетонні фундаменти за схемою бетонування кран-баддя (автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м); влаштування монолітних фундаментів під обладнання (КС-2561Е).

3. 3. Монтажні роботи. Одноповерхову промислову будівлю монтуємо самохідними стріловими кранами на гусеничному ході. Першим монтажним потоком встановлюємо колони за допомогою крану КС – 5263, другим — підкранові балки (КС – 5263), третім — конструкції покриття: кроквяні балки і ферми, плити покриття (КС – 6362), четвертим — стінові панелі (МКТ-6-45). Монтаж конструкцій виконуємо з попередньою розкладкою біля місць монтажу. Елементи каркасу монтуються вздовж прольотів будівлі методом вільного піднімання (окрім монтажу колон, який виконуємо методом обертання "в просторі"), при якому конструкції наводять на опори в процесі їх вільного переміщення.

4. Інші роботи. Улаштування покрівлі виконуємо по захваткам вздовж довшої сторони прольоту. Потім виконуємо завершення віконних прорізів по периметру будівлі. Після цього виконуємо всі інші опоряджувальні роботи по захваткам. Олійне фарбування вікон та оздоблення стін виконуємо згори донизу по периметру будівлі.

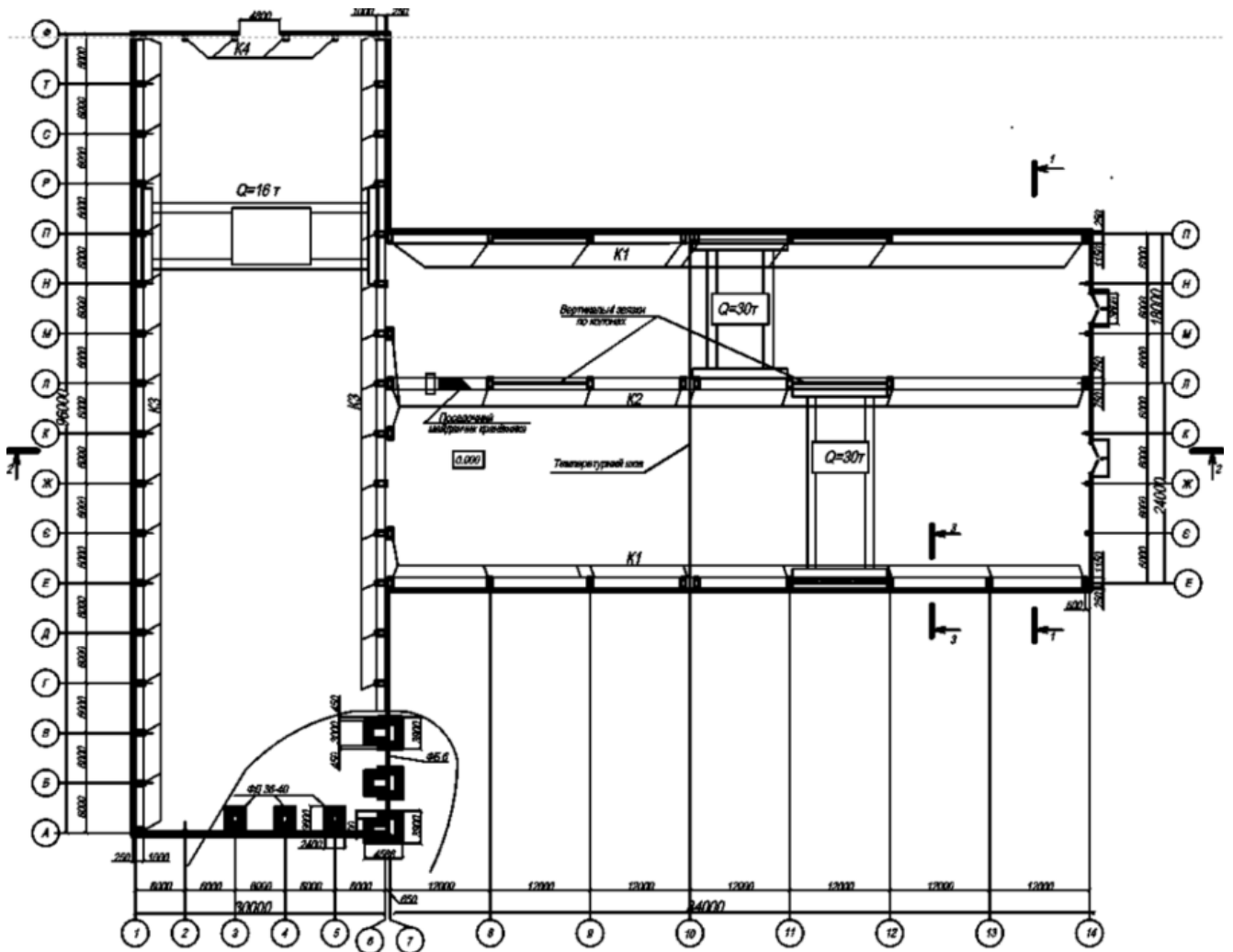


Рис. 1.1 — Схема будівлі  
Фасад А-Ф

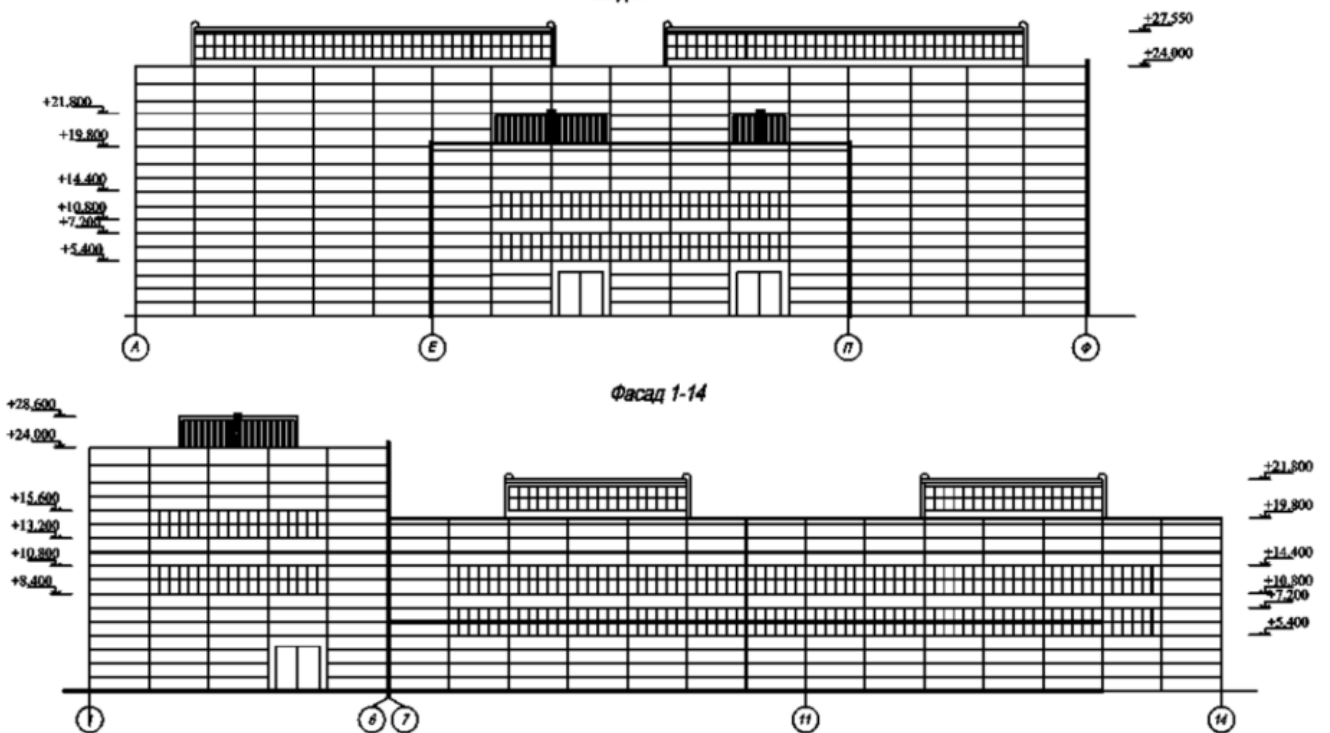


Рис. 1.2 — Схема розташування стінових панелей фасадів

Таблиця 1

## Специфікація збірних елементів

№ за/п	Назва елемента	Марка елемента	Кількість шт.	Розміри, м			Об'єм, м <sup>3</sup>		Вага, т.	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елемента	Всіх елементів	Одного елемента	Всіх елементів
1	Колона крайнього ряду	1КД180	36	19350	1300	500	8,72	313,92	21,6	777,6
2	Колона крайнього ряду	1КД144	18	16950	1300	500	6,38	114,84	16,0	288
3	Колона середнього ряду	2КД156	9	16950	1900	600	9,64	86,76	24,1	216,9
4	Фахверкова колона	9КФ175-1	8	17500	600	400	3,8	30,4	9,51	76,08
5	Фахверкова колона	9КФ 163-1	10	16300	600	400	3,52	35,2	8,79	87,9
6	Підкранова балка 6 м	БКНВ6-2С	32	5950	1000	600	1,66	53,12	4,2	134,4
7	Підкранова балка 12 м	БКНВ6-1С	28	11950	1400	650	4,63	129,64	11,7	327,6
8	Кроквяні конструкції	ФБ 18-1А	9	17940	3000	240	2,6	23,4	6,5	58,5
		ФБ 24-III-5А	9	23940	3300	240	4,9	44,1	12,2	109,8
		ФС-30-18	18	30,00	0,35	3,45	6,7	120,6	16,7	300,6
9	Плити покриття	ПНС-10	320	5970	1490	300	0,62	198,4	1,4	448
		ПНС-28	98	11960	2960	450	2,48	243,04	7	686
10	Фундаментні балки 6 м	ФБ6-12	38	5050	400	450	0,53	20,14	1,3	49,4
11	Фундаментні балки 12 м	ФБН-1	14	10700	300	400	1,16	16,24	2,9	40,6
12	Стінові панелі 6 м	ПСЛ-16	681	6000	1200	240	1,7	1157,7	1,9	1293,9
13	Стінові панелі 12 м	ПСЛ-20	182	12000	1200	300	3,4	618,8	4,8	873,6
14	Стійки воріт	СВ	8	3600	400	400	0,576	4,61	1,44	11,52
15	Ригелі воріт	РВ	4	4400	400	700	1,232	4,93	3,08	12,32
Всього			1522					2901,92		5792,72

## 4.2 ВИЗНАЧЕННЯ ОБСЯГІВ РОБІТ

Обсяги робіт визначаються згідно основних креслень, якими виступають план, фасад, розріз, наведених додатків та розрахунків отриманих при проектуванні робіт з влаштування монолітних залізобетонних фундаментів і зведення каркасної будівлі із збірних залізобетонних конструкцій. Підрахунки обсягів робіт виконуємо в табличній формі (табл. 2.1).

## ВІДОМІСТЬ ОБСЯГІВ РОБІТ

Таблиця 2

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика $(S \times 1,15) = (96 \times 30 + 84 \times 42) \times 1,15 = 6408 \times 1,15$	1000 м <sup>2</sup>	7,369
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см $(S \times 0,15) = 6408 \times 0,15$	1000 м <sup>3</sup>	0,961
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м <sup>3</sup> у відвал $(V_k = S \times h - V_r) = 6408 \times 2,25 - 1480$	1000 м <sup>3</sup>	12,94
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди $(V_r = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо} + S \times (0,1 + 0,02)) = 39 + 434 + 240 + 6408 \times 0,12$	1000 м <sup>3</sup>	1,48
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка)	100 м <sup>3</sup>	0,39

	$(\text{кільк.фунд.} \times S_{\phi} \times 0,1) = 1,5 \times 1,5 \times 18 + 3 \times 1,8 \times 63) \times 0,1$		
6	Бетонна підготовка під фундаменти $(\text{кільк.фунд.} \times S_{\phi} \times 0,1) = 1,5 \times 1,5 \times 18 + 3 \times 1,8 \times 63) \times 0,1$	100 м <sup>3</sup>	0,39
7	Влаштування монолітних фундаментів ( $V_{\text{фк}} = \Sigma \text{кільк.фунд.} \times V_{\phi}$ )= $= 18 \times 2,4 + 63 \times 6,21$	100 м <sup>3</sup>	4,34
8	Влаштування фундаментів під обладнання ( $V_{\phi} = 80 \text{ м}^3 \times \text{кільк.прольотів}$ )= $80 \times 3$	100 м <sup>3</sup>	2,4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна $63 \times 15,39 + 18 \times 10,38$	100 м <sup>2</sup>	11,56
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $63 \times 3,6 + 18 \times 1,44$	100 м <sup>2</sup>	2,53
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. ( $V_{\text{к}}$ )	1000 м <sup>3</sup>	12,94
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці ( $V_{\text{к}}$ )	1000 м <sup>3</sup>	12,94
13	Монтаж колон	шт.	81
14	Монтаж підкранових балок	шт.	60
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м <sup>2</sup>	6408
16	Монтаж конструкції огорожі ( $S_{\phi} = P \times h$ )= $210 \times 18 + 210 \times 14,4 + 3,6 \times 42$	м <sup>2</sup>	6955,2
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м <sup>2</sup>	64,08
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м <sup>2</sup>	64,08
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м <sup>2</sup>	64,08
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м <sup>2</sup>	64,08
21	Оздоблення покрівельною сталлю $(0,7 \times L) = 0,7 \times (210 + 252)$	100 м <sup>2</sup>	3,23
22	Фарбування стін з середини приміщень ( $S_{\phi}$ )	100 м <sup>2</sup>	69,55
23	Фарбування фасадів ( $S_{\phi}$ )	100 м <sup>2</sup>	69,55
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % $S_{\phi}$ )	100 м <sup>2</sup>	20,87
25	Фарбування конструкцій покриття ( $S \times 1,6$ )	100 м <sup>2</sup>	102,53
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м <sup>2</sup>	64,08
27	Влаштування чорної бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м <sup>2</sup>	64,08
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м <sup>2</sup>	64,08
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % $S_{\phi}$ )	100 м <sup>2</sup>	20,87
30	Сантехнічні роботи ( $V_{\text{буд.}} \times 0,03$ )	3%	1135,56
31	Електротехнічні роботи ( $V_{\text{буд.}} \times 0,03$ )	3%	1135,56
32	Благоустрій території ( $V_{\text{буд.}} \times 0,01$ )	1%	378,52
33	Підготовка до здачі		
34	Монтаж обладнання ( $V_{\text{буд.}} \times 0,1$ )	10%	5677,86
35	Пусконаладжувальні роботи ( $V_{\text{буд.}} \times 0,005$ )	0,5%	189,26

### 4.3 КАРТКА-ВИЗНАЧНИК СІТЬОВОГО ГРАФІКА

Таблиця 3

№	Назва робіт та комплекс робіт	Обсяг робіт		Код роботи	Норма на одиницю виміру.		Трудомісткість на весь обсяг				Основні механізми		Виконавець		Число змін	Тривалість, дні
		Оди. виміру	Кількість		люд-год	маш-год	Люд-год		Маш-год		Наймен.	Кільк.	Бригада			
							Норм.	Прийн.	Норм.	Прийн.			Проф.	Кільк.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Планування майданчика	1000 м <sup>2</sup>	7,369	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	4,42	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м <sup>3</sup>	0,961	РЭСН 1-24-2	-	19,55	-	-	18,79	16,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	1	2
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м <sup>3</sup> у відвал I II III	1000 м <sup>3</sup>	12,94 5,41 4,08 3,45	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	252,98 105,77 79,76 67,45	-	549,96 229,93 173,4 146,63	472 192 160 120	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1, Водій 2кл.-5	1+5	2 2 2	12 10 7,5
4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди I II III	1000 м <sup>3</sup>	1,48 0,69 0,46 0,33	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	32,71 15,25 10,17 7,29	-	94,59 44,10 29,4 21,09	96 40 32 24	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1 Водій 2кл.-5	1+5	2 2 2	2,5 2 1,5



5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) I II III	100 м³	0,39	РЭСН 1-164-2	261,8	-	102,11	96	-	-	-	-	Землекоп 3р-1, 2р-1	2	2	1,5
			0,22				57,6	48								1
			0,11				28,8	32								1
			0,06				15,71	16								0,5
6	Бетонна підготовка під фундаменти I II III	100 м³	0,39	РЭСН6-1-19	527,8	94,56	205,85	176	36,87	-	КС-2561Е	1	Бетонник 3р--2	2	2	3
			0,22				116,12	96	20,8							1,5
			0,11				58,06	48	10,4							1
			0,06				31,67	32	5,67							1
7	Влаштування монолітних фундаментів I II III	100 м³	4,34	РЭСН 6-1-8	340,75	66,85	1485,67	1280	290,13	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	5,5
			2,43				828,02	704	162,45							3
			1,26				436,16	384	84,23							1,5
			0,65				221,49	192	43,45							
8	Влаштування фундаментів під обладнання I II III	100 м³	2,4	РЭСН 6-4-5	268,25	39,45	643,8	576	94,68	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	4	2	3
			0,8				214,6	192	31,56							3
			0,8				214,6	192	31,56							3
			0,8				214,6	192	31,56							3
9	Вертикальна гідроізоляція фундаментів I II III	100 м²	11,56	РЭСН 8-4-7	33,5	1,11	387,27	368	12,83	-	-	-	Ізолувальник 4р-1, 3р-1	2	2	6,5
			6,37				213,4	208	7,07							3
			3,39				113,57	96	3,76							2
			1,8				60,3	64	2							2
10	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту I II III	100 м²	2,53	РЭСН 8-4-3	31,76	3,24	68,28	80	8,2	-	-	-	Ізолувальник 4р-1, 3р-1	2	2	1,5
			1,42				45,1	48	4,6							0,5
			0,73				23,18	16	2,37							0,5
			0,38				12,07\	16	1,23							0,5
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. I II III	1000 м³	12,94	РЭСН 1-27-2	-	13,75	-	-	177,93	152	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	2	4
			5,41				-	-	74,39	64						3
			4,08				-	-	56,1	48						2,5
			3,45				-	-	47,44	40						

12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці	1000 м³	12,94	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	236,31	208	Ду-50	1	Машиніст 6р-1	1	2	5 4 3		
	I		5,41						90,67	80								
	II		4,08						68,38	64								
	III		3,45						57,82	48								
13	Монтаж колон	Шт.	81	Калькуляція	12,7	2,52	1028,7	920	191,12	-	СКГ-5263	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	6 3,5 2		
	I		44						558,8								480	110,88
	II		24						304,8								280	60,48
	III		13						165,1								160	19,76
14	Монтаж підкранових балок	Шт.	60	Калькуляція	7,56	1,52	453,6	480	91,2	-	СКГ-5263	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	3 2 1		
	I		32						241,92								240	48,64
	II		21						158,76								160	31,92
	III		7						52,92								80	10,64
15	Монтаж балок покриття 12м Монтаж ферм покриття 18м Монтаж ферм покриття 30м Монтаж плит покриття	Шт.	454	Калькуляція	3,09	0,73	1402,86	1240	331,42	-	КС-6263	1	Монтажник 5р-1, 4р-2, 3р-1, Електрозварн. 5р-1	5	2	11 2,5 2		
	I		338						1044,42								880	246,74
	II		65						200,85								200	47,45
	III		51						157,59								160	37,23
16	Монтаж стінових панелей 6, 12 м Монтаж фундаментних балок 6, 12 м Монтаж елементів воріт	Шт.	927	Калькуляція	3,27	0,84	2968,66	2480	766,74	-	МКП-16, ЛЕ-100-300	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	21,5 5,5 5		
	I		626						2047,02								1720	525,84
	II		158						516,66								440	132,72
	III		143						467,61								400	120,12
17	Ущільнення ґрунту щебнем	100 м²	64,08	РЭСН 1-136-1	1,21	1,21	77,54	80	77,54	80	-	-	Бетонник 2р-2	2	2	1 1 0,5		
	I		28,8						34,85	32							34,85	32
	II		20,16						24,39	32							24,39	32
	III		15,12						18,3	16							18,3	16







## 4.4 РОЗРАХУНКОВА МАТРИЦЯ

Таблиця 4.1.

### Початкова розрахункова матриця

Захватки	Планування майданчика та зрізання рослинного шару	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів	Влаштування фундаментів під обладнання	Вертикальна та горизонтальна гідроізоляція фундаменту	Зворотна засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підкранових балок	Монтаж конструкцій покриття	Монтаж конструкцій огорожі	Влаштування покрівлі
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0 3 3	0 14,5 3	0 4,5 14,5	0 5,5 4,5	0 3 5,5	0 8 3	0 5 8	0 6 5	0 3 6	0 8 2,5	0 11 8	0 12 11
II		14,5 12 26,5	4,5 2,5 22	5,5 3 1,5	3 3 5,5	8 3,5 -2	5 4 6,5	6 3,5 9,5	3 2 6,5	8 6 -2,5	11 2,5 12,5	12 8 0,5
III		26,5 9 35,5	7 1,5 28,5	8,5 1,5 0	6 3 4	11,5 2,5 -2,5	9 3 5	9,5 2 11,5	5 1 6,5	14 4,5 -7,5	12,5 2 14,5	20 6 -5,5
$\Sigma T_{ij}$	3	35,5	8,5	10	9	14	12	11,5	6	18,5	14,5	26
Зміни	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	1	6	2	8	4	2	2	5	5	5	5	20
max T <sub>o</sub>	3	28,5	4,5	5,5	3	8	5	6,5	2,5	8	11	



Таблиця 4.2.

## Розрахункова матриця

Захватки	Планування майданчика та зрізання рослинного шару	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів	Влаштування фундаментів під обладнання	Вертикальна та горизонтальна гідроізоляція фундаменту	Зворотна засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підкранових балок	Монтаж конструкцій покриття	Монтаж конструкцій огорожі	Влаштування покрівлі
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0 3 3	3 14,5 17,5	31,5 4,5 14 36	36 5,5 0 41,5	41,5 3 0 44,5	44,5 8 0 52,5	52,5 5 0 57,5	57,5 6 0 63,5	64 3 0,5 67	67 8 0 75	75 11 0 86	86 12 0 98
II		17,5 12 29,5	36 2,5 6,5 38,5	41,5 3 3 44,5	44,5 3 0 47,5	52,5 3,5 5 56	57,5 4 1,5 61,5	63,5 3,5 2 67	67 2 0 69	75 6 6 81	86 2,5 5 88,5	98 8 9,5 106
III		29,5 9 38,5	38,5 1,5 0 40	44,5 1,5 4,5 46	47,5 3 1,5 50,5	56 2,5 5,5 58,5	61,5 3 3 64,5	67 2 2,5 69	69 1 0 70	81 4,5 11 85,5	88,5 2 3 90,5	106 6 15,5 112
$\Sigma T_{ij}$	3	35,5	8,5	10	9	14	12	11,5	6	18,5	14,5	26
Зміни	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	1	6	2	8	4	2	2	5	5	5	5	20



Продовження таблиці 4.2

Захватки	Засклення проїомів	Сантехнічні роботи	Електротехнічні роботи	Ущільнення щабнем та улаштування чорнової підлоги	Монтаж обладнання	Влаштування чистої підлоги	Оздоблювальні роботи	Пусконаладжувальні роботи	Благоустрій території	Здача об'єкту
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
I	101,5 7,5 3,5 109	109 5 0 114	116 4 2 120	120 15,5 0 135,5	136,5 10 1 146,5	155,5 6,5 9 162	162 19 0 181			
II	109 3 12,5 112	114 5 2 119	120 4 1 124	135,5 11 11,5 146,5	146,5 10 0 156,5	162 4,5 5,5 166,5	181 9,5 15 190,5			
III	112 3 6 115	119 5 4 124	124 4 0 128	146,5 8,5 18,5 155	156,5 10 1,5 166,5	166,5 3,5 0 170	190,5 8,5 21 199	199 2 201	201 2 203	203 3 206
Σ	13,5	15	12	35	30	14,5	37	2	2	3
Зміни	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2
Робітники	6	4	5	5	10	10	16	10	10	10

## 4.5 РОЗРАХУНОК ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ СІТЬОВОГО ГРАФІКА

Загальна тривалість будівництва об'єкту — результат розрахунку матриці та сітьового графіку:

$$T_3 = 206 \text{ днів.}$$

Коефіцієнт щільності потоку, характеризує ступень використання фронтів робіт спеціалізованими бригадами, визначаємо як відношення сумарної тривалості робіт до тієї ж величини з урахуванням організаційних перерв:

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 332,5 / (332,5 + 213,5) = 0,609$$

Коефіцієнт суміщення робіт  $K_c$ , що характеризує величину суміщення робіт, які включені у потік, визначаємо як різницю між одиницею і відношенням тривалості потоку до сумарної тривалості усіх робіт:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (236,5 / 332,5) = 0,395$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{зм} = \frac{T_{зм}}{T_{дн}} = (660 / 332,5) = 1,98$$

де  $T_{зм} = 1 \cdot 1 + 1 \cdot 2 + 2 \cdot 35,5 + 2 \cdot 8,5 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 14 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 11,5 + 2 \cdot 6 + 2 \cdot 18,5 + 2 \cdot 14,5 + 2 \cdot 26 + 2 \cdot 13,5 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 35 + 2 \cdot 30 + 2 \cdot 14,5 + 2 \cdot 37 + 1 \cdot 2 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 3 = 660$  — загальна кількість змін;

$T_{дн} = 332,5$  (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{Ч_{макс}}{Ч_{сер}} = (72 / 27) = 2,67$$

де  $Ч_{макс} = 72$  робітника — максимальна денна чисельність робітників;

$N = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 1 + 12 \cdot 28,5 + 16 \cdot 4,5 + 32 \cdot 2,5 + 20 \cdot 1,5 + 16 \cdot 1,5 + 24 \cdot 3 + 28 \cdot 1,5 + 12 \cdot 4,5 + 4 \cdot 2 + 8 \cdot 5 + 28 \cdot 1 + 14 \cdot 5,5 + 24 \cdot 1 + 20 \cdot 2,5 + 30 \cdot 2 + 20 \cdot 1 + 10 \cdot 5 + 20 \cdot 10,5 + 60 \cdot 0,5 + 50 \cdot 4,5 + 40 \cdot 11 + 52 \cdot 7,5 + 60 \cdot 3 + 20 \cdot 3 + 8 \cdot 1 + 18 \cdot 4 + 28 \cdot 4 + 20 \cdot 4 + 8 \cdot 1 + 18 \cdot 4 + 28 \cdot 4 + 20 \cdot 4 + 10 \cdot 8,5 + 30 \cdot 18,5 + 20 \cdot 0,5 + 40 \cdot 6,5 + 72 \cdot 4,5 + 52 \cdot 3,5 + 32 \cdot 29 + 10 \cdot 2 + 20 \cdot 5 = 5573,5$  (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Ч_{сер} = N / T_3 = 5573,5 / 206 = 27$  (робітника) — середня чисельність робітників.

## 4.6 РОЗРАХУНОК КАЛЬКУЛЯЦІЙ

Таблиця 5.1

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ з/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЦР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кількість	Норма часу люд. год., маш. год.	Розцінка, грн.	Трудоміст. люд. год. маш. год.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон гусеничним краном з розкладанням масою до 10т	1-5	100т	1,64	<u>3,2</u> 1,6	53,78	<u>5,25</u> 2,62	88,20	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Теж масою до 18т	1-5	100т	2,88	<u>2,8</u> 1,4	45,05	<u>9,79</u> 4,9	164,56	--«--
3	Теж масою до 20т та більш	1-5	100т	9,95	<u>2,6</u> 1,3	43,69	<u>25,87</u> 12,94	434,72	--«--
4	Установка колон стріловим краном у стакани фундаментів масою до 10т	4-1-4	шт.	18	<u>7</u> 1,4	135,84	<u>126</u> 25,2	2445,12	Монтажник конструкцій 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
5	Теж масою до 20т	4-1-4	шт.	18	<u>11</u> 2,2	213,47	<u>198</u> 39,6	3842,46	--«--
6	Теж масою до 30т	4-1-4	шт.	45	<u>12</u> 2,4	232,87	<u>540</u> 108	10479,15	--«--
7	Заробка стиків колон з фундаментами: а) приймання бетонної суміші із кузова автосамоскиду до поворотної баді б) подача бетонної суміші до місця укладання стріловим краном в) заробка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4-1-54  1-6  4-1-25	100м³  м³  1стик	0,72  72,45  81	8,2  <u>0,29</u> 0,145  1,2	137,8  4,87  23,59	5,9  <u>21,01</u> 10,51  97,2	99,22  352,83  1910,79	Бетонник 2р-1  Такелажник 2р-2  Монтажник 4р-1 3р-1

1029,02 19817,05  
203,77

Норма часу на одну колону  $N_q = 1029,02/81 = 12,7$  люд.-год.

$P = 19817,05/81 = 244,65$  грн.

Таблиця 5.2

## Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№ з/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кількість	Норма часу люд.-год. маш.-год.	Розцінка, грн.	Трудоміст. люд.-год. маш.-год.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження підкранових балок масою до 5т стріловим краном	1-5	100т	1,34	$\frac{4,2}{2,1}$	70,58	$\frac{5,63}{2,81}$	94,58	Такелажник 2р-2 Машиніст бр-1
2	Теж масою до 13т	1-5	100т	3,28	$\frac{3}{1,5}$	50,42	$\frac{9,84}{4,92}$	165,38	--«--
3	Установка підкранових балок вагою до 5т стріловим краном в проектне положення	4-1-6	1ел.	32	$\frac{6,5}{1,3}$	126,14	$\frac{208}{41,6}$	4036,48	Монтажник 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 Машиніст бр-1
4	Теж масою до 11т	4-1-6	1ел.	28	$\frac{7,5}{1,5}$	145,55	$\frac{210}{42}$	4075,40	--«--
5	Електрозварювання стиків	22-1-6	10п.м.	8,1	2,5	52,10	20,25	422,01	Електрозв. 4р-1

$\frac{453,72}{91,33}$       8793,85

Норма часу на одну балку  $N_{ч} = 453,72/60 = 7,56$  люд.-год.  
 $P = 8793,85/60 = 146,56$  грн.

Таблиця 5.3

## Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ п/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНІР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кількість	Норма часу люд. год., маш. год.	Розцінка, грн.	Трудоміст. люд. год., маш. год.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження ферм краном з розкладкою в касети масою до 8т до 13т до 20т	1-5	100т	0,59	<u>4,2</u>	70,58	<u>2,48</u>	41,64	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
				1,1	2,1	50,42	1,24	29,75	
				3,07	3	43,69	3,3	134,13	
					<u>1,5</u>		<u>1,65</u>		
					<u>2,6</u>		<u>7,98</u>		
					<u>1,3</u>		<u>3,99</u>		
2	Укрупнююча збірка ферм прогоном 30м	4-1-5 Пр-1	шт.	18	<u>20,4</u> 3,4	476,69	<u>367,2</u> 61,2	8580,42	Монтажн. 6р-1, 4р-2 3р-1, 2р-1 Електрозв. 5р-1 Машиніст 6р-1
3	Улаштування ферм у проектне положення стріловим краном з тирчасомвим кріпленням інвентарними розпірками довжиною 18м 30м	4-1-6	1ел	18	<u>5</u> 1	97,03	<u>90</u> 18	1746,54	Монтажн. 6р-1, 5р-1 4р-1, 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1
				18	<u>11</u> 2,2	229,24	<u>198</u> 39,6	4126,32	
4	Електрозварювання стиків кровляних ферм з колонами	22-1-6	10м.п. шва	3,6	2,5	52,10	9	187,56	Електроз. 4р-1
5	Розвант. плит покриття краном масою до 1,5т до 7т	1-5	100т	4,48	<u>8,8</u> 4,4	147,88	<u>39,42</u> 19,71	662,50	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
				6,86	<u>3,6</u> 1,8	60,50	<u>24,7</u> 12,35	415,03	
5	Монтаж плит покриття площею до 10 м <sup>2</sup> площею до 36 м <sup>2</sup>	4-1-7	1ел	320	<u>1,2</u> 0,3	22,15	<u>384</u> 96	7088,00	Монтажн. 4р-1, 3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
				98	<u>1,9</u> 0,47	35,07	<u>186,2</u> 46,06	3436,86	
6	Електрозварювання монтажних стиків плит покриття з фермами	22-1-6	10м шва	10,45	2,5	52,10	26,13	544,45	Електр. 4р-1
7	Зняття монтажних гойдалок та драбин	5-1-2 п.7.9	шт. шт.	63	<u>0,37</u> 0,18	7,27	<u>23,31</u> 11,34	458,01	Монтажн. 4р-2, 3р-1 Машиніст 6р-1
				63	<u>0,62</u> 0,31	12,19	<u>39,06</u> 19,53	767,97	

1400,78    28219,18  
330,67

Норма часу на 1конструкцію  $N_c = 1400,78/454 = 3,09$  люд.-год.  
 $P = 28219,18/454 = 62,16$  грн.

Таблиця 5.4

## Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№ з/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНіР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кількість	Норма часу люд. год.; маш. год.	Розцінка, грн.	Трудоміст. люд. год.; маш. год.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 2т масою до 5т	1-5	100т	12,94	$\frac{7,2}{3,6}$	121,00	$\frac{93,17}{46,58}$	1565,74	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
				8,74	$\frac{4,2}{2,1}$	70,58	$\frac{36,71}{18,35}$	661,87	
2	Установка стінових панелей у проектне положення краном, S до 10 м <sup>2</sup> S до 15 м <sup>2</sup>	4-1-8	шт.	681	$\frac{3}{0,75}$	90,75	$\frac{2043}{510,75}$	61800,75	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
				182	$\frac{4}{1}$	78,63	$\frac{728}{182}$	14310,66	
3	Електрозварювання стиків стінових панелей з колонами	22-1-6 т.2	10м.п. шва	12,99	2,5	52,10	32,48	676,78	Електрозв. 4р-1
4	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою в касети масою до 1,5т масою до 3т	1-5	100т	0,5	$\frac{12}{6,1}$	201,66	$\frac{6}{3}$	100,83	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
				0,41	$\frac{5,4}{2,7}$	90,75	$\frac{2,21}{1,11}$	37,21	
5	Встановлення фундаментних балок до проектного положення масою до 1,5т масою до 3т	4-1-6 т.2	1ел	38	$\frac{1,1}{0,22}$	21,35	$\frac{41,8}{8,36}$	811,30	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
				14	$\frac{1,9}{0,38}$	39,60	$\frac{26,6}{5,32}$	554,40	
6	Розвантаження елементів воріт: масою до 1,5т до 4т	E1-5	100т	0,12	$\frac{8,8}{4,4}$	147,88	$\frac{1,06}{0,53}$	17,75	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
				0,32	$\frac{4,6}{2,3}$	77,3	$\frac{1,47}{0,74}$	24,74	
7	Розвантаження елементів воріт масою до 1,5т до 4т	1-5	100т	0,12	$\frac{8,8}{4,4}$	147,88	$\frac{1,06}{0,53}$	17,75	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
				0,12	$\frac{4,6}{2,3}$	77,30	$\frac{0,55}{0,28}$	9,28	
8	Монтаж з/б елементів воріт	4-1-6	1ел.	4	$\frac{2,4}{0,48}$	46,57	$\frac{9,6}{1,92}$	186,28	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
				8	$\frac{1,4}{0,28}$	27,17	$\frac{11,2}{2,24}$	217,36	
	Електрозварювання стиків ел-тів воріт	22-1-6	10м шва	0,24	2,5	52,10	0,6	12,50	Електрозв. 4р-1

$\frac{3035,51}{781,71}$  81005,2

Норма часу на 1 елем. огорожі  $N_q = 3035,51/927 = 3,27$  люд.-год.

$P = 81005,2/927 = 87,38$  грн.

Таблиця 5.5

## Калькуляція витрат на заробку стиків конструкцій огорожі

№ з/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЧР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кількість	Норма часу люд. год., маш. год.	Розцінка, грн.	Трудоміст. люд. год. маш. год.	Заробітна платя, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Конопатка, зачеканка і розшивка швів між стіновими панелями цементним розчином з підвісної люльки ззовні будівлі з установкою та переміщенням підвісної люльки	4-1-28	10м шва	694,2	2,7	56,27	1874,34	39062,63	Монтажник 4р-1
2	По п.1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1-28	10м шва	585	1,22	25,42	713,7	14870,70	Монтажник 4р-1

2588,04 53933,33

Норма часу на 10 п.м. шва  $N_{ч} = 2588,04/1279,2 = 2,02$  люд.-год. $P = 53933,33/1279,2 = 92,19$  грн.

Таблиця 5.6

## Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

№ з/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЧР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кількість	Норма часу люд. год., маш. год.	Розцінка, грн.	Трудоміст. люд. год. маш. год.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Приймання бетону з кузова автосамоскиду у баддю	4-1-54	100м <sup>3</sup>	0,3	8,2	137,8	2,46	41,34	Бетонник 2р-2
2	Подавання суміші	Е1-19 п.2	м <sup>3</sup>	30,26	<u>2,5</u> 1,2	42,01	<u>75,65</u> 36,31	1271,22	Різноробочий 1р-1
3	Заливка швів між плитами покриття бетонним розчином	4-1-19	100м шва	34,14	4	78,63	136,56	2684,43	Монтажник 4р-1 3р-1

214,67  
19,97 3996,99Норма часу на 100м шва  $N_{ч} = 214,67/34,14 = 6,29$  люд.-год. $P = 3996,99/34,14 = 117,08$  грн.

## 4.7 РОЗРАХУНОК ПОТРЕБИ В ТИМЧАСОВИХ АДМІНІСТРАТИВНИХ І САНІТРАНО-ПОБУТОВИХ БУДІВЛЯХ

Проектування тимчасових будівель виконуємо в такій послідовності:

- визначаємо кількість робітників і службовців
- складаємо перелік тимчасових будівель, що мають бути розміщені на майданчику.

До складу працюючих входять робітники, інженерно-технічний персонал (ІТП), службовці і молодший обслуговуючий персонал (МОП).

В залежності від джерела фінансування тимчасові будівлі поділяються на титульні (на обліку у замовника) та нетитульні (на балансі БМО), за функціональним призначенням — на виробничі, громадські, складські, службові, санітарно-побутові; за конструктивними особливостями — на інвентарні та неінвентарні. В свою чергу інвентарні поділяють на збірно-розбірні, контейнерні, пересувні, споруди з легких оболонки.

### **Визначення кількості робітників.**

Максимальна кількість робочих за графіком руху — 72 осіб.

Загальна чисельність працюючих на будівництві —  $72 : 0,85 = 84$  особи.

Чисельність охорони та МОП —  $84 \cdot 0,03 = 3$  особи.

Чисельність ІТП та службовців —  $84 - 72 - 3 = 9$  осіб.

В першу зміну працюють  $72 \cdot 0,70 = 50$  робітника, ІТП та службовців —  $9 \cdot 0,80 = 7$  осіб, охорони та МОП —  $3 \cdot 0,80 = 2$  особи.

Усього в першу зміну працює  $50 + 9 + 2 = 61$  особа. З них жінок  $61 \cdot 0,3 = 18$  осіб;

чоловіків —  $61 - 18 = 43$  особи.

Визначення номенклатури адміністративних і санітарно-побутових приміщень (табл.

7.1).

Таблиця 6

### Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працюючих	Норма площі на одного працюючого, м <sup>2</sup>	Розрахункова площа, м <sup>2</sup>	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м <sup>2</sup>	Кількість будівель
1	2	3	4	5	6	7	8
Адміністративні приміщення							
Контора виконроба	9	4	36	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Кабінет техніки безпеки	84	0,2	16,8	9×2,7×3,8	Контейнерна	25,6	1
Охоронна будка	2	4	8	2×2	Неінвентарна	8	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна з лавами	72	0,6	43,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Душова з переддушовою	50	0,82	41	9×2,7×3,8	Контейнерна	45,6	2
Умивальна групова	50	0,06	3	Поєднується з гардеробною			
Туалети – чоловічі	43	0,07	3,01	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
– жіночі	18	0,14	2,52	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для просушки спецодягу	50	0,2	10	6×2,7×2,68	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	61	1	61	9×2,7×3,8	Контейнерна	68,4	3



Їдальня на 50 місць	61	1	61	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Пункт охорони здоров'я	61	0,05	3,05	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для обігріву працівників	61	0,1	6,1	3×2,7×3,9	Контейнерна	9,2	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	18	0,12	2,16	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1

## 4.8 РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВОГО ВОДОПОСТАЧАННЯ

Таблиця 7. Споживачі водопостачання

Споживачі води	Найбільша кількість споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну	Питомі витрати води, л	
		Одиниці	Кількість
1	2	3	4
<b>Виробничі потреби:</b>			
Екскаватор	1	маш.-год.	12,5
Бульдозер	1	маш.-доба	450
Кран	1	маш.-доба	550
Автосамоскид	5	маш.-доба	550
<b>Технологічні потреби:</b>			
Оздоблювальні роботи	354,73	м <sup>2</sup>	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	123,23	м <sup>2</sup>	7,5
<b>Санітарно-побутові потреби:</b>			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	61	люд. на зміну	12,5
Душ з переддушовою	61	люд. на зміну	25
Їдальня	61	люд. на зміну	12,5

Розрахуємо секундні витрати води за кожним споживачем на виробничі та технологічні потреби, які визначають за формулою:

$$q_{\text{вир,техн}} = \frac{q_1 \cdot n_1 \cdot K_f \cdot K_1}{3600 \cdot t},$$

де  $q_1$  — питома витрата води на виробничі потреби, л на одиницю робіт;

$n_1$  — число виробничих споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну;

$K_f$  — коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води (дорівнює 1,5);

$K_1$  — коефіцієнт на невраховані витрати води (дорівнює 1,2);

$t$  — тривалість роботи, до якої віднесена витрата води.

- Для екскаватора:  $12,5 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 1) = 0,00625$  л/с;  
для бульдозера:  $450 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,0094$  л/с;  
для крану:  $550 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,011$  л/с;  
для автосамоскиду:  $550 \cdot 5 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,0573$  л/с;  
загалом:  $q_{\text{вир}} = 0,0839$  л/с.

- Оздоблювальні роботи:  $0,75 \cdot 354,73 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0166$  л/с;  
улаштування рулонної покрівлі:  $7,5 \cdot 123,23 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0578$  л/с;  
загалом:  $q_{\text{техн}} = 0,0744$  л/с.

6.3 Розрахункові секундні витрати води на санітарно-побутові потреби приймаємо по найбільш завантаженому дню роботи за графіком руху робочих:

$$q_{\text{зосн}} = \frac{q_2 \cdot N_1 \cdot k_{2,\text{зод}}}{3600 \cdot t} = 12,5 \cdot 61 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0715 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{ідал}} = \frac{q_3 \cdot N_1 \cdot k_{2,\text{зод}}}{3600 \cdot t} = 12,5 \cdot 61 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0715 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{душ}} = \frac{q_4 \cdot N_2}{60 \cdot m} = 25 \cdot 25 / (60 \cdot 45) = 0,231 \text{ л/с},$$

де  $q_2, q_3, q_4$  — питомі витрати води на господарсько-питні потреби та потреби їдальні і душової відповідно, л на одну людину на зміну;

$N_1$  — кількість працюючих в найбільш завантажену зміну;

$k_{2,\text{зод}}$  — коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води (дорівнює 2,7);

$N_2$  — кількість працюючих, що приймають душ (40% від працюючих у найбільш завантажену зміну);

$m$  — тривалість роботи душової установки (45 хвилин).

6.4 Витрати води на пожежогасіння приймаємо  $q_{\text{пож}} = 15$  л/с (при одночасній роботі трьох гідрантів по 5 л/с кожний), оскільки територія будівельного майданчику дорівнює 8,06 га, тобто менша за 10 га.

6.5 Загальні секундні витрати води:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{зосн}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 15,5323 \text{ л/с}.$$

6.6 Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

- Загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{15,5323 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,84 \text{ мм}$$

де  $V$  — швидкість руху води в трубах, м/с.

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

- На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0744) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,58 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

- На санітарно-побутові потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{зосн}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,0715 + 0,0715 + 0,231) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,7}} = 16,74 \text{ мм}$$

Приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

## 4.9 РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВОГО ЕЛЕКТРОПОСТАЧАННЯ

Електроенергію на будівельному майданчику витрачаємо:

- 1) на виробничі (технологічні) потреби: підігрівання будівельних матеріалів, розморожування мерзлого ґрунту, електропрогрівання бетону і цегляної кладки у зимовий час тощо;
- 2) на живлення електродвигунів будівельних машин, механізмів та установок;
- 3) на освітлення: внутрішнє — приміщень; зовнішнє — місць виконання робіт і під'їзних шляхів, території будівництва.

За загальною потребою в електроенергії встановлюємо тип тимчасової трансформаторної підстанції. Необхідну розрахункову потужність трансформаторної підстанції визначаємо для максимального споживання електроенергії одночасно всіма споживачами за формулою :

$$P = \frac{\alpha}{\cos\psi} (\Sigma P_c \cdot K_{1n} + \Sigma P_m \cdot K_{2n} + \Sigma P_{os} \cdot K_{3n} + \Sigma P_{oz} \cdot K_{4n} +),$$

де  $\alpha$ — коефіцієнт втрати потужності в мережі в мережах в залежності від їх довжини, ;

$P_c$  — силова потужність машини або установки, кВт,

$P_m$  — потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

$P_{os}$  — потрібна потужність на внутрішнє освітлення приміщень, кВт;

$P_{oz}$  — потрібна потужність на зовнішнє освітлення, кВт;

$K_{1n}, K_{2n}, K_{3n}, K_{4n}$  — коефіцієнти попиту, які залежать від кількості споживачів;

$\cos\psi$  — коефіцієнт потужності, в середньому рівний 0,75.

Таблиця 8.1 Потреби електроенергії за споживачами

Споживачі	Одиниця виміру	Кількість	Норма на одиницю потужності, кВт	Загальні витрати $P_c$ , кВт	Коефіцієнт попиту, $K_{1n}$
1	2	3	4	5	6
1. Монтажний кран КС-7361	шт.	2	70	140	0,7
2. Монтажний кран КС-7362	шт.	1	70	70	0,7
3. Монтажний кран МКТ-6-45	шт.	1	30	30	0,7
4. Люлька ЛЕ-100-300	шт.	1	1,6	1,6	0,15
5. Електричний фарбопульт СО-61	шт.	1	0,27	0,27	0,15
6. Зварювальний трансформатор ТД-30У2	шт.	2	17,5	35	0,35
7. Вібратор ИБ-47	шт.	2	1,2	2,4	0,15

Таблиця 8.2 Електричне освітлення внутрішнє

Споживачі	Загальна площа, м <sup>2</sup>	Норма потужності на освітлення 1м <sup>2</sup> , Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	3	4	5
1. Гардеробна з умивальною	70,7	15	1,061
2. Душова з переддушовою	45,6	15	0,684
3. Приміщення для обігріву працівників	8,5	15	0,128
4. Приміщення для відпочинку працюючих	68,4	15	1,026
5. Туалет чоловічий	8,5	15	0,128
6. Туалет жіночий	8,5	15	0,128
7. Їдальня	70,7	15	1,061
8. Контора виконроба	70,7	15	1,061
9. Охоронна будка на в'їзді	8	15	0,06
10. Кабінет техніки безпеки	25,6	15	0,384
11. Приміщення для особистої гігієни жінок	8,5	15	0,128
12. Приміщення для просушки спецодягу	16,2	15	0,243
13. Пункт охорони здоров'я	8,5	15	0,128

14. Закритий склад	50	3	0,15
Разом			6,37

Таблиця 8.3. Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Одиниці вимірювання.	Загальна площа, м <sup>2</sup> (довжина, м),	Освітлення, лк	Норма потужності на 1 м <sup>2</sup> площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгенплану)	м <sup>2</sup>	48400	2	0,4	19,36
Площа будівлі (монтажна зона)	м <sup>2</sup>	6408	20	3	19,22
Головні проходи та проїзди	км	1,2	3	5	6
Охоронне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Аварійне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Разом					47,58

$$P = (1,1/0,75) \cdot ((3 \cdot 70 + 30 \cdot 0,7 + 1,6 \cdot 0,15 + 0,27 \cdot 0,15 + 35 \cdot 0,35 + 2,4 \cdot 0,15) + 6,37 \cdot 0,8 + 47,58) = 342,56 \text{ кВт}$$

Застосовуємо на будівельному майданчику трансформаторну підстанцію КТПН-72М-400, потужністю 400 кВт, з трансформаторами типу ТМ 400/6/10 вагою 2,18 т.

Для прийому та розподілення електроенергії по споживачам на будівельному майданчику приймаємо шафи розподільні серії СП-62 та СПУ-62.

Розрахунок кількості прожекторів на будівельному майданчику виконуємо за формулою:

$$n = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_n},$$

де  $p$  — питома потужність при освітленні прожекторами ПЗС-45,  $p = 0,2 \dots 0,3$  Вт/(м<sup>2</sup>·лк)

$E$  — освітленість, лк;  $E = 2$  лк;

$S$  — площа, яку освітлюють;  $S = 48400$  м<sup>2</sup>;

$P_n$  — потужність лампи прожектора, ПЗС-45  $P_n = 500$  Вт;

$$n = 0,2 \cdot 2 \cdot 48400 / 500 = 39 \text{ шт.}$$

Встановлюємо по дві лампи на одній опорі.

Для додаткового освітлення місць монтажу встановлюємо на пересувні освітлювальні щогли прожектори у кількості:

$$n = 0,2 \cdot 20 \cdot 6408 / 500 = 52 \text{ шт.}$$

На 8 щоглах встановлюємо по 7 прожекторів.

#### 4.10 РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВИХ СКЛАДІВ

Таблиця 9.1. Відомість потреби на стадії монтажу в матеріалах, напівфабрикатах і виробих

№	Табл. ЕНиР	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потреб. матер.	Од. вим.	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100шт	0,18	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	шт. т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,444 0,026 0,32 17,2	18 0,07992 0,00468 0,0576 3,096
2	7-6-9	Монтаж колон двохгілкових з базою більш 1,1 м, масою до 20т	100 шт.	0,18	-колони - прокат -електроди -лісоматер. -бетон	шт. т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,444 0,026 0,45 57,8	18 0,07992 0,00468 0,081 10,404
3	7-6-10	Монтаж колон двохгілкових з базою більш 1,1 м, масою до 30т	100 шт.	0,45	-колони - прокат -електроди -лісоматер. -бетон	шт. т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,444 0,026 0,48 131	45 0,1998 0,0117 0,216 58,95
4	7-9-12	Монтаж підкранових балок масою до 5т	100 шт	0,32	-підкр.балки -вироби монт. -електроди	шт. т т	100 1,81 0,33	32 0,5792 0,1056
5	7-9-15	Монтаж підкранових балок масою до 12 т	100шт	0,28	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,35 3,72	28 0,098 1,0416
6	7-12-9	Монтаж кроквяних ферм прольотом 18м	100шт	0,09	-ферми -електроди -монт.вироби	шт. т т	100 0,16 2,52	9 0,0144 0,2268
7	7-12-21	Монтаж ферм прогоном 24 м	100шт	0,09	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,16 3,52	9 0,0144 0,3168
8	7-12-25	Монтаж кроквяних ферм прольотом 30м	100шт	0,18	-ферми -електроди -монт.вироби	шт. т т	100 0,16 3,52	18 0,0288 0,6336
9	7-13-7	Монтаж плит покриття довжиною до 6 м, площею до 20 м <sup>2</sup>	100 шт.	3,2	-плити -проволока -рубейд -електроди -рогожа -лісоматер. -вироби монт -бетон -розчин	шт. т м <sup>2</sup> т м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,0254 56,2 0,02 60 0,432 0,12 8,5 0,2	320 0,08128 179,84 0,064 192 1,3824 0,384 27,2 0,64
10	7-13-17	Монтаж плит покриття довжиною 12 м площею до 40 м <sup>2</sup>	100шт	0,98	-плити покр. -проволока -рубейд. -електроди -рогожа -лісомат. -монт. вироби	шт. т м <sup>2</sup> т м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> т	100 0,04 79,26 0,03 95,6 0,83 0,13	98 0,0392 77,6748 0,0294 93,688 0,8134 0,1274

					-бетон -розчин	м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	19 0,6	18,62 0,588
11	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м <sup>2</sup>	100шт	6,81	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	681 0,681 1,362
1	2	3	4	5	6	7	8	9
12	7-16-5	Монтаж стінових панелей довжиною більше 7м, площею до 15м <sup>2</sup>	100шт.	1,82	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,08 1,4	182 0,17472 2,548
13	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6м	100шт	0,38	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	шт. т т т м <sup>3</sup> м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,00276 0,001 0,00934 0,06 5,65 3,05 0,42	38 0,0010488 0,00038 0,0035492 0,0228 2,147 1,159 0,1596
14	7-1-16	Монтаж фундаментних балок до 12м	100шт	0,14	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	шт. т т т м <sup>3</sup> м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,00558 0,001 0,00163 0,065 11,03 2,84 0,52	14 0,0007812 0,00014 0,0002282 0,0091 1,5442 0,3976 0,0728
15	7-19-1	Герметизація швів	100мп.	69,42	-розчин	м <sup>3</sup>	0,84	58,3128

Таблиця 9.2. Зведена відомість потреби в матеріалах, виробих і конструкціях

№	Назва матеріалів	Одиниця виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Колони крайні	шт.	54
2	Колони середні	шт.	9
3	Колони фахверкові	шт.	18
4	Підкранові балки 6 м	шт.	32
5	Підкранові балки 12 м	шт.	28
6	Кроквяні ферми 18 м	шт.	9
7	Кроквяні ферми 24 м	шт.	9
8	Кроквяні ферми 30 м	шт.	18
9	Плити покриття 6 м	шт.	320
10	Плити покриття 12 м	шт.	98
11	Стінові панелі 6x1,2 м	шт.	681
12	Стінові панелі 12x1,2 м	шт.	182
13	Фундаментні балки 6м	шт,	38
14	Фундаментні балки 12м	шт,	14
15	Стійки воріт	шт.	8
16	Ригелі воріт	шт.	4
17	Бетон	м <sup>3</sup>	119,8266
18	Металопрокат	т	0,35964
19	Проволока	т	0,121
20	Монтажні вироби	т	7,2194
21	Електроди	т	1,23138
22	Розчин	т	59,7732
23	Лісоматеріал	м <sup>3</sup>	2,5823
24	Шити	м <sup>2</sup>	3,6912
25	Руберойд	м <sup>2</sup>	257,5148
26	Цвяхи	т	0,00183
27	Солідол	т	0,0037774
28	Рогожа	м <sup>2</sup>	285,688

Таблиця 9.3. Розрахунок площ тимчасових складів

№ п./п.	Найменування матеріалів, конструкцій і деталей	Одиниця виміру	Час використання в днях	Потреба		Коефіцієнти		Норма запасу в днях	Запас матеріалів, що підлягає зберіганню	Норма зберігання матеріалу на 1 м <sup>2</sup> підлоги складу	Розрахункова площа складу, м <sup>2</sup>	Коефіцієнти на проходи і проїзди	Загальна розрахункова площа складу, м <sup>2</sup>	Прийнята площа складу, м <sup>2</sup>	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	нерівномірності надходження матеріалів	нерівномірності використання матеріалів								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Колони	м <sup>3</sup>	11,5	581,12	50,532	1,1	1,3	4	289,04	0,80	361,31	1,25	451,63	24,5×18,5	відкр.
2	Підкранові балки	м <sup>3</sup>	6	182,76	30,46	1,1	1,3	2	87,12	0,50	174,23	1,2	209,08	24,5×9	відкр.
3	Кроквяні ферми	м <sup>3</sup>	18,5	188,1	10,168	1,1	1,3	2	29,08	0,07	415,42	1,2	498,5	24,5×31	відкр.
4	Плити покриття	м <sup>3</sup>	18,5	441,44	23,86	1,1	1,3	3	102,37	0,50	204,73	1,2	245,68		відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м <sup>3</sup>	14,5	1822,42	125,68	1,1	1,3	5	898,64	1,00	898,64	1,2	1078,37	24,5×44	відкр.
6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	33	1,23138	0,037	1,1	1,3	5	0,267	0,50	0,534	1,2	0,64	7×6	закр.
7	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	33	7,2194	0,219	1,1	1,3	5	1,564	0,70	2,235	1,2	2,681		закр.
8	Дріт сталевий і цвяхи	т	23,5	0,12283	0,005	1,1	1,3	5	0,037	2,50	0,015	1,2	0,018		закр.
9	Мастильні матеріли	т	23,5	0,0037774	0,0002	1,1	1,3	3	0,0011	0,60	0,0019	1,2	0,002		закр.
10	Рогожа	м <sup>2</sup>	18,5	285,688	15,443	1,1	1,3	3	110,41	2,5	44,16	1,2	53		закр.
11	Металопрокат	т	33	0,35964	0,011	1,1	1,3	5	0,078	1,50	0,05	1,2	0,06	8×6	навіс
12	Дошки обрізні із хвойних порід	м <sup>3</sup>	23,5	2,5823	0,11	1,1	1,3	5	0,786	1,25	0,629	1,2	0,754		навіс
13	Руберойд підкладочний з пиловидною підсіпкою РПП-300Б	м <sup>2</sup>	18,5	257,5148	13,92	1,1	1,3	5	99,53	2,50	39,81	1,2	47,77		навіс
14	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м <sup>2</sup>	18,5	3,6912	0,2	1,1	1,3	5	1,427	20,00	0,071	1,2	0,086		навіс



## 4.11 ОПИС БУДІВЕЛЬНОГО ГЕНЕРАЛЬНОГО ПЛАНУ

Будівельний генеральний план розроблено для стадії монтажних робіт. На БГП наносимо контури будівлі з зазначенням монтажної зони будівлі та робочої і небезпечної зони роботи крану. Монтажна зона, де можливе падіння вантажу при встановленні та закріпленні елементів, охоплює територію на відстані до 5 м від контуру будівлі (дана зона визначена для монтажу верхньої стінової панелі). На БГП її позначаємо штриховою лінією, а на місцевості — попереджувальними написами і знаками. Робота крана на монтажі конструкцій в монтажній зоні ведеться за нарядом-допуском. Робоча зона кожного крана окреслюється радіусом максимального робочого вильоту стріли; позначаємо її на окремих характерних стоянках кожного з кранів. Небезпечна зона — це простір, де можливе падіння вантажу при його переміщенні з урахуванням вірогідного розсіювання при падінні. Межу цієї зони визначаємо відстанню по горизонталі від стоянки крану за формулою:

$$R_{нз} = R_{max} + 0,5l_{max} + l_{без},$$

де  $R_{max}$  — максимальний робочий виліт стріли крану;  $0,5l_{max}$  — половина довжини найбільшого переміщуваного вантажу;  $l_{без}$  — додаткова відстань для безпечної роботи, що дорівнює при висоті підйому вантажу  $h \leq 10$  м —  $0,3h + 1$  м, а при більшій висоті — монтажній зоні.

Для внутрішньомайданчикових доріг використовуємо тимчасові дороги, які зводяться у підготовчий період. Внутрішньомайданчикові дороги можуть бути односторонніми (шириною 3,5 м) та двосторонніми (шириною 6 м). Радіус закруглення доріг на поворотах 8...12 м (з урахуванням необхідності проїзду великорозмірних тягачів — 18 ... 30 м). Відстань між дорогами та складом проектуємо не меншою за 0,5 м, а між дорогою та огороженням — не менше 1,5 м. В даному курсовому проекті тимчасові дороги по периметру будівлі влаштовані з дорожніх бетонних плит, інші — підсіпні. В місцях роботи кранів та в інших небезпечних зонах встановлюємо знаки, які попереджують про небезпеку та обмежують швидкість. Розкладку конструкцій та матеріалів виконуємо на тимчасових майданчиках складування.

Тимчасові адміністративно-побутові будівлі розміщуємо поза межами небезпечної зони, біля в'їзду на будівельний майданчик, скомпоновані у вигляді побутового містечка. Відстань між зблокованими будівлями повинна бути не менша за 1,5 м. Відстань між групами зблокованих будівель повинна перевищувати 10 м. Відстань від дороги — не менше 1,5 м.

Тимчасові електромережі зображенні схематично: вказані трансформаторні підстанції, розподільні шафи. Радіус обслуговування однієї розподільчої шафи 25 м. На будівельному майданчику розміщені кабельні освітлювальні і силові мережі електропостачання. В будівництві використовуємо струм 380 В для роботи електродвигунів і технологічних потреб та 220 В для освітлення. Кабельні мережі прокладаємо на глибині 0,8 м.

Тимчасове водозабезпечення влаштовуємо по кільцевій схемі. Пожежні гідранти встановлюємо на відстані не більше 100 м між собою, не більше 1,5 м від дороги, не ближче 5 м від будівлі. Фонтанчики для питних потреб встановлюються на відстані до 75 м від робочих місць та в побутовому містечку.

## 4.12 ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ БУДГЕНПЛАНУ

У курсовому проекті при проектуванні будгенплану визначаємо наступні техніко-економічні показники.

Коефіцієнт забудови:

$$K_z = F_2 / F_1 = 6408 / 48400 = 0,13;$$

де  $F_1$  — загальна площа території за генеральним планом, м<sup>2</sup>;

$F_2$  — площа забудови об'єктів, що будуються, м<sup>2</sup>.

Коефіцієнт використання площі території визначають за формулою:

$$K_{вик} = (F_2 + F_{т.б.}) / F_1 = (6408 + (612 + 8857)) / 48400 = 0,33;$$

де  $F_{т.б.}$  — площа, що зайнята тимчасовими будівлями і спорудами, залізницями й автодорогами.

Довжина тимчасових доріг дорівнює 1110 м; довжина тимчасових мереж водопостачання — 660 м; довжина тимчасових мереж електропостачання — 1 525 м.

## 4.13 ЗАХОДИ З ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ ТА ОХОРОНИ ПРАЦІ

### ***Безпека монтажних робіт.***

Елементи конструкцій, що монтуються, під час переміщення повинні утримуватися від розтягування і обертання гнучкими розтяжками. Встановленні в проектне положення елементи повинні бути закріплені так, щоб забезпечити їх геометричну незмінність і стійкість. Розтяжки для тимчасового закріплення конструкцій, що монтуються, необхідно прикріпити до надійних опор. Розтяжки необхідно розташовувати за межами габаритів руху транспорту і будівельних машин.

Навісні драбини та інші необхідні для монтажу пристосування слід встановлювати і закріплювати на конструкціях, що монтуються, до їх підйому. Навісні драбини висотою більше 5 м повинні бути обладнані пристроями для закріплення фала запобіжного поясу (канатами з уловлювачами тощо), огорожені металевими дугами і закріплені на конструкціях. При монтажі монтажники повинні знаходитися на підмостях чи на раніше закріпленій конструкції.

До початку виконання монтажних робіт необхідно визначити порядок обміну умовними сигналами між особою (для того, хто керує монтажем та машиністом крана). Усі сигнали подаються лише однією особою (бригадиром монтажної бригади, ланковим, такелажником- стропальником). Лише сигнал «Стоп» може подати будь-який робітник, який помітив небезпеку.

Якщо конструкція, що монтується, знаходиться за межами поля зору машиніста крана, між ним та монтажниками повинен бути забезпечений надійний зв'язок. Якщо такої можливості немає, призначаються проміжні сигнальники з числа стропальників (такелажників).

Під час перерви у роботі залишати підняті елементи конструкцій і обладнання на гаку крана заборонено.

Роботи з переміщення і встановлення конструкцій, що мають велику парусність, необхідно зупиняти за швидкості вітру 10 м/с і більше.

До самостійного виконання верхолазних робіт допускаються особи не молодше 18 років, які пройшли навчання та перевірку знань з охорони праці, медичний огляд та визнані придатними до виконання даного виду робіт, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року і тарифний розряд не нижче 3-го. Робітники, що допускаються вперше до верхолазних робіт, протягом одного року повинні працювати під безпосереднім наглядом досвідчених робітників, призначених наказом керівника організації.

Фарбування й антикорозійний захист конструкцій і устаткування у випадках, коли це виконується на будівельному майданчику, необхідно робити до піднімання конструкцій на проектну позначку. Після піднімання зазначених конструкцій фарбування чи здійснення антикорозійного захисту допускається виконувати тільки в місцях стиків і з'єднань конструкцій.

### ***Безпека електрозварювальних робіт.***

До виконання електрозварювальних робіт допускаються особи не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, спеціальну підготовку і перевірку теоретичних знань та практичних навичок із конкретних способів зварювання і визначених видів зварювальних робіт, склали екзамен атестаційній комісії та мають відповідне посвідчення. Електрозварники повинні мати групу з електробезпеки не нижче II.

До виконання електрозварювальних та газополумєневих робіт на висоті 5 м і більше допускаються зварювальники, які пройшли спеціальний медичний огляд, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року, розряд зварювальника не нижче III.

Металеві частини електрозварювального оснащення мають знаходитися без напруги, а також повинні бути заземлені зварні вироби.

### ***Безпека переміщення і складування вантажів.***

При виконанні вантажно-розвантажувальних робіт не допускається стропування вантажу, який знаходиться в нестійкому положенні. Перед завантаженням, розвантаженням панелей, блоків та інших залізобетонних конструкцій монтажні петлі повинні бути оглянуті і очищені від бетону.

Перед початком робіт слід підібрати вантажозахватні пристосування відповідно до ваги і характеру вантажу, що піднімається. Стропи повинні бути підібрані з врахуванням числа гілок такої довжини, щоб кут між двома гілками був не більше 90°, та відповідати вантажопідйомності конструкції, що підіймають. Перед підйманням вантажу стріловими самохідними кранами перевірити за вказівником вантажопідйомність, а також встановлений машиністом виліт стріли на відповідність вазі вантажу, що піднімається.

Укладка вантажу виконується рівномірно без порушення встановлених для складування габаритів, без загромождження проходів і під'їздів. Матеріали (конструкції) необхідно розміщувати на вирівняних майданчиках та вживати заходів, що запобігають самовільному зсуву, осіданню, опаданню і розкочуванню. Майданчики для складування повинні мати стоки поверхневих вод. Забороняється здійснювати складування матеріалів, виробів на насипних неущільнених ґрунтах. Складувати конструкції та матеріали на будівельному майданчику і робочих місцях необхідно так:

- стінові панелі — у касети чи піраміди;
- плити перекриття — у штабелі висотою не більше ніж 2,5 м на підкладках із прокладками;
- колони та підкранові балки — у штабелі висотою до 2,0 м на підкладках із прокладками;
- кроквяні та підкроквяні ферми — на металеві кондуктори;
- дрібносортовний метал — у стелаж висотою не більше ніж 1,5 м.

У разі розміщення автомобілів на вантажно-розвантажувальних майданчиках відстань між автомобілями, що стоять один за одним, має бути не менше ніж 1,0 м, а між автомобілями, що стоять поряд, не менше ніж 1,5 м.

У разі, якщо вантажний автомобіль знаходиться біля будівлі (споруди), відстань між ним і заднім бортом автомобіля або граничною межею вантажу повинна бути не менше ніж 0,5 м. Відстань між автомобілем і штабелем вантажу повинна бути не менше ніж 1,0 м.

#### **Організація безпечної роботи на будівельному майданчику.**

Внутрішні автомобільні шляхи на будівельних майданчиках повинні бути обладнані відповідними дорожніми знаками, що регламентують порядок руху транспортних засобів і будівельних машин відповідно до Правил дорожнього руху України. Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виконання робіт не може перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год - на поворотах.

Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби, а також закриті приміщення повинні бути освітлені, не засліплюючи працюючих. Обладнання систем освітлення конструктивно не повинно створювати ризик ураження електрострумом. Виконання робіт у місцях, рівень освітленості яких не відповідає вимогам, не допускається.

## ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К.Черненко, М.Г.Ярмоленко, Г.М.Батура та інші. – К.: Вища шк., 2002. – 430 с.
2. ДБН А.3.1–5:2016. Організація будівельного виробництва. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 46 с.
3. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с.
4. Методичні вказівки до виконання архітектурної курсової роботи (АКР-3) «Промислова будівля» з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів будівельної спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання // Р.А. Тімченко, Д.А. Крішко. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 32 с.
5. Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи (РГР-2) «Громадська будівля» з курсу «Архітектура будівель і споруд» для студентів будівельної спеціальності 192 „Будівництво та цивільна інженерія усіх форм навчання // Р.А. Тімченко, Д.А. Крішко. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 70 с.
6. Методичні вказівки до курсового проектування «Розрахунок елементів міжповерхового монолітного перекриття з балковими плитами» з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання // В.І. Астахов, В.І. Гончар. – Кривий Ріг: КНУ, 2017. – 26 с.
7. Методичні вказівки до виконання курсового проекту №2 «Залізобетонні конструкції одноповерхової виробничої будівлі» з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання // Є.В. Люльченко. – Кривий Ріг: КНУ, 2017. – 16 с.
8. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з металевих конструкцій «Балочна клітка» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2012 р.
9. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Визначення навантажень і розрахунок рами каркасу одноповерхової промислової будівлі» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2012 р.
10. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Розрахунок та конструювання позацентрово-стиснутих одноступінчатих колон» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2012 р.
11. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Розрахунок та конструювання кроквяних ферм» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2010 р.
12. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Розрахунок та конструювання підкранових балок» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2009 р.
13. Методичні вказівки до виконання курсової роботи на тему: «Проектування технології влаштування монолітних залізобетонних фундаментів з виконанням земляних робіт» з дисципліни «Технологія будівельного виробництва» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання // О.М. Грицаєнко, Д.В. Попруга. – Кривий Ріг: КНУ, 2021 – 76 с.
14. Методичні вказівки до виконання курсового та дипломного проектування з дисципліни «Зведення і монтаж будинків та споруд» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання. Частина 1 // О.І. Валовой, О.М. Грицаєнко, Д.В. Попруга. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 68 с.
15. Методичні вказівки до виконання курсового та дипломного проектування з дисципліни «Зведення і монтаж будинків та споруд» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання. Частина 2 // О.І. Валовой, О.М. Грицаєнко, Д.В. Попруга. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 64 с.
16. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація будівництва» спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» для студентів усіх форм навчання. Частина 1 // В.В. Афанасьєв, О.І. Валовой. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 44 с.
17. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація будівництва» спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» для студентів усіх форм навчання. Частина 2 // В.В. Афанасьєв, О.І. Валовой. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 32 с.
18. Гетун Г.В. Основи проектування промислових будівель: навч. посіб. – К.: Кондор, 2009. –

210 с.

19. Гетун Г.В. Архітектура будівель і споруд. Кн. 1. Основи проектування. Вид. 2-ге.: Підр. – К.: Кондор-Видавництво, 2012. – 380 с.

20. Лінда С.М. Архітектурне проектування громадських будівель і споруд : навчальний посібник/ С.М. Лінда. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка", 2010. – 611 с.

21. Архітектура будівель та споруд. Книга 2. Житлові будинки: Підручник. Плоский В.О., Гетун Г.В. – 2015 р. – 617 с.

22. 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.

23. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник / А.М. Павліков – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.

24. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища шк., 1995. – 594с.

25. Конспект лекцій з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / В.І. Астахов, О.А. Паливода. – Кривий Ріг. – КНУ, 2019. – 204 с.

26. Лівінський О. М., Хоменко О.Г., Терещук М. О., Любченко І.Г., Ратушняк Г. С., Єсипенко А. Д.. Металеві конструкції . Підручник для студентів вищих навчальних закладів.- К.: «МП Леся», 2018. – 306 с.

27. Металеві конструкції / О. О. Нілов, В. О. Пермяков, О. В. Шимановський та ін.; під заг. ред. О. О. Нілова та О. В. Шимановського. – 2-е вид., перероб. і доп. – К. : Видавництво «Сталь», 2010. – 869 с.

28. Металеві конструкції: Підручник / В. Сверлов, І. Середюк, В. Середюк, Л. Жарко – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003. – 263с.

29. Клименко Ф. Є. Металеві конструкції : підручник / Ф. Є. Клименко, В. М . Барабаш, Л. І. Стороженко; за ред. Ф. Є. Клименка. – 2-е вид., випр. і доп. – Львів : Світ, 2002.

30. Валовой О.І., “Конструктивні рішення й технологія зведення гірничо-збагачувальних комбінатів”. «Мінерал» КТУ 2004.- 113с.

31. Валовой О.І., “Проектування, технологія та організація будівництва. Зведення і ремонт будівель та споруд”; «Видавничий дім» КТУ 2007.- 503с.

32. Валовой О.І., Валовой М.О. Проектування та інженерні вишукування в будівництві, 2012. - 373 с.

33. Валовой О.І., Валовой М.О. Технологія будівельного виробництва, 2012. - 610с.

34. Валовой О.І., Валовой М.О. Організація будівництва, 2012. - 600с.

35. Валовой О.І., Валовой М.О. “Проектування та інженерні вишукування в будівництві” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 365с.

36. Валовой О.І., Валовой М.О. “Організація будівництва” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 517с.

37. Валовой О.І., Валовой М.О. “Технологія будівельного виробництва” (видання друге доповнене та перероблене), 2018. – 612с.

38. Організація будівництва / С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М.Тригер та ін.; За редакцією С.А. Ушацького. Підручник. – К: Кондор, 2007. – 521 с.

39. ДБН А.2.2-3-2014. Склад, та зміст проектної документації на будівництво. – К.: Укрархбудінформ, 2014. – 40 с.

40. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 30 с.

41. ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. (EN1990:2002, IDN). Основи проектування конструкцій. Настанова. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 81 с.

42. ДБН В.1.2-2:2006\*. Навантаження і впливи. Норми проектування. - Київ: Мінбуд України, 2006. – 59 с.

43. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 36 с.

44. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. - Київ: Мінбуд

України, 2006. - 15 с.

45. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 97 с.

46. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 97 с.

47. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.

48. ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Основні вимоги до проектної та робочої документації.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 58 с.

49. ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. - 75 с.

50. ДСТУ Б А.2.4-6:2009. Правила виконання робочої документації генеральних планів. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 34 с.

51. ДСТУ Б А.2.4-2:2009. Умовні позначки і графічні зображення елементів генеральних планів та споруд транспорту.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 27 с.

52. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. - Київ: Держспоживстандарт України, 2019. - 18 с.

53. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. - 199 с.

54. Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт (до ДБН А.3.1–5–96 «Організація будівельного виробництва»). Частина 1. Технологічна та виконавча документація. – Київ, 1997.

55. ДБН В.2.3-31:2016. Теплова ізоляція будівель. – К.: Укрархбудінформ, 2017. – 31 с.

56. Будівлі і споруди. Будівлі підприємств. Параметри. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 16 с.

57. Планування і забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. – К.: Мінрегіонбуд України, 2019. – 183 с.

58. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.

59. ДСТУ-Н Б В.2.2-27:2010. Настанова з розрахунку інсоляції об'єктів цивільного призначення. – К.: Укрархбудінформ, 2010. – 81 с.

60. ДБН В.2.2-15:2019. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2019. – 39 с.

61. ДБН В.2.2-24:2009. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 133 с.

62. ДБН В.2.2-9:2018. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2019. – 43 с.

63. ДБН В.2.2-16-2005. Будинки і споруди. Культурно-видовищні та дозвіллеві заклади. – К.: Укрархбудінформ, 2005. – 65 с.

64. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будинків і споруд. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 64 с.

65. ДБН В.2.2-23:2009. Будинки і споруди. Підприємства торгівлі. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 48 с.

66. ДБН В.2.2-5-97. Будинки і споруди. Захисні споруди цивільної оборони. – К.: Укрархбудінформ, 1998. – 119 с.

67. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 133 с.