

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет: Будівельний
Кафедра: Промислового, цивільного і міського будівництва
Спеціальність: 192 Будівництво та цивільна інженерія
ОПП: Будівництво та цивільна інженерія

Мязіна Валерія Сергіївна
(ім'я та прізвище по батькові)

Бакалавр групи БІ-22-1

ДОПУСКАЮ ДО ЗАХИСТУ

Зав. каф. Промислового, цивільного і
міського будівництва
к. т. н., проф.

О.І.Валовой

20_____._____._____

Проектування будівництва чотирьохпролітної будівлі ливарного цеху
(тема бакалаврської роботи)

Розрахунково-пояснювальна записка до бакалаврської роботи

Керівник

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище дипломника)

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище дипломника)

КОНСУЛЬТАНТИ:

-з техніко-економічного
порівняння варіантів-

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

-з архітектурно-будівельного
розділу-

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

-з розрахунково-конструктивного
розділу-

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

-з технології будівництва-

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

-з організації будівництва-

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

-з охорони праці та безпеки
життєдіяльності-

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

Роботу закінчено _____ 20__р.

2026 рік

КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет: Будівельний
Кафедра: Промислового, цивільного і міського будівництва
Спеціальність: 192 Будівництво та цивільна інженерія
ОПП: Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедрою _____

«_____» _____ 20____ р.

ЗАВДАННЯ НА ВИПУСКНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА СТУДЕНТОВІ

Мязіної Валерії Сергіївни

(прізвище, ім'я по батькові)

1. Тема роботи: «Проектування будівництва чотирьохпролітної будівлі ливарного цеху»
затверджена наказом по університету від «_____» _____ 20____ р. № _____
2. Термін здачі студентом закінченої роботи _____
3. Вихідні дані до роботи _____

Місце будівництва-м. Львів.

Будівля одноповерхова чотирьохпролітна каркасного типу зі збірного залізобетону, загальна висота-16,8 м, розмір в плані 96×72 м.

Фундаменти- збірні залізобетонні.

Зовнішні стіни-залізобетонні стінові панелі.

Покрівля-рулонна.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік розділів, що їй належить розробити):
Архітектурно-будівельний розділ (об'ємно-планувальне і конструктивне рішення будівлі, опис генплану, теплотехнічний розрахунок). Розрахунково-конструктивний розділ (розрахунок з/б плити будівлі). Технологія будівництва (порівняння варіантів, технологічна карта на улаштування монолітних фундаментів). Організація будівництва (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 (технологічна карта на улаштування монолітних фундаментів)-1 лист. Організація будівництва (будгенплан, організація будівництва)-1 лист.

6. Дата видачі завдання _____

Керівник

(підпис)

Завдання прийняв до виконання

(підпис)

КАЛЕНДАРНИЙ ГРАФІК

№ 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)

АНОТАЦІЯ

Тема бакалаврської роботи «Проектування будівництва чотирьохпролітної будівлі ливарного цеху» будівля зі збірного залізобетону.

В роботі представлені розділи: архітектурно-будівельний, розрахунково-конструктивний, технологія будівництва та організація будівництва.

В архітектурно-будівельному розділі визначається типи основних несучих елементів їхній крок та застосування матеріалів.

В конструктивному розділі виконується підбір перерізу елементу каркасу залізобетонної плити.

В розділі технологія будівництва виконано: підрахунок обсягів робіт, проектування технології монтажу, вибір монтажної оснастки та кранів, організація робіт, технологія монтажу окремих конструкцій, заходи з охорони праці.

В розділі організацій будівництва характеристика об'єкта, методи виконання робіт, організація будівництва, будівельний генеральний план, охорона праці та безпека.

ЗМІСТ

	Стор.
Розділ 1. Архітектурно-будівельний	6
1.1. Характеристика промислової будівлі	7
1.2. Опис технологічних процесів	7
1.3. Генеральний план	7
1.4. Об'ємно-планувальне рішення будівлі	8
1.5. Конструктивне рішення будівлі	9
1.5.1. Колони	9
1.5.2. Фундаменти	11
1.5.3. Фундаментна балка	14
1.5.4. Кроквяні конструкції	14
1.5.5. Підкранова балка	15
1.5.6. Зв'язки	16
1.5.7. Плити покриття	17
1.5.8. Стінові панелі	18
1.5.9. Вікна	19
1.5.10. Ворота	20
1.5.11. Покрівля та система водовідводу	21
1.5.12. Ліхтарі	21
1.5.13. Підлоги	22
1.5.14. Опорядження будівлі	23
1.6. Розрахунок освітлення	23
1.7. Теплотехнічний розрахунок	24
Розділ 2. Розрахунково-конструктивний	25
2.1. Вихідні дані для проекту	26
2.2. Розрахунок ребристої плити покриття 3×6 м	26
2.2.1. Вихідні дані	26
2.2.2. Визначення навантажень	27
2.2.3. Розрахунок плити панелі	29
2.2.4. Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля в поперечному ребрі	32
2.2.5. Розрахунок на міцність нормальних перерізів поперечного ребра	33
2.2.6. Розрахунок похилих перерізів поперечного ребра на міцність	34
2.2.7. Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля в поздовжніх ребрах	35
2.2.8. Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер на міцність	36
2.2.9. Розрахунок на міцність похилих перерізів поздовжніх ребер	38
2.2.10. Геометричні характеристики поперечного перерізу панелі	39
2.2.11. Визначення втрат попереднього напруження арматури	41
2.2.12. Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер за утворенням тріщин	43

2.2.13.	Розрахунок на розкриття тріщин, нормальних до осі поздовжніх ребер	46
2.2.14.	Розрахунок похилих перерізів поздовжніх ребер за утворенням тріщин	47
2.2.15.	Розрахунок прогинів покриття	47
2.2.16.	Розрахунок міцності плити покриття на вплив попереднього обтиску на стадії виготовлення, транспортування та монтажу	50
Розділ 3. Технологія будівництва		52
3.1.	Підрахунок обсягів робіт і проектування технології зведення одноповерхового ливарного цеху	53
3.2.	Вибір монтажної та такелажної оснастки. Підрахунок необхідних параметрів монтажних кранів	58
3.3.	Складання калькуляції трудових витрат і заробітної плати на виконання монтажних робіт	63
3.4.	Підбір автотранспортних засобів та техніко-економічний аналіз можливий варіант монтажу	72
3.5.	Опис технології монтажу окремих конструкцій	74
3.6.	Заходи з охорони праці та техніки безпеки виробництва	77
Розділ 4. Організація будівництва		82
4.1.	Опис об'єкта та визначення методів виконання робіт	83
4.2.	Визначення обсягів робіт	84
4.3.	Картка-визначник календарного графіка	87
4.4.	Розрахункова матриця	96
4.5.	Розрахунок техніко-економічних показників календарного графіка	98
4.6.	Розрахунок потреби в тимчасових адміністративних і санітарно-побутових будівлях	98
4.7.	Розрахунок тимчасового водопостачання	101
4.8.	Розрахунок тимчасового електропостачання	102
4.9.	Розрахунок тимчасових будівель	106
4.10.	Опис будівельного генерального плану	108
4.11.	Техніко-економічні показники будгетплану	109
4.12.	Заходи з техніки безпеки та охорони праці	109
Бібліографія		115

РОЗДІЛ 1.

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

					КНУ.БР.192.26.196с.14 АР						
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							
Розроб.		Мязіна			Архітектурно- будівельний розділ			Літ.	Арк.	Аркушів	
Перевірив		Попруга								6	
Керівник		Попруга						КПЦМБ БІ-22-1			
Зав. каф.		Валовой									

1.1. Характеристика промислової будівлі

Назва будівлі – чотирьохпролітна будівля ливарного цеху

Конструктивний тип будівлі – будівля каркасна з залізобетонним каркасом.

Клас будівлі – II.

Ступінь довговічності – II.

Географічний пункт будівництва – м. Львів.

Кліматичний район по фізико – географічним характеристикам – II.

1.2. Опис технологічних процесів.

Чотирьохпролітна будівля ливарного цеху. Цех використовується для обслуговування, ремонту та відновлення працездатності машин, механізмів і обладнання, що застосовуються в промисловості, будівництві та сільському господарстві. Основу їхньої діяльності становить технологія розбирання, дефектування, відновлення або заміни зношених деталей із подальшим складанням і випробуванням агрегатів.

Ремонтні роботи виконуються в умовах цеху, що дозволяє забезпечити контроль якості на всіх етапах – від діагностики до остаточного тестування. Відновлення деталей здійснюється за допомогою токарних, фрезерних, шліфувальних та зварювальних операцій, а також термічної обробки. У разі неможливості ремонту – виготовляються нові деталі або підбираються зі складу.

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.

Таблиця 1.1

Техніко-економічні показники за генпланом

№	Найменування	Од. виміру	Кількість	Примітка
1	Площа ділянки	га	4	
2	Площа забудови	м ²	10258	
3	Площа мощення	м ²	11036	
4	Площа озеленення	м ²	18706	
5	Коефіцієнт мощення	%	0,53	
6	Коефіцієнт озеленення	%	0,27	
7	Щільність забудови	%	0,256	

1.4. Об'ємно-планувальне рішення будівлі

Будівля, що проектується, являє собою ливарний цех розміром 96 х 72 м у координатних осях.

Цех одноповерховий, має Д-подібну форму в плані та складається з чотирьох прольотів, орієнтованих в одному напрямку.

У конструкції передбачено облаштування воріт для транспорту та додаткові хвіртки, призначені для безпечного проходу робітників. У кожному прольоті запроектовано мостові крани вантажопідйомністю відповідно до завдання, відмітка головки кранової рейки визначається типом колон.

По осі «9» влаштовано температурний шов із двох спарених колон. Крок колон окремої залізобетонної будівлі становить 6 м. Для крайніх та середніх рядів колон прийнято 6/6 м.

Прив'язка колон крайніх рядів здійснюється до повздовжніх координаційних осей із відміткою «250». Колони середнього ряду розміщені з дотриманням симетрії відносно координаційних осей, що забезпечує рівномірність конструктивної схеми будівлі..

Поперечні координаційні осі також проходять через середину колон, за винятком ділянок біля торців та деформаційних швів, де вісь колон зміщена всередину на 500 мм.

Основні техніко-економічні показники будівлі наведені в таблиці 1.2.

Техніко-економічні показники будівлі

№	Найменування	Од. виміру	Кількість	Примітка
1	Площа забудови	м ²	6192	
2	Будівельний об'єм	м ³	6032	
3	Корисна площа	м ²	103096	
4	Планувальний коефіцієнт	-	0,99	
5	Об'ємний коефіцієнт	-	1,66	

1.5. Конструктивне рішення будівлі

Цех запроектований каркасним, з повним каркасом. Просторова жорсткість у поперечному напрямку забезпечується поперечними рамами, що утворюються шляхом монолітного з'єднання фундаментів та жорстким зварюванням ферм (балок) із колонами.

У поздовжньому напрямку стійкість і жорсткість будівлі забезпечують фундаментні балки, підкранові балки та комплексна система вертикальних і горизонтальних зв'язків та дисків плит покриття, які приварені до несучих елементів покриття.

1.5.1. Колони

Вибір колон здійснюється відповідно до параметрів конструктивної схеми, визначених у завданні на проектування. Конструкція збірних залізобетонних колон залежить від об'ємно-планувального рішення промислової будівлі та від наявності підйомно-транспортного обладнання певної вантажопідйомності. За конструктивним рішенням колони поділяються на одно- та двогілкові, а за розташуванням у будівлі – на крані, середні та фахверкові (у торцевих або поздовжніх стінах).

Розміри колон визначаються з рахуванням: місця розташування в будівлі, висоти будівлі, величини прольоту, кроку колон, вантажопідйомності кранів.

В одноповерхових цехах для улаштування торцевих і поздовжніх фахверків застосовуються збірні залізобетонні колони. Фахверкові колони встановлюють біля торцевих стін та між основними колонами в поздовжніх стінах при кроці

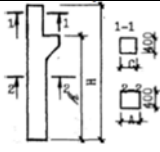
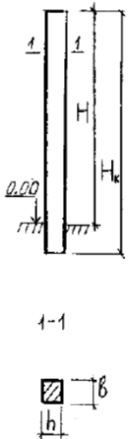
6 м і довжині стінових панелей 6 м. Вони призначені для кріплення стінових огорожень, частково сприймають масу стін та діють як елементи, що протидіють вітровим навантаженням.

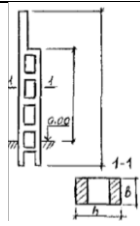
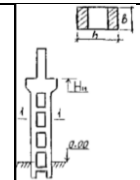
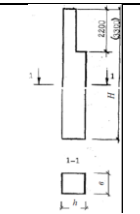
Фахверкові колони можуть виконуватися як збірними залізобетонними, так і сталевими. Залізобетонні колони фахверка мають суцільний квадратний переріз розміром 400 х 400 або 600 х 400 мм.

Довжина колон визначається з урахуванням їхнього застосування у промислових будівлях. Відповідно до вихідних даних підбираються збірні залізобетонні колони.

Таблиця 1.3

Збірні залізобетонні колони

Марка колони	Ескіз	Крок, м	Q, т	Розміри, м			Розміри перерізу, мм
				H	H ₁	H ₂	
1	2	3	4	5	6	7	8
Колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі							
2К120-11		6	16	13050	4100	8950	700 х 380
Фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі							
ЗКФ133-1		6	16	13300			400 х 400

Колони крайнього ряду залізобетонної будівлі							
1КД168		6	30 50	18150	5100	13050	1300 x 500
Колони середнього ряду залізобетонної будівлі							
2КД168		6	30 50	18150	5100	13050	1900 x 600
Фахверкові колоно залізобетонної будівлі							
9КФ175-1		6	30 50	17500			600 x 400

1.5.2. Фундаменти

У бакалаврській роботі передбачено застосування збірних залізобетонних фундаментів із підколонником стаканного типу для монтажу збірних колон. Плитна частина фундаменту виконується двоступінчастою (таблиця 4).

Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту визначається способом жорсткого з'єднання колони з основою, що забезпечується закладанням її нижнього кінця у спеціальний стакан. Для уніфікації прийнять кратність розмірів підколонника та фундаменту модулю 300 мм, а позначка верха стакану становить -0,150 м. Габарити стакану перевищують переріз колони на 150 мм зверху та на 100 мм знизу.

Розміри підколонника в плані відповідають перерізу колони, а параметри підосви та кількості уступів визначаються вантажопідйомністю кранів. Для фундаментів середнього ряду підосва приймається у 1,5-2 рази більшою, ніж для крайніх колон. Під фахверкові колони допускається застосування фундаментів з одним уступом і підколонником 0,9 x 0,9 м.

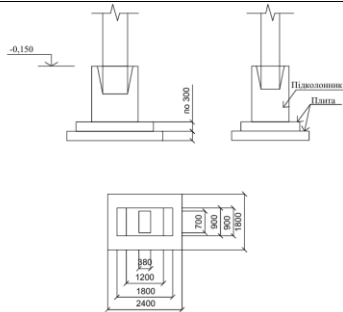
У місцях температурних швів під суміжні колони виконується спільний фундамент, розміри якого визначаються сумуванням підоснови окремих колон з урахуванням вставки між осями та кратності модулю 300 мм. Якщо шов осадочний – під кожен фундамент передбачають окремі фундаменти.

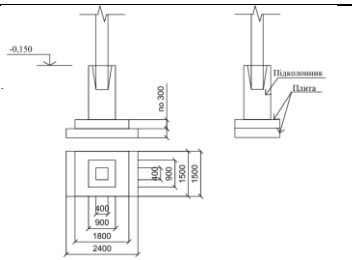
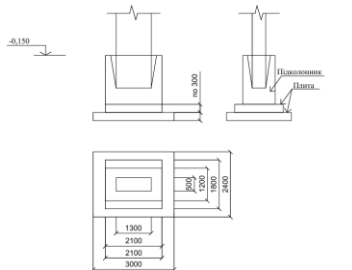
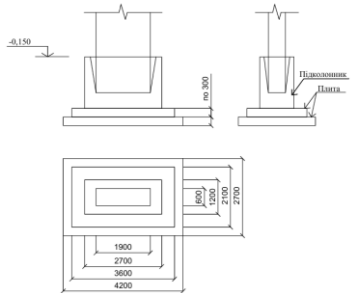
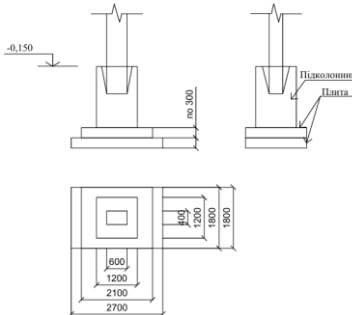
Прив'язка фундаментів до координаційних осей здійснюється за прив'язкою колон, при цьому більший розмір підколонника та підоснови орієнтується поперечно, менший – поздовжньо. Глибина закладання фундаментів прийнята -2,550 м з урахуванням навантажень та нормальних ґрунтово-кліматичних умов. Колони замоноличуються бетоном на дрібному заповнювачі.

Під стіни запроектовані фундаментні балки, що спираються на бетонні стовпчики верхнього уступу. По обрізу фундаменту на товщину стіни до відмітки +0,030 м виконується набетонка. У місцях воріт замість балок передбачено монолітний фундамент товщиною 500 мм і довжиною 6 м з анкерними болтами для кріплення рам. По верху фундаментних балок укладається гідроізоляція з цементного розчину 1:2 товщиною 30 мм.

Таблиця 1.4

Збірні фундаменти стаканного типу

Марка фундаменту	Ескіз	Переріз з колони, мм	Переріз стакану і підколонника, мм	Розміри сходи, мм	Висота сходи фундаменту, мм
1	2	3	4	5	6
Під колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі					
Ф 5.2.2		700 x 380	1200 x 1500 900 x 1200	2400 x 1800 1800 x 900	3000

Під фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі					
ФА25-30		400 x 400	1200 x 1200 900 x 900	2400 x 1500 1800 x 1500	300
Під колони крайнього ряду залізобетонної будівлі					
Ф 7.2.7		1300 x 500	2400 x 1500 2100 x 1200	3000 x 2400 2100 x 1800	300
Під колони середнього ряду залізобетонної будівлі					
ФЕ16-20		1900 x 600	3000 x 1500 2700 x 1200	4200 x 2700 3600 x 2100	300
Під фахверкові колони залізобетонної будівлі					
ФБ19-24		600 x 400	1500 x 1500 1200 x 1200	2700 x 1800 2100 x 1200	300

1.5.3. Фундаментні балки

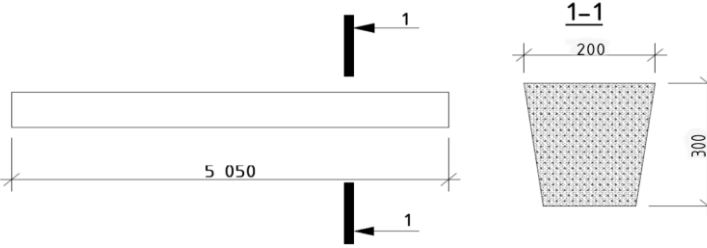
Для обпирання фундаментних балок передбачено бетонні стовпчики підбетонки з площею перерізу 0,32 х 0,6 м. Верх стовпчиків прийнято на позначці +0,45 м при висоті балок 0,4 та кроці колон 6 м. Позначка верха фундаментної балки встановлюється на 30 мм нижче рівня чистої підлоги (+0,03 м).

З метою захисту балок від деформацій при здиманні ґрунтів пристінної робочої зони в опалювальних будівлях ґрунту влаштовується асфальтове вимощення шириною 1 м з ухилом 3-5% від стіни будівлі.

Довжина фундаментної балки визначається її розташуванням у будівлі (кутові, рядові, біля температурних швів), кроком колон та розміром підколонника в плані.

Таблиця 1.5

Збірні фундаментні балки

Марка балки	Ескіз	Крок колон, м	Розміри, мм
ФБ6-41		6	200300

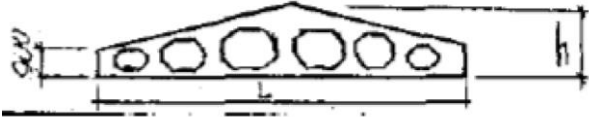
1.5.4. Кровляні конструкції

На колони спираються несучі елементи покриття – балки з паралельними поясами та двосхилі гратчасті конструкції прольотом 18 м та 24 м (таблиця 6). Кріплення здійснюється накладними сталевими листами, привареними до закладних деталей балок, та анкерними болтами колон. Після встановлення балок у проектне положення всі вузли обварюються.

При кроці крайніх і середніх колон 6 м на колони середніх рядів спочатку монтують підкроквяні ферми або балки. Їх кріплення до колон виконується зварюванням закладних деталей стельовим швом.

Таблиця 1.6

Збірні кроквяні та підкранові конструкції

Марка конструкції	Ескіз	L, м	Крок, м	Розміри, м
1	2	3	4	5
Кроквяна конструкція окремої залізобетонної будівлі				
ФПП 6-24		24	6	2800 x 300
Кроквяні конструкції залізобетонної будівлі				
1 БДР 18-1		18	6	1640x 320

1.5.5. Підкранова балка

У бакалаврській роботі передбачено використання опорних мостових кранів вантажопідйомністю $Q=16-50$ т (таблиця 1.7). Підкранові балки з укладеними на них рейками формують шлях руху кранів та жорстко з'єднуючись з колонами, забезпечують додаткову просторову жорсткість каркасу будівлі.

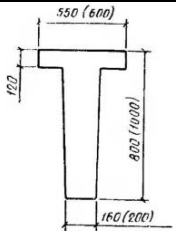
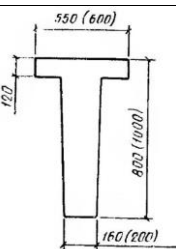
Залізобетонні підкранові балки застосовуються в одноповерхових промислових будівлях при кроці колон 6 м і вантажопідйомності кранів до 50 т. Для зручності виготовлення та монтажу вони виконуються розрізними. Балки мають тавровий переріз, висота типових елементів прольотом 6 м становить 800 або 1000 мм. За розташуванням у будівлі розрізняють торцеві (біля торцевих стін), рядові та температурні (біля температурних швів) балки, які відрізняються наявністю та розташуванням закладних деталей для кріплення до колон.

Після монтажу та вивірки балки прикріплюють до колон: знизу – болтами та зварюванням, зверху – приварюванням вертикального листа до закладених

деталей у колоні та балці. По верху підкранових балок укладають кранові рейки, які закріплюють лапками-притисками на пружних прокладках.

Таблиця 1.7

Підкранові балки

Марка балки	Ескіз	Довжина, м	Розміри, мм
1	2	3	4
Окрема залізобетонна будівля			
БКНВ 6-3с		5950	1000 x 600
Залізобетонна будівля			
БКНВ 6-4с		5950	1000 x 600

1.5.6. Зв'язки

На рішення системи вертикальних зв'язків впливають висота будівлі, наявність мостових кранів та конструктивне рішення покриття (висота балок чи опорних стійок ферм).

У цехах із мостовими кранами вертикальні зв'язки по колонах розташовують нижче рівня підкранових балок, переважно в середньому кроці колон кожного температурного відсіку (рис.1). При цьому підкранові балки виконують функцію розпірок вертикальних зв'язків. Якщо технологічні вимоги не дозволяють встановити їх середньому кроці, допускається перенесення у сусідній.

За наявності підкранових ферм виконують роль розпірок по колонах, і додаткові спеціальні елементи не передбачаються.

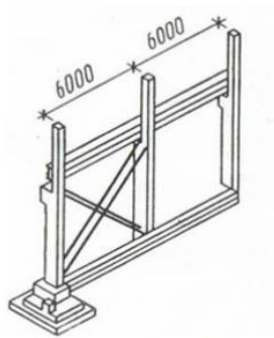


Рис.1.1. Зв'язки при кроці 6 м.

1.5.7. Плити покриття

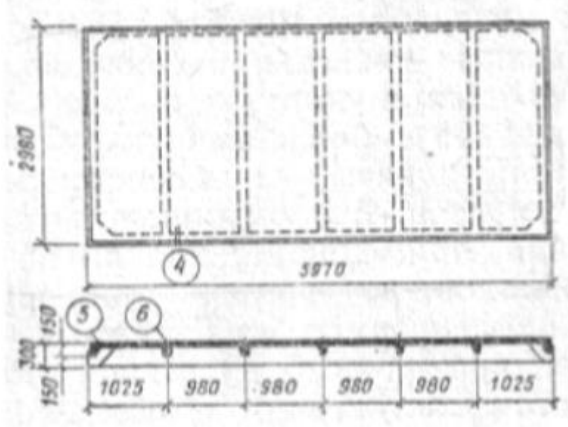
Залізобетонні плити покриття укладаються на поперечні кроквяні конструкції (таблиця 8). При кроці 6 м застосовуються плити розміром 3 х 6 м, що відповідає відстані між вузлами кроквяних конструкцій.

На кінцях поздовжніх ребер плит передбачені закладні деталі, що забезпечують їх приварювання до закладних елементів ферм. Для герметизації та міцності стиків між плитами застосовується цементний розчин М100. У торцевих ділянках будівель та в місцях температурних швів закладені деталі плит для кріплення зміщуються на 500 мм.

Таблиця 1.8

Плити покриття

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
Окрема залізобетонна будівля			
ПНС-10...13		5970	1490 x 300

Залізобетонна будівля			
ПНС-1...4		5970	2960 x 300

1.5.8. Стінові панелі

Стінові панелі застосовуються для огороження як опалювальних, так і неопалювальних будівель незалежно від матеріалу та конструкції каркаса при кроці колон 6 м. Типові висоти панелей становлять 1,2 та 1,8 м, довжина – 6. Нижній ряд панелей, як правило, суміщають із позначкою підлоги. Верхній ряд у межах висоти приміщення рекомендується встановлювати на 0,6 м нижче балок, а у межах висоти балок – на 0,3 м нижче верхнього пояса.

Для залізобетонного каркаса доцільно використовувати самонесучі залізобетонні панелі. Відповідно до уніфікації їх висота підпорядковується модулю 300 мм: основні панелі – 1,2 та 1,8 м. Цокольна панель зазвичай має висоту 1,2 м, але може бути більшою залежно від технологічних вимог. У кутах будівель, де колони зміщені поперечної осі на 500 мм, застосовують поздовжні панелі або панелі з добірними вставками. У торцевих стінах панелі кріпляться до фахверкових колон.

Товщина горизонтальних швів між панелями становить 15 мм, вертикальних – 20-30 мм (для панелей довжиною 6 м). Через температурні та усадочні деформації товщина швів змінюється, тому матеріал заповнення має бути пружним, еластичним, водонепроникним і атмосферостійким. Для герметизації застосовують синтетичні профільні прокладки з пароізолау чи герніту, а також водостійкі мастики.

Таблиця 1.9

Стінові панелі

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
Окрема залізобетонна будівля			
ПСЛ 20		6000	1800 x 240
Залізобетонна будівля			
ПСЛ 18		6000	1200 x 240

Стіни запроектовані самонесучими панельними з одношарових панелей товщиною 240 мм (таблиця 1.9). Кріплення до колон здійснюється за допомогою приварених до закладних деталей колони та панелі, із використання гнучкого зчепу з двох кутиків. Панелі виготовляються повної заводської готовності та мають зовнішній і внутрішній фактурні шари з цементно-піщаного розчину товщиною по 20 мм.

У місцях розташування воріт і дверей стіни виконуються з цегли марки М100 на розчині М50, товщиною товщиною 380 мм.

1.5.9. Вікна

Світлові прорізи в стінах передбачаються як окремі вікна або стрічкові вставки (рисунок 1.2). У виробничих цехах значної висоти, обладнаних мостовими кранами, вікна розташовують у два, а за потреби й у три яруси для забезпечення достатнього природного освітлення. Заповнення прорізів

виконується із застосуванням окремих блоків або сталевих віконних панелей, що гарантує міцність та довговічність конструкції.

Каркас заповнень формується імпостами – вертикальними стійками, розташованими через 1,5-2 м, які приварюються до закладних деталей у панелях-перемичках. Глухі та відкривні рами (з верхньою, нижньою чи бічною підвіскою) кріпляться до імпостів блоками. Козирки встановлюють лише над відкривними рамами.

Сталеві віконні панелі для кроку колон 6 м мають розміри 6 х 1,2 та 6 х 1,8 м. При висоті прорізів до 20 м вони монтуються одна над одною та скріплюються болтами М12. Для більшої висоти у заповнення вводять ригель із прокатних профілів, що сприймає власну вагу панелей та дію вітрового навантаження. Скло з гумовим профілем у глухих панелях може кріпитися безпосередньо до несучої рами.

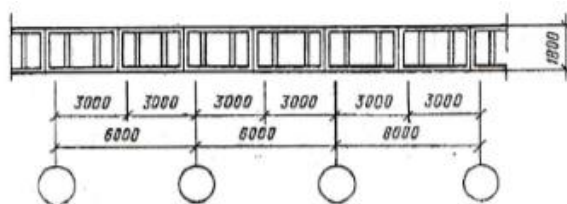


Рис.1.2 Вікна при висоті 1,8 м;

1.5.10. Ворота

У бакалаврській роботі передбачено застосування розпашних воріт для автомобільного транспорту різної вантажопідйомності. Для легкового та вантажного транспорту прийнято ворота розміром 3,6 х 4,2 м (рисунок 1.3).

Рама воріт складається з ригеля та двох стійок, які встановлюються на фундамент і закріплюються анкерними болтами. Монтаж рами здійснюється із зовнішнього боку будівлі. Для безрейкового транспорту із зовнішнього боку воріт передбачаються похилі бетонні пандуси-з'їзди.

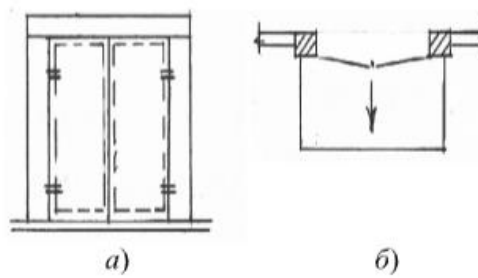


Рис.1.3 Розпашні ворота: а) вид з торця; б) вид згори

1.5.11. Покрівля та система водовідводу

Покрівля суміщена невентильована, двошарова рулонна з руберойду, захищена гравієм у мастиці. Пароізоляція йде в один шар руберойду. Примикання до парапетів та стін посилені трьома шарами руберойду з покриттям в 100-150 мм. Шари заводяться на стіну на 250 мм та кріпляться до панельних стін дюбелями через сталеву смугу 40 х 4 мм і оцинкований фартух з кроком 600 мм. Стики додатково герметизуються мастикою.

Водопровід внутрішній організований, лійки у розжолобках через 48 м, з координатною прив'язкою 450 мм повздовжні та 500 мм поперечні.

Наплавлений рубероїд	35
Цементний розчин	40
Ефективний утеплювач	120
Пароізоляція обмазна	5
Залізобетонна плита	220



Рис. 1.4 Фрагмент покрівлі

1.5.12. Ліхтарі

З функціональним призначенням поділяють на світлоаераційні, аераційні та світлові. Їх тип та конструктивне рішення визначають з урахуванням параметрів внутрішнього середовища, кліматичних умов району будівництва та інших чинників.

У бакалаврській роботі застосовуються подвійні світлоаераційні ліхтарі шириною 6 х 12 м. Скляні елементи мають висоту 1750 мм і відкриваються на

кут до 70° від вертикалі за допомогою електродів. Ліхтарі розташовують паралельно поздовжній осі будівлі.

Згідно з вимогами експлуатації та пожежної безпеки, довжина ліхтаря не повинна перевищувати 84 м. При необхідності більшої довжини їх встановлюють із розривами, кратними кроку кровяних конструкцій. Крім того, ліхтарі не доводять до торцевих стін на відстані 6 м. для прольотів 12-18 м використовують ліхтарі шириною 6 м, а для більших прольотів 12 м.

Каркас ліхтаря складається з поперечних сталевих рам і поздовжніх елементів: бортових плит, прогонів для кріплення заповнення світлових прорізів, елементів покриття та зв'язків. Покриття ліхтарів виконують аналогічним до покриття всієї будівлі.

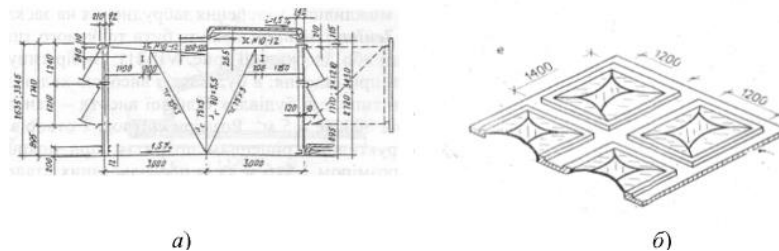


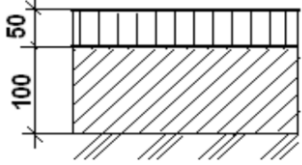
Рис.1.5. а)Ліхтар шириною 6 м;б)Зенітний ліхтар шириною плити 1,5 м.

1.5.13. Підлоги

Вибір виду та конструкції підлоги здійснюється з урахуванням характеру виробничих навантажень і необхідності забезпечення її довговічності та надійності. Основними елементами конструкції є: покриття, підстильний шар, прошарок, стяжка, гідроізоляція та основа.

Підлоги проектуються відповідно до призначення приміщень, враховуючи специфіку впливу на них або особливі вимоги. Склад підлоги, матеріали та товщину шарів кожного виду наведено в експлікації та на креслення (табл.1.10).

Експлікація підлог

Схема підлоги або тип підлоги за серією	Дані елементів підлоги (назва, товщина, основа тощо), мм	Площа, м ²
	Асфальтобетон-50 Бетонна підготовка-100 Грунт ущільнення щебенем	1944

1.5.14. Опорядження будівля

Зовнішнє опорядження будівля полягає у розшивці швів, оскільки панелі надходять на майданчик повної заводської готовності з фактурним зовнішнім шаром цементного розчину товщиною 20 мм. На місці монтажу шви герметизують та зачеканюють цементним розчином. Внутрішнє опорядження передбачає вапняне фарбування стін, колон та стель.

1.6. Розрахунок освітлення

Глибина приміщення $B = 27$ м; висота приміщення $H = 16,65$ м; розряд роботи зору – IV; ліхтарі – одинарні, подвійні; засклення – листове. Площа засклення $S = 1944 \text{ м}^2$

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

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

1. Нормований коефіцієнт природного освітлення:

$$e^{\text{IV}} = e \cdot m \cdot c = 4 \cdot 0,95 \cdot 0,7 = 2,66 \%$$

де m – коефіцієнт світлового клімату;

c – коефіцієнт сонячності;

e – нормований коефіцієнт природного освітлення.

2. Площа засклення:

$$S_0 = \frac{S_n \cdot k_3 \cdot e_n \cdot \eta_0 \cdot \tau_0 \cdot \tau_1}{100 \cdot \tau_0 \cdot \tau_1} = \frac{1944 \cdot 1,5 \cdot 2,66 \cdot 14 \cdot 1}{100 \cdot 0,83 \cdot 1,1} = 1189,39 \text{ м}^2$$

де $S_n = 1944 \text{ м}^2$ - площа підлоги;

$k_3 = 1,5$ - коефіцієнт запасу;

$\eta_0 = 14$ - світлова характеристика вікна;

$\tau_0 = 0,83 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,83$ - загальний коефіцієнт світлопропускання,

де $\tau_1 = 0,83$ - коефіцієнт світлопропускання матеріалу,

$\tau_2 = 1$ - коефіцієнт, що враховує втрату світла в переплетах світлопроєму,

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

$\tau_4=1$ - коефіцієнт, що враховує втрату світла в сонцезахисних пристроях,
 $\tau_5=1$ - коефіцієнт, що враховує втрату світла в захисній сітці під ліхтарями.
 $k_{зд}=1$ - 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 підстиляючого шару, що прилягає до будівлі.

Для визначення r_1 знаходять середній коефіцієнт відбиття:

$$\rho_{\text{ср}} = \frac{0,5 \cdot \rho_1 \cdot S_1 + \rho_2 \cdot S_2 + \rho_3 \cdot S_3}{S_1 + S_2 + S_3} = \frac{0,5 \cdot 0,7 \cdot 1944 + 0,5 \cdot 1198,8 + 0,3 \cdot 1944}{1944 + 1198,8 + 1944} = 0,366;$$

де $\rho_1, \rho_2, \rho_3, S_1, S_2, S_3$ – відповідно коефіцієнт відбиття та площі поверхонь стелі, стін та підлоги.

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

1.7. Теплотехнічний розрахунок

Район будівництва – м. Львів. Температура повітря найбільш холодної п'ятиднівки $t_H = -200\text{C}$

Будівля відноситься до I групи за внутрішньою температурою і відносною вологістю повітря, $t_b=160$, $\phi \leq 49\%$. Умови експлуатації Б.

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

Попередньо приймаємо панелі з аглопоритобетону: $\gamma=1200 \text{ кг}/\text{м}^3$, $\delta=200 \text{ мм}$, $R=0,74 \text{ м}^2 \cdot \text{K}/\text{Вт}$, $\lambda=0,46$.

Опір теплопередачі огороження:

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

де $\alpha_b=8,7 \text{ Вт}/\text{м}^2 \cdot \text{K}$ – коефіцієнт теплопередачі у внутрішньої поверхні огороження;

$\alpha_n=23,2 \text{ Вт}/\text{м}^2 \cdot \text{K}$ – коефіцієнт теплопередачі у зовнішньої поверхні;

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

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

Параметри прийнятої конструкції відповідають умовам експлуатації та розрахунковій температурі.

РОЗДІЛ 2.

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

					КНУ.БР.192.26.196с.14 КЗ									
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Розрахунково- конструктивний розділ					Літ.	Арк.	Аркушів		
Розроб.		Мязіна										25		
Перевірив		Попруга								КПЦМБ БІ-22-1				
Керівник		Попруга												
Зав. каф.		Валовой												

2.1. Вихідні дані для проєкту:

№	Назва параметра	Значення
1	Клас наслідків (відповідальності)	СС1
2	Місто	Львів
3	Рибриста плита покриття, м	3 х 6
3.1	Бетон ребристої плити покриття, класу	C12/15
3.2	Утеплювач – пінобетонні плити, товщиною мм	50,0
3.3	Пароізоляція, кг/м ²	0,15
3.4	Цементно-піщана стяжка, товщиною, мм	20,0
3.5	Відкладення промислового пилу, кг/м ²	10,0
4	Двоскатна балка покриття, м	18,0
4.1	Бетон двосхилої балки покриття, класу	C30/37
5	Поперечна рама	
5.1	Висотна відмітка головки кранової рейки, м	16,8
5.2	Висота підкранової балки, м	1,00
6	Колона, ряд	A
6.1	Бетон колони, класу	C12/15

2.2. Розрахунок ребристої плити покриття 3 х 6 м

2.2.1 Вихідні дані

Номінальні розміри панелі: довжина $l_n = 6$ м, ширина $b_n = 3$ м. Висота панелі (поздовжніх ребер) приймається $h = 300$ мм ($h \geq l_n / 20$). Поперечні та поздовжні ребра трапецієвидного перерізу. Висота середніх поперечних ребер – 170 мм. Ширина поздовжніх ребер: внизу – 75 мм; вгорі – 105 мм. Плита панелі прийнята завтовшки 30 мм (див. рис. 1).

Клас бетону за міцністю на стиск C12/15. Бетон важкий, підданий тепловій обробці при атмосферному тиску, $R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,15$ МПа = 0,115 кН/см²; $R_b = 7,7$ МПа = 0,77 кН/см²; $R_{bt} = 0,67$ МПа = 0,067 кН/см²; $E_b = 20500$ МПа = 2050 кН/см². Коефіцієнт умов праці бетону приймається $\gamma_{b2} = 0,9$ (так як навантаження нетривалої дії відсутні).

Напружувана арматура – стрижнева термічно зміцнена арматура класу A800C, $R_{s,n} = 785$ МПа = 78,5 кН/см²; $R_n = 680$ МПа = 68 кН/см²; $E_s = 190000$ МПа = 19000 кН/см². Ненапружувана стрижнева арматура класу A400C, $R_s = 365$ МПа = 36,5 кН/см² і холоднонатягнутий армований дріт періодичного профілю класу Вр-1 діаметром 4 мм, $R_s = 365$ МПа = 36,5 кН/см²; поперечна арматура з дроту – Вр-1 діаметром 3 мм $R_{sw} = 270$ МПа = 27 кН/см².

Натяг арматури виконується на упори електротермічним способом. Спуск натягу арматури здійснюється при міцності бетону:

$R_{bp} = 0,7B = 0,7 \times 15 = 10,5$ МПа = 1,05 кН/см², де B – прийнятий клас бетону. Керовану напругу для стрижневої арматури приймаємо рівною $\sigma_{sp} =$

$0,7R_{s,n} = 0,7 \times 78,5 = 55,0 \text{ кН/см}^2$ (для високоякісного дроту підвищеної міцності слід прийняти $\sigma_{sp} = 0,75 \times R_{s,n}$).

Ребриста панель належить до третьої категорії вимог до тріщинозміцності конструкцій. При арматурі А800С $[a_{cre1}] = 0,3 \text{ мм}$, $[a_{cre2}] = 0,2 \text{ мм}$.

Будівля зводиться в IV районі снігового покриву. Коефіцієнт надійності з призначення приймається $\gamma_n = 1$, що відповідає класу СС1 відповідальності будівель, та категорії А відповідальності конструкцій.

2.2.2. Визначення навантажень

Панель покриття розраховується на дію постійних навантажень. Постійне навантаження формується власною вагою панелі та масою теплоізоляційного шару. Тимчасове навантаження створюється вагою снігового покриву та пилових відкладень.

Конструкція та склад теплоізоляційного шару визначаються залежно від типу та функціонального призначення промислової будівлі, а також від умов її розташування. Величина навантажень від снігу та пилу безпосередньо залежить від кліматичних особливостей місця будівництва.

Виконуємо розрахунок постійного навантаження панелі за її вагою

Щільність залізобетону з важкого бетону $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$. Нормативне навантаження від власної ваги панелі з бетоном замонолічування на 1 м^2 покриття.

Розрахунок тимчасового навантаження.

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття на для IV снігового району:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1,04 \times 1,31 \times 1 = 1,362 \text{ кПа},$$

де $\gamma_{fm} = 1,04$ (при $T_{ef} = 60$ років) – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження;

$S_0 = 1310 \text{ Па}$ (для Львова) – снігове навантаження;

$$C = \mu \times C_e \times C_{alt} = 1 \times 1 \times 1 = 1.$$

Нормативне значення навантаження від пилу $d_n = 0,1 \text{ кПа}$.

Повне навантаження на 1 м^2 покриття визначено та наведено у таблиці. При цьому розрахункові значення отримані з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням, прийнятого рівним $\gamma_n = 1$, що відповідає нормативним вимогам до конструкцій даного типу.

Таблиця 2.1 Розподільне навантаження на 1м² покриття для першої групи граничних станів.

Вид навантаження	Коеф. надійн.з навант. γ_{fm}	Навантаження, кН/м ²	
		Характеристичне	Граничне розр. значення навантажень, $\gamma_n = 1$
Постійне Шар гравію, затоплений у дьогтьову мастику	1,2	0,15	0,18
3-х шаровий рубероїд	1,2	0,1	0,12
Цементно-піщана стяжка $t = 2$ см, $\rho = 1,8$ т/м ³ ($0,02 \times 1 \times 1,8 \times 9,81 = 0,353$)	1,3	0,353	0,459
Мінеральний утеплювач – пінобетонні плити $t = 5$ см, $\rho = 0,55$ т/м ³ ($0,05 \times 1 \times 0,55 \times 9,81 = 0,27$)	1,2	0,27	0,324
Пароізоляція	1,2	0,0015	0,002
Ребристі плити покриття	1,1	1,57	1,727
Змінні тривалі Відкладення промислового пилю	1,2	0,1	0,12
Змінні короткочасні Снігове навантаження	1,14	1,362	1,553
Загальне		3,907	4,485

Таблиця 2.2 Розподільне навантаження на 1м² покриття для другої групи граничних станів

Вид навантаження	Коеф. надійн.з навант. γ_{fm}	Навантаження, кН/м ²	
		Характеристичне	Граничне розр. значення навантажень, $\gamma_n = 0,95$
Постійне Шар гравію, затоплений у дьогтьову мастику	1,0	0,15	0,143
3-х шаровий рубероїд	1,0	0,1	0,095

Цементно-піщана стяжка $t = 2 \text{ см}, \rho = 1,8 \text{ т/м}^3$ ($0,02 \times 1 \times 1,8 \times 9,81 = 0,353$)	1,0	0,353	0,335
Мінеральний утеплювач — пінобетонні плити $t = 5 \text{ см}, \rho = 0,55 \text{ т/м}^3$ ($0,05 \times 1 \times 0,55 \times 9,81 = 0,27$)	1,0	0,27	0,257
Пароізоляція	1,0	0,0015	0,0014
Ребристі плити покриття	1,0	1,57	1,492
Змінні тривалі Відкладення промислового пилу	1,0	0,1	0,095
Змінні короткочасні Снігове навантаження	0,49	1,362	0,634
Загальне		3,907	3,052

2.2.3. Розрахунок плити панелі

Плита панелі, що має товщину $t = 30 \text{ мм}$, виконується як одна багатопролітна нерозрізна конструкція. Її вічка-ділянки жорстко зацемлені вздовж усього контуру за допомогою поперечних та поздовжніх ребер, що забезпечує просторову жорсткість та надійність роботи елемента у складі покриття.

Розміри ділянок плити у світлі між гранями ребер (див. рис. 2.1):

- середніх уздовж панелі:

$$\ell_{01} = 150 - 9 = 141 \text{ см} = 1,41 \text{ м};$$

$$\ell_{02} = 298 - 2(1,5 + 10,5) = 274 \text{ см} = 2,74 \text{ м};$$

$$\ell_{02}/\ell_{01} = 2,74/1,41 = 1,94 < 3;$$

- крайніх:

$$\ell_{01} = 148,5 - 1 - 17,5 - \frac{9}{2} = 125,5 \text{ см} = 1,255 \text{ м};$$

$$\ell_{02} = 274 \text{ см} = 2,74 \text{ м};$$

$$\ell_{02}/\ell_{01} = 2,74/1,255 = 2,18 < 3;$$

Розрахункове постійне навантаження на 1 м^2 , враховуючи вагу плити товщиною 30 мм ,

$$g = g_I + h_p \cdot 1 \times 1 \times 2,5 \times \gamma_f \times 9,81 \times \gamma_n = 1,09 + 0,03 \times 2,5 \times 1,1 \times 9,81 \times 1 = 1,9 \text{ кН/м}^2,$$

де $g_I = 0,18 + 0,12 + 0,459 + 0,324 + 0,002 = 1,09 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункові згинальні моменти знаходимо по двом комбінаціям навантаження.

I. При дії постійного і тимчасового снігового навантаження.

$$\frac{(g+v)l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) = (2M_I + M_{I'} + M_{I''})l_{02} + (2M_2 + M_{II'} + M_{II''})l_{01}.$$

Позначення та розташування моментів, що діють у плиті, показані на рис.2.2.

Розглянемо спочатку середні ділянки. Приймаємо такі співвідношення між моментами:

$$M_2/M_I = 0,4; \quad M_I = M_{I'} = M_{I''}; \quad M_2 = M_{II'} = M_{II''} = 0,4M_I.$$

Тоді умову рівноваги можна записати:

$$\frac{(g+v)l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) = (4l_{02} + 1,6l_{01}) * M_I.$$

Звідси:

$$M_I = \frac{(g+v)l_{01}^2 * (3l_{02} - l_{01})}{12 * (4l_{02} + 1,6l_{01})} = \frac{(1,9+1,553) * 1,41^2 * (3 * 2,74 - 1,41)}{12 * (4 * 2,74 + 1,6 * 1,41)} = 0,295 \text{ кН*м.}$$

Розглянемо крайні ділянки. Приймаємо ті самі співвідношення між моментами й враховуємо, що на торцевому ребрі $M_I=0$. Умову рівноваги можна записати:

$$\frac{(g+v)l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) = (3l_{02} + 1,6l_{01}) * M_I;$$

$$M_I = \frac{(g+v)l_{01}^2 * (3l_{02} - l_{01})}{12 * (3l_{02} + 1,6l_{01})} = \frac{(1,9+1,553) * 1,255^2 * (3 * 2,74 - 1,255)}{12 * (3 * 2,74 + 1,6 * 1,255)} = 0,308 \text{ кН*м.}$$

II. При дії постійного та тимчасового зосередженого навантаження від ваги робітника з інструментом.

Умову рівноваги:

$$\frac{g * l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) + F * \frac{l_{01}}{2} = (2M_I + M_{I'} + M_{I''})l_{02} + (2M_2 + M_{II'} + M_{II''})l_{01}.$$

Співвідношення між моментами ті самі, що й при комбінації I.

Для середніх прольотів:

$$M_I = \frac{\frac{g * l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) + F * \frac{l_{01}}{2}}{4l_{02} + 1,6l_{01}} = \frac{\frac{1,9 * 1,41^2}{12}(3 * 2,74 - 1,41) + 1,2 * \frac{1,41}{2}}{4 * 2,74 + 1,6 * 1,41} = 0,226 \text{ кН*м,}$$

де F - зосереджене навантаження від робітника з інструментом ($F = 1 * \gamma_{fm} * \gamma_n = 1 * 1,2 * 1 = 1,2$).

Для крайніх прольотів:

$$\frac{\frac{g * l_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) + F * \frac{l_{01}}{2}}{3l_{02} + 1,6l_{01}} = \frac{\frac{1,9 * 1,255^2}{12}(3 * 2,74 - 1,41) + 1,2 * \frac{1,255}{2}}{3 * 2,74 + 1,6 * 1,255} = 0,24 \text{ кН*м.}$$

Таким чином, розрахунковою є комбінація I з визначенням арматури за моментами для крайніх прольотів.

Виходячи з прийнятих співвідношень між моментами, отримаємо:

$$M_I = M_{II} = 0,308 \text{ кН*м};$$

$$M_2 = M_{II} = M_{II}' = 0,4 \times 0,308 = 0,123 \text{ кН*м};$$

Під час підбору перерізів арматури плит приопорні моменти, визначені розрахунком, слід зменшити:

- у перерізах крайніх прольотів і перших проміжних опор на 10 %, тобто помножити на коефіцієнт 0,9;
- у перерізах середніх прольотів на 20 %.

Арматура, спрямована вздовж панелі покриття.

1. Мінімальна робоча висота плити при розташуванні арматурної сітки посередині товщини плити та діаметрі арматури 4 мм визначається за формулою:

$$h_0 = \frac{h}{2} - \frac{d}{2} = \frac{30}{2} - \frac{4}{2} = 13 \text{ мм.}$$

2. Характеристика стиснутої зони бетону

$$\omega = \alpha_1 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \times 7,7 = 0,788, \text{ де } \alpha_1 = 0,85 \text{ для важкого бетону.}$$

3. При бетоні класу С12/15 ($\square_{b2}=0,9$) та арматурі класу Вр-1 граничне значення відносної висоти стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,788}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,788}{1,1}\right)} = 0,653,$$

де $\sigma_{scu} = 500 \text{ МПа}$ при $\square_{b2} < 1$.

4. Обчислюємо величину:

$$\alpha_m = \frac{0,9 \cdot M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,9 \cdot 0,308 \cdot 10^6}{7,7 \cdot 1000 \cdot 13^2} = 0,213.$$

5. При $\alpha_m = 0,213$ відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = 0,243 < \xi_{opt} = 0,35,$$

де $\xi_{opt} = 0,35$ – максимальне значення рекомендованої оптимальної висоти стиснутої зони бетону для плити.

6. Умова $\xi = 0,243 < \xi_R = 0,653$ виконується.

7. При $\alpha_m = 0,213$ коефіцієнт $\zeta = 0,879$.

8. Площа перерізу арматури:

$$A_{sI} = \frac{0,9 \cdot M_1}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,9 \cdot 0,308 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,879 \cdot 13} = 66,46 \text{ мм}^2.$$

9. Коефіцієнт армування:

$$\mu = \frac{A_{s1}}{bh_0} = \frac{66,46}{1000 \cdot 13} = 0,0051 > \mu_{min} = 0,0005.$$

10. Приймаємо арматуру Ø4 Вр-1 з кроком 150 мм,

$$A_{s1} = 83,8 \text{ мм}^2 > 66,46 \text{ мм}^2.$$

Арматура, спрямована впоперек панелі покриття.

1. Мінімальна робоча висота плити з урахуванням діаметра арматури 3 мм

$$h_0 = \frac{h}{2} - \frac{d}{2} = \frac{30}{2} - \frac{3}{2} = 13,5 \text{ мм}.$$

Пункт 2 без змін (так само, як і для арматури, спрямованої вздовж панелі покриття).

$$3. \alpha_m = \frac{0,9 \cdot M_2}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,9 \cdot 0,123 \cdot 10^6}{7,7 \cdot 1000 \cdot 13,5^2} = 0,079.$$

Пункт 4 не розглядаємо, оскільки $\zeta \leq \zeta_R$ очевидно.

5. При $\alpha_m = 0,079$ коефіцієнт $\zeta = 0,959$.

6. Площа арматури:

$$A_{s2} = \frac{0,9 \cdot M_2}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{0,9 \cdot 0,123 \cdot 10^6}{375 \cdot 0,959 \cdot 13,5} = 22,8 \text{ мм}^2.$$

7. Коефіцієнт армування:

$$\mu = \frac{A_{s2}}{bh_0} = \frac{22,8}{1000 \cdot 13,5} = 0,00168 > \mu_{min} = 0,0005.$$

8. Приймаємо арматуру Ø3 Вр-1 з кроком 200 мм,

$$A_{s2} = 35,3 \text{ мм}^2 > 22,8 \text{ мм}^2.$$

Остаточно для армування плити приймаємо сітку:

$$C \frac{4 \text{ Вр1} - 150}{3 \text{ Вр1} - 200} 2970 \times 5950.$$

2.2.4 Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля в поперечному ребрі

Розраховуємо середнє поперечне ребро, як найбільш навантажене.

Розрахункові схеми ребра показані на рис. 3. Трапецієвидна форма епюри пояснюється опиранням на ребро плит, опертих по контуру.

Розрахунковий проліт прийнятий рівним відстані в світлі між поздовжніми ребрами:

$$\ell_0 = \ell_{02} = 274 \text{ см}.$$

Розрахункові навантаження на ребро складаються з навантаження від власної ваги ребра і навантаження на плиту, зібраної з ширини $\ell_1 = 1,5 \text{ м}$.

Маса 1 м поперечного ребра з урахуванням $\gamma_n = 1$.

$$g_1 = \frac{0,05+0,09}{2} (0,15-0,03) \times 2,5 \times 1,1 \times 9,81 \times 1 = 0,227 \text{ кН/м.}$$

Навантаження від маси плити та ізоляційного килима:

$$g_2 = 1,9 \times 1,5 = 2,85 \text{ кН/м.}$$

Розрахункове снігове навантаження:

$$s = 1,553 \times 1,5 = 2,33 \text{ кН/м.}$$

Зусилля від розрахункових постійного та снігового навантажень (рис.3,а):

$$M = \frac{(g_1+g_2+s)l_0^2}{8} - \frac{(g_2+s)l_1^2}{24} = \frac{(0,227+2,85+2,33)*2,74^2}{8} - \frac{(2,85+2,33)*1,5^2}{24} = 4,59 \text{ кН*м.}$$

$$Q = \frac{(g_1+g_2+s)l_0}{2} - \frac{(g_2+s)l_1}{4} = \frac{(0,227+2,85+2,33)*2,74}{2} - \frac{(2,85+2,33)*1,5}{4} = 5,46 \text{ кН.}$$

Зусилля від постійного та зосередженого (ваги робітника з інструментом) навантажень (рис.3,б):

$$M = \frac{(g_1+g_2)l_0^2}{8} - \frac{g_2l_1^2}{24} + F*\frac{l_0}{5} = \frac{(0,227+2,85)*2,74^2}{8} - \frac{2,85*1,5^2}{24} + 1,2*\frac{2,74}{5} = 3,28 \text{ кН*м.}$$

(при визначенні моменту від зосередженого навантаження враховано часткове защемлення ребра);

$$Q = \frac{(g_1+g_2)l_0}{2} - \frac{g_2l_1}{4} + F = \frac{(0,227+2,85)*2,74}{2} - \frac{2,85*1,5}{4} + 1,2 = 4,35 \text{ кН.}$$

(при визначенні поперечної сили зосереджене навантаження розташоване біля опори).

Таким чином, розрахунковою за М і Q є комбінація І.

2.2.5. Розрахунок на міцність нормальних перерізів поперечного ребра

Поперечне ребро $h = 170$ мм працює в стиснутій зоні разом з ділянкою плити товщиною $h_f = 30$ мм.

Оскільки відношення $h_f / h = 30/170 = 0,18 > 0,1$, то, згідно з рекомендаціями, розрахункова ширина полиці таврового перерізу:

$$b_f = \frac{1}{3} \times l_0 + b = \frac{1}{3} \times 2740 + 90 = 1003 \text{ мм.}$$

1. Робоча висота ребра при арматурі діаметром 12 мм

$$h_0 = h - a = 170 - (15 + \frac{12}{2}) = 149 \text{ мм,}$$

де 15 мм – захисний шар бетону.

2. При бетоні класу C12/15 ($\gamma_{b2} = 0,9$) та арматурі класу A400C з урахуванням розрахунку міцності плити:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,788}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,788}{1,1}\right)} = 0,653,$$

де $\sigma_{sR} = R_s = 365$ МПа.

3. Умова:

$$M = 4,59 \times 10^6 \text{ Н*мм} < R_b \times b_f \times h_f \times (h_0 - 0,5h_f) = 7,7 \times 1003 \times 30 \times (149 - 0,5 \times 30) = 31,05 \times 10^6 \text{ Н*мм}.$$

виконується, тобто нейтральна вісь проходить у полиці і розрахунковий переріз – прямокутник шириною $b_f = 1003$ мм.

4. Обчислюємо величину:

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{4,59 \times 10^6}{7,7 \times 1003 \times 139^2} = 0,03.$$

5. При $\alpha_m = 0,03$: $\xi = 0,03$.

6. Умова $\xi = 0,03 < \xi_R = 0,653$ виконується.

7. При $\alpha_m = 0,03$ коефіцієнт $\zeta = 0,985$.

8. Площа перерізу арматури:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{4,59 \times 10^6}{365 \times 0,985 \times 149} = 85,68 \text{ мм}^2.$$

9. Коефіцієнт армування при $b = (9+5)/2 = 7$ см:

$$\mu = \frac{A_{s1}}{b h_0} = \frac{85,68}{70 \times 149} = 0,0082 > \mu_{min} = 0,0005.$$

10. Приймаємо в нижній зоні ребра:

1 Ø 12 A400C, $A_s = 113,1 \text{ мм}^2 > 85,68 \text{ мм}^2$.

2.2.6. Розрахунок похилих перерізів поперечного ребра на міцність

1. Розрахункова висота ребра: $h_0 = 149$ мм,

2. Розподілене навантаження:

$$q_l = g_l + g_2 + s/2 = 0,227 + 2,85 + 2,33/2 = 4,24 \text{ кН/м}.$$

3. Оскільки:

$$q_l = 4,24 \text{ Н/мм} < q_a = 0,16 \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b = 0,16 \times 1,5 \times (1 + 0) \times 0,67 \times 70 = 11,34 \text{ кН/м},$$

то довжину проєкції найбільш небезпечного похилого перерізу приймаємо:

$$c = 2,5h_0 = 2,5 \times 149 = 372,5 \text{ мм}.$$

Коефіцієнт $\varphi_{b4} = 1,5$ (для важкого бетону), а коефіцієнт $\varphi_n = 0$, оскільки відсутня поздовжня стискаюча сила.

4. Перевіряємо необхідність постановки поперечної арматури за розрахунком:

$Q = Q_{max} - q_{1c} = 5460 - 4,24 \times 372,5 = 3880 \text{ Н} < Q_b = \varphi_{b4}(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c =$
 $= 1,5(1+0) \times 0,67 \times 70 \times 149^2 / 372,5 = 4193 \text{ Н}$, тобто поперечна арматура встановлюється тільки за конструктивними вимогами. Приймаємо поперечні стрижні з дроту класу Вр-І діаметром 4 мм з кроком 75 мм.

2.2.7. Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля в поздовжніх ребрах

Розрахункова схема наведена на рис. 2.4.

Розрахунковий проліт ребра по осях опор:

$$l_0 = 5,97 - 2 \times 0,05 = 5,87 \text{ м},$$

де 0,05 – відстань від осі опори до торця панелі.

Підрахунок навантажень на 1 м панелі наведено в табл. 2.3 з урахуванням даних табл. 2.1.

Таблиця 2.3

Вид навантаження	Коеф. надійн. з навант. γ_{fn}	Навантаження, кН/м ²	
		Характеристичне	Граничне розр. значення навантажень, $\gamma_n = 1$
Ребристі плити покриття	1,1	$1,57 \times 3 = 4,71$	$g_1 = 5,18$
Ізоляційний килим	1,2	$0,87 \times 3 = 2,61$	$g_2 = 3,13$
Всього		$g_n = 7,32$	$g = 8,31$
Змінні короткочасні Снігове навантаження	1,14	$s_n = 1,362 \times 3 = 4,09$	$s = 4,66$
Загальне		$q_n = 11,41$	$q = 12,97$

Зусилля в поздовжніх ребрах:

- від повного навантаження при $\gamma_f > 1$:

$$M_q = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{12,97 \times 5,87^2}{8} = 55,86 \text{ кН*м};$$

$$Q_q = \frac{q l_0}{2} = \frac{12,97 \times 5,87}{2} = 38,07 \text{ кН};$$

- від повного навантаження при $\gamma_f = 1$:

$$M_{qn} = \frac{q_n l_0^2}{8} = \frac{11,41 \times 5,87^2}{8} = 49,14 \text{ кН*м};$$

$$Q_{qn} = \frac{q_n l_0}{2} = \frac{11,41 \times 5,87}{2} = 33,48 \text{ кН};$$

- від постійного навантаження g_n при $\gamma_f = 1$:

$$M_{gn} = \frac{g_n l_0^2}{8} = \frac{7,32 \cdot 5,87^2}{8} = 31,53 \text{ кН*м};$$

$$Q_{gn} = \frac{g_n l_0}{2} = \frac{7,32 \cdot 5,87}{2} = 21,48 \text{ кН}.$$

2.2.8. Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер на міцність

Поперечний переріз панелі зводимо до таврової форми, і в розрахунок вводимо ширину плити зверху (рис. 5), помножену на коефіцієнт $W = 0,65$, що враховує нерівномірний розподіл стискуючих напружень по ширині тонкої полиці:

$$b_f = (2980 - 2 \times 15) \times 0,65 = 1918 \text{ мм}.$$

1. Робоча висота ребра:

$$h_0 = h - a = 300 - (20 + \frac{14}{2}) = 273 \text{ мм}.$$

2. Коефіцієнт:

$$\omega = \alpha_l - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \times 7,7 = 0,788.$$

3. Напруження при електротермічному способі натягування:

$$p = 30 + \frac{90}{l} = 30 + \frac{90}{6} = 45 \text{ МПа},$$

де $l = 6 \text{ м}$ – довжина натягуваного стрижня.

4. Коефіцієнт:

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \times \frac{p}{\sigma_{sp}} (1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}) = 0,5 \times \frac{45}{550} (1 + \frac{1}{\sqrt{2}}) = 0,07,$$

де $n_p = 2$ – попередньо прийнята кількість стрижнів напружуваної арматури у двох поздовжніх ребрах.

5. Оскільки $\Delta \gamma_{sp} = 0,07 < 0,1$ мінімально допустимого значення у найгіршому випадку, то приймаємо:

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,1.$$

6. Втрати попереднього напруження від деформації анкерів, розташованих біля натяжних пристроїв:

$$\sigma_s = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{3,35}{6000} \times 19 \times 10^4 = 106 \text{ МПа},$$

де $\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \times 14 = 3,35 \text{ мм}$ (тут $d = 14 \text{ мм}$ – попередньо прийнятий діаметр поздовжньої робочої арматури).

7. Втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм $\sigma_s = 30 \text{ МПа}$ (за відсутності даних про форму).

8. Попереднє напруження в напружуваній арматурі до обтиснення бето-ну при коефіцієнті точності натягування $\gamma_{sp} < 1$ і з урахуванням втрат σ_3 і σ_5 :

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp}(1 - \Delta\gamma_{sp}) - \sigma_3 - \sigma_5 = 550(1 - 0,1) - 106 - 30 = 359 \text{ МПа.}$$

9. Напруження:

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \frac{359}{680} - 1200 < 0.$$

Приймаємо $\Delta\sigma_{sp} = 0$.

10. Попереднє напруження в арматурі при невідомому значенні повних втрат для розрахунку напруження σ_{sR} приймаємо:

$$\sigma_{sP} = 0,6R_s = 0,6 \times 680 = 408 \text{ МПа.}$$

11. Напруження:

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sP} - \Delta\sigma_{sp} = 680 + 400 - 408 - 0 = 672 \text{ МПа.}$$

12. При коефіцієнті $\gamma_{b2} = 0,9$ напруження:

$$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа.}$$

13. Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,788}{1 + \frac{672}{500} \left(1 - \frac{0,788}{1,1}\right)} = 0,571,$$

14. Умова:

$$M = 55,86 \times 10^6 \text{ Н*мм} < R_b \times b_f \times h_f \times (h_0 - 0,5h_f) = 7,7 \times 1918 \times 30 \times (273 - 0,5 \times 30) = 114,31 \times 10^6 \text{ Н*мм.}$$

Умова виконується, тобто нейтральна вісь знаходиться в полиці, а розрахунковий переріз має вигляд прямокутника шириною $b_f = 1918$ мм і висотою 300 мм.

15. Величина:

$$\alpha_m = \frac{M_q}{R_b \times b_f \times h_0^2} = \frac{55,86 \times 10^6}{7,7 \times 1918 \times 273^2} = 0,0507.$$

16. При $\alpha_m = 0,0507$ відносна висота стиснутої зони: $\xi = 0,053$,

17. Умова $\xi = 0,053 < \xi_R = 0,571$ виконується.

18. Обчислюємо коефіцієнт умов роботи:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \times \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) = 1,15 - (1,15 - 1) \left(2 \times \frac{0,053}{0,571} - 1\right) = 1,27,$$

де $\eta = 1,15$ для арматури класу А800С.

19. Оскільки:

$$\gamma_{s6} = 1,27 > \eta = 1,15,$$

то приймаємо $\gamma_{s6} = 1,15$.

20. При $\alpha_m = 0,0507$: коефіцієнт $\zeta = 0,974$.

21. Потрібна площа перерізу поздовжньої попередньо напруженої арматури:

$$A_{sp1} = \frac{M_q}{\zeta \gamma_{s6} R_s h_0} = \frac{55,86 \cdot 10^6}{0,974 \cdot 1,15 \cdot 680 \cdot 273} = 268,6 \text{ мм}^2$$

(не враховуємо роботу звичайної поздовжньої арматури).

22. Коефіцієнт армування:

$$\mu = \frac{A_{sp1}}{b h_0} = \frac{268,6}{180 \cdot 273} = 0,0054 > \mu_{min} = 0,0005,$$

де $b = 2(75+105)/2 = 180$ мм – розрахункова сумарна ширина двох ребер.

23. Приймаємо попередньо напружену арматуру поздовжніх ребер із 2Ø14 A800C:

$$A_{sp} = 308 \text{ мм}^2 > A_{sp1} = 268,6 \text{ мм}^2, \text{ (по одному стержню в кожному ребрі).}$$

2.2.9. Розрахунок на міцність похилих перерізів поздовжніх ребер

1. Робоча висота ребра: $h_0 = 273$ мм.

2. Розподілене навантаження:

$$q_l = g + \frac{s}{2} = 8,31 + \frac{4,66}{2} = 10,66 \text{ кН/м (Н/мм).}$$

3. Оскільки:

$$q_l = 10,66 \text{ Н/мм} < q_a = 0,16 \times \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b = 0,16 \times 1,5 (1 + 0,379) \times 0,67 \times 180 = 39,91 \text{ Н/мм},$$

то приймаємо довжину проєкції $c = 2,5 h_0 = 2,5 \times 273 = 682,5$ мм.

Тут коефіцієнт:

$$\varphi_n = 0,1 \times \frac{P}{R_{bt} b h_0} = 0,1 \times \frac{124740}{0,67 \cdot 180 \cdot 273} = 0,379 < 0,5,$$

де зусилля обтиснення P прийнято при орієнтовних значеннях сумарних втрат

$\sigma_l = 100$ МПа і коефіцієнті $\gamma_{sp} < 1$, тобто:

$$P = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) A_{sp} = 0,9 (550 - 100) \times 308 = 124740 \text{ Н.}$$

4. Перевіряємо необхідність встановлення поперечної арматури за розрахунком:

$$Q = Q_{max} - q_l c = 38070 - 10,66 \times 682,5 = 30795 \text{ Н} > Q_b = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 (1 + 0,379) \times 0,67 \times 180 \times 273^2 / 682,5 = 27241 \text{ Н},$$

тобто поперечна арматура встановлюється тільки за розрахунком.

5. Розраховуємо поперечну арматуру:

$$k = 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,04 + 0,379 = 1,42,$$

$$\text{де } \varphi_f = 0,75 \frac{(b' - b) h_f}{b h_0} = 0,75 \frac{(90) \cdot 30}{180 \cdot 273} = 0,04,$$

де $(b' - b) = 2950 - 180 = 2770 > 3 h_f = 3 \times 30 = 90$ мм, тому приймаємо $(b' - b) = 90$ мм.

$$M_b = \varphi_{b2} k R_{bt} b h_0^2 = 2 \times 1,42 \times 0,67 \times 180 \times 273^2 = 2553 \times 10^4 \text{ Н*мм.}$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{2553 \times 10^4 \times 10,66} = 32994 \text{ Н.}$$

$$Q_{max} = 38070 \text{ Н} < \frac{Q_{b1}}{0,6} = 54990 \text{ Н.}$$

$$q_{sw1} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b} = \frac{38070^2 - 32994^2}{4 \times 2553 \times 10^4} = 3,53 \text{ Н/мм.}$$

$$q_{sw2} = \frac{(Q_{max} - Q_{b1})^2}{M_b} = \frac{(38070 - 32994)^2}{2553 \times 10^4} = 1,01 \text{ Н/мм.}$$

$$q_{sw1} > q_{sw2}, \text{ тому } q_{sw3} = q_{sw1}$$

$$q_{sw3} = 3,53 \text{ Н/мм.}$$

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3} k R_{bt} b h_0 = 0,6 \times 1,42 \times 0,67 \times 180 \times 273 = 28051 \text{ Н/мм.}$$

$$q_{sw,min} = \frac{Q_{b,min}}{2 \times h_0} = \frac{28051}{2 \times 273} = 51,38 \text{ Н/мм} > q_{sw3} = 3,53 \text{ Н/мм.}$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} \times q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1\right)^2 - \left(\frac{Q_{max}}{2h_0}\right)^2} =$$

$$= \frac{38070}{2 \times 273} + \frac{2}{0,6} \times 10,66 - \sqrt{\left(\frac{38070}{2 \times 273} + \frac{2}{0,6} \times 10,66\right)^2 - \left(\frac{38070}{2 \times 273}\right)^2} = 26,4 \text{ Н/мм.}$$

$$S = R_{sw} n A_{sw1} / q_{sw} = 265 \times 1 \times 12,6 / 26,4 = 12,65 \text{ см,}$$

де $A_{sw1} = 12,6$ для Вр-1 Ø 4.

Розрахунковий максимально допустимий крок поперечних стрижнів на ділянці біля підпори:

$$S_{max} = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / Q = 1,5 (1 + 0,4) \times 0,67 \times 180 \times 273^2 / 38070 = 49,58 \text{ см.}$$

За конструктивними вимогами крок поперечних стрижнів в приймається не більш:

$$h/2 = 30/2 = 15 \text{ см і не більш 15 см. Приймається крок поперечних стрижнів } S_1 = 10 \text{ см.}$$

2.2.10. Геометричні характеристики поперечного перерізу панелі

Переріз панелі (рис. 2.1, переріз 3-3) зводимо до еквівалентного тавро-вого (рис. 2.5).

1. Площа перерізу бетону:

$$A = \sum_{i=1}^n A_i = b_f \times h_f + b(h - h_f) = 2950 \times 30 + 180 \times (300 - 30) = 137100 \text{ мм}^2.$$

2. Площа перерізу всієї поздовжньої арматури, що перетинає поперечний переріз панелі: 2 Ø14 А800С ($A_{sp} = 308 \text{ мм}^2$); 2 Ø5 Вр-І ($A_s = 39,3 \text{ мм}^2$) – нижня поздовжня арматура каркасів двох поздовжніх ребер; 2 Ø5 Вр-І і 20 Ø4 Вр-І ($A'_s = 39,3 + 251,4 = 280,7 \text{ мм}^2$) – верхні стрижні каркасів двох поздовжніх ребер і арматура плити панелі.

Тоді:

$$A_{sp} + A_s + A'_s = 308 + 39,3 + 280,7 = 628 \text{ мм}^2.$$

3. Оскільки:

$0,008A = 0,008 \times 137100 = 1097 \text{ мм}^2 > 628 \text{ мм}^2$, то геометричні характеристики приведенного перерізу панелі спрощено визначаємо без урахування поздовжньої арматури.

4. Площа приведенного перерізу панелі:

$$A_{red} = A = 137100 \text{ мм}^2.$$

5. Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані панелі:

$$S_{red,00} = b_f \times h_f \left(h - \frac{h_f}{2}\right) + b(h - h_f) \frac{h - h_f}{2} = 2950 \times 30 \times \left(300 - \frac{30}{2}\right) + 180 \times (300 - 30) \frac{300 - 30}{2} = 3178 \times 10^4 \text{ мм}^3.$$

6. Відстань від центра ваги приведенного перерізу до нижньої грані:

$$y_0 = \frac{S_{red,00}}{A_{red}} = \frac{3178 \times 10^4}{137100} = 231,8 \text{ мм}.$$

7. Момент інерції приведенного перерізу відносно його центра ваги:

$$I_{red} = \frac{b_f (h_f)^3}{12} + b_f \times h_f \times \left(h - y_0 - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \frac{b(h - h_f)^3}{12} + b(h - h_f) \left(y_0 - \frac{h - h_f}{2}\right)^2 = \frac{2950(30)^3}{12} + 2950 \times 30 \times \left(300 - 231,8 - \frac{30}{2}\right)^2 + \frac{180 \times (300 - 30)^3}{12} + 180 \times (300 - 30) \left(231,8 - \frac{300 - 30}{2}\right)^2 = 1008 \times 10^6 \text{ мм}^4.$$

8. Момент опору приведенного перерізу для крайнього нижнього волокна:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{1008 \times 10^6}{231,8} = 4349 \times 10^3 \text{ мм}^3.$$

9. Момент опору приведенного перерізу для крайнього нижнього волокна з урахуванням неупругих деформацій бетону спрощено визначаємо:

$$W_{pl} = y W_{red} = 1,75 \times 4349 \times 10^3 = 7611 \times 10^3 \text{ мм}^3.$$

10. Момент опору приведенного перерізу для крайнього верхнього волокна:

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{1008 \times 10^6}{300 - 231,8} = 1478 \times 10^4 \text{ мм}^3.$$

11. Момент опору приведенного перерізу для крайнього верхнього волокна з урахуванням неупругих деформацій бетону та полиці в розтягнутій зоні ($b_f = 2950 \text{ мм}$): при $b_f/b = 2950/180 = 16,4 > 2$ та $h_f/h = 30/300 = 0,1 < 0,2$ коефіцієнт $y' = 1,5$.

Тоді:

$$W'_{pl} = y' W'_{red} = 1,5 \times 1478 \times 10^4 = 2217 \times 10^4 \text{ мм}^3.$$

2.2.11. Визначення втрат попереднього напруження арматури

Перевіряємо, чи знаходиться прийняте значення попереднього напруження σ_{sp} при коефіцієнті $y_{sp} = 1$ у рекомендованих межах:

$$\sigma_{sp} + p = 550 + 45 = 595 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 785 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - p = 550 - 45 = 505 \text{ МПа} > 0,3R_{s,ser} = 0,3 \times 785 = 236 \text{ МПа},$$

тобто напруження σ_{sp} знаходиться в допустимих межах. (Величина p визначена раніше під час розрахунку Δy_{sp}).

Перші втрати σ_{11} .

1. Від релаксації напружень стрижневої арматури при електротермічному способі натягу:

$$\sigma_1 = 0,03 \times \sigma_{sp} = 0,03 \times 550 = 16,5 \text{ МПа}.$$

2. Від температурного перепаду при агрегатно-поточній технології виготовлення панелі:

$\sigma_2 = 0$ (температурний перепад відсутній, оскільки нагрів арматури та форми відбувається одночасно).

3. Від деформації анкерів:

$\sigma_3 = 0$, оскільки ці втрати враховуються під час визначення повного подовження арматури.

4. Від тертя арматури об огинаючі пристрої:

$\sigma_4 = 0$, тому що арматура прямолінійна.

5. Від деформацій сталевих форми:

$\sigma_5 = 0$, оскільки ці втрати враховуються під час визначення повного подовження арматури.

6. Для визначення втрат від швидкоплинної повзучості бетону σ_6 обчислюємо ряд величин.

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням втрат $\sigma_1 - \sigma_5$:

$$P = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_4 - \sigma_5) = 308(550 - 16,5) = 164,3 \times 10^3 \text{ Н}.$$

7. Ексцентриситет прикладання зусилля P відносно центра ваги приведенного перерізу (рис. 2.5):

$$e_{op} = y_{sp} = y_0 - a_s = 231,8 - (20 + \frac{14}{2}) = 204,8 \text{ мм}.$$

8. Стискаюче напруження в бетоні на рівні центра ваги арматури A_{sp} при $e_{op} = y_{sp}$:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op}y_{sp}}{I_{red}} = \frac{164,3 \times 10^3}{137100} + \frac{164,3 \times 10^3 \times 204,8^2}{1008 \times 10^6} = 8,03 \text{ МПа}.$$

Те саме, для крайнього верхнього волокна:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{op}(h-y_0)}{I_{red}} = \frac{164,3 \cdot 10^3}{137100} - \frac{164,3 \cdot 10^3 \cdot 204,8(300-231,8)}{1008 \cdot 10^6} < 0 \text{ МПа} - \text{розтяг.}$$

9. Оскільки:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8,03}{10,5} = 0,76 > \alpha = 0,25 + 0,025 \times R_{bp} = 0,25 + 0,025 \times 10,5 = 0,51 < 0,8$$

$$\text{то: } \beta = 5,25 - 0,185 R_{bp} = 5,25 - 0,185 \times 10,5 = 3,31 > 2,5. \text{ Приймаємо } \beta = 2,5$$

Втрати:

$$\sigma_6 = 34\alpha + 72\beta \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - \alpha \right) = 34 \times 0,51 + 72 \times 2,5 \left(\frac{8,03}{10,5} - 0,51 \right) = 63,2 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_6 = 0 \text{ при } \sigma_{bp} < 0.$$

Під час визначення σ_{bp} і σ_{bp} напруженнями, що виникають від ваги панелі, знехтуємо, оскільки вони невідомі та зменшують втрати.

10. Перші втрати:

$$\sigma_{II} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 16,5 + 63,2 = 79,7 \text{ МПа.}$$

Другі втрати σ_{II} .

Від усадки важкого бетону класу C12/15, підданого тепловій обробці при атмосферному тиску:

$$\sigma_8 = \sigma_8 = 35 \text{ МПа.}$$

11. Уточнюємо стискаюче напруження, враховуючи момент від власної маси панелі M_g , зусилля попереднього обтиснення P_I і втрати σ_{II} при $y_{sp} = 1$,

$$M_g = \frac{g_{1n} l_0^2}{8} = \frac{4,71 \cdot 5,87^2}{8} = 20,3 \text{ кН*м} = 203 \times 10^5 \text{ Н*мм};$$

$$P_I = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{II}) - \sigma_6 A_s = 308(550 - 79,7) - 63,2 \times 39,3 = 1424 \times 10^2 \text{ Н};$$

$$\sigma_{bpl} = \frac{P_I}{A_{red}} + \frac{P_I e_{op} y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} = \frac{1424 \cdot 10^2}{137100} + \frac{1424 \cdot 10^2 \cdot 204,8^2}{1008 \cdot 10^6} - \frac{203 \cdot 10^5 \cdot 204,8}{1008 \cdot 10^6} = 2,84 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{bpl} = \frac{P_I}{A_{red}} - \frac{P_I e_{op}(h-y_0)}{I_{red}} + \frac{M_g(h-y_0)}{I_{red}} = \frac{1424 \cdot 10^2}{137100} - \frac{1424 \cdot 10^2 \cdot (300-231,8)}{1008 \cdot 10^6} + \frac{203 \cdot 10^5 \cdot (300-231,8)}{1008 \cdot 10^6} = 2,4 \text{ МПа.}$$

12. Оскільки:

$$\frac{\sigma_{bpl}}{R_{bp}} = \frac{2,84}{10,5} = 0,27 < 0,75,$$

втрати від повзучості бетону:

$$\sigma_9 = 128 \times \frac{\sigma_{bpl}}{R_{bp}} = 128 \times \frac{2,84}{10,5} = 34,62 \text{ МПа};$$

$$\sigma_9 = 128 \times \frac{\sigma_{bpl}}{R_{bp}} = 128 \times \frac{2,4}{10,5} = 29,26 \text{ МПа};$$

13. Другі втрати:

$$\sigma_{l2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 34,62 = 69,62 \text{ МПа.}$$

14. Сумарні втрати

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 79,7 + 69,6 = 149,3 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа. Приймаємо } \sigma_l = 149,3 \text{ МПа.}$$

2.2.12. Розрахунок нормальних перерізів поздовжніх ребер за утворенням тріщин

1. Попереднє напруження з урахуванням перших втрат:

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} = 550 - 79,7 = 470,3 \text{ МПа.}$$

2. Напруження $\sigma_s = \sigma_6 = 63,2 \text{ МПа.}$

3. Напруження $\sigma'_s = \sigma'_6 = 0 \text{ МПа.}$

4. Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням перших втрат:

$$P_l = \sigma_{sp1} A_{sp} - \sigma_s A_s = 470,3 \times 308 - 63,2 \times 39,3 = 1424 \times 10^2 \text{ Н.}$$

5. Ексцентриситет зусилля P_l :

$$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_l} = \frac{470,3 \times 308 \times 204,8 - 63,2 \times 39,3 \times 213,8}{1424 \times 10^2} = 204,6 \text{ мм,}$$

де $y_s = y_0 - a_s = 231,8 - 18 = 213,8 \text{ мм}$ – відстань від центра ваги арматури A_s до центра ваги приведенного перерізу.

6. Максимальне напруження в стиснутому бетоні від зусилля обтиснення та зовнішнього навантаження:

$$\sigma_b = \frac{P_l}{A_{red}} + \frac{P_l e_{op1} y_{sp}}{I_{red}} + \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} = \frac{1424 \times 10^2}{137100} + \frac{1424 \times 10^2 \times 204,6 \times 204,8}{1008 \times 10^6} + \frac{323 \times 10^4 \times 204,8}{1008 \times 10^6} = 7,61 \text{ МПа,}$$

де M_g – згинальний момент від власної маси плити покриття в місці розташування монтажних петель на відстані $l = 1,02 \text{ м}$ від торця плити з урахуванням коефіцієнта динамічності $k_d = 1,4$,

$$M_g = \frac{g_{1n} k_d l^2}{2} = \frac{1,492 \times 3 \times 1,4 \times 1,02^2}{2} = 323 \times 10^4 \text{ Н*мм.}$$

7. Напруження:

$$\sigma_b = 7,61 \text{ МПа} < k R_{bp} = 0,75 \times 10,5 = 7,88 \text{ МПа.}$$

8. Відстань від центра ваги приведенного перерізу до нижньої ядрової точки:

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,7 \times \frac{1478 \times 10^4}{137100} = 75 \text{ мм,}$$

$$\text{де } \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{bp,ser}} = 1,6 - \frac{7,61}{7,85} = 0,63 < 1 \text{ і менше } 0,7, \text{ тому приймаємо } \varphi = 0,7.$$

(тут $R_{bp,ser} = 7,85 \text{ МПа}$ прийнято для $R_{bp} = 10,5 \text{ МПа}$).

9. Момент обтиснення відносно нижньої межі ядра перерізу:

$$M_{rp} = P_l (e_{op1} - r) = 1424 \times 10^2 (204,6 - 75) = 1846 \times 10^4 \text{ Н*мм.}$$

10. Перевіряємо умову утворення тріщин:

$$M_r = M_g = 343 \times 10^4 \text{ Н*мм} > M_{crc} = R_{bt,p,ser} W_{pl} - M_{rp} = 0,88 \times 2217 \times 10^4 - 1846 \times 10^4 = 105 \times 10^4 \text{ Н*мм.}$$

Умова не виконується, тому тріщини у верхній зоні по всій довжині панелі на стадії виготовлення утворюються.

11. Перевіряємо граничне значення напруження. Збільшуємо попереднє напруження на 50 МПа ($\sigma_{sp} = 550 + 50 = 600$ МПа.)

$$\sigma_{spl} = \sigma_{sp} - \sigma_{ll} = 600 - 79,7 = 520,3 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_s = 63,2 \text{ МПа.}$$

$$\sigma'_s = 0 \text{ МПа.}$$

$$P_l = \sigma_{spl} A_{sp} - \sigma_s A_s = 520,3 \times 308 - 63,2 \times 39,3 = 1578 \times 10^2 \text{ Н.}$$

$$e_{opl} = \frac{\sigma_{spl} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_l} = \frac{520,3 \times 308 \times 204,8 - 63,2 \times 39,3 \times 213,8}{1578 \times 10^2} = 204,6 \text{ мм,}$$

$$\sigma_b = \frac{P_l}{A_{red}} + \frac{P_l e_{opl} y_{sp}}{I_{red}} + \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} = \frac{1578 \times 10^2}{137100} + \frac{1578 \times 10^2 \times 204,6 \times 204,8}{1008 \times 10^6} + \frac{323 \times 10^4 \times 204,8}{1008 \times 10^6} = 8,37 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_b = 8,37 \text{ МПа} > k R_{bp} = 0,75 \times 10,5 = 7,88 \text{ МПа,}$$

умова не виконується, тому залишаємо $\sigma_{sp} = 550$ МПа.

Розрахунок на стадії експлуатації

Таблиця 2.4

Вид навантаження	Коеф. надійн. з навант. γ_{fn}	Навантаження, кН/м ²	
		Характеристичне	Граничне розр. значення навантажень, $\gamma_n = 0,95$
Рибристі плити покриття	1,0	$1,57 \times 3 = 4,71$	$g_1 = 4,47$
Ізоляційний килим	1,0	$0,87 \times 3 = 2,61$	$g_2 = 2,48$
Всього		$g_n = 7,32$	$g = 6,95$
Змінні короточасні Снігове навантаження	0,49	$s_n = 1,362 \times 3 = 4,09$	$s = 1,9$
Загальне		$q_n = 11,10$	$q = 8,85$

Зусилля в поздовжніх ребрах:

від повного навантаження:

$$M = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{8,85 \times 5,87^2}{8} = 38,12 \text{ кН*м;}$$

$$Q = \frac{q l_0}{2} = \frac{8,85 \times 5,87}{2} = 25,97 \text{ кН;}$$

від постійного навантаження:

$$M_g = \frac{gl_0^2}{8} = \frac{6,95 \cdot 5,87^2}{8} = 29,93 \text{ кН*м};$$

$$Q_g = \frac{gl_0}{2} = \frac{6,95 \cdot 5,87}{2} = 20,4 \text{ кН}.$$

1. Попереднє напруження з урахуванням сумарних втрат:

$$\sigma_{sp2} = y_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{ll}) = 0,9(550 - 149,3) = 361 \text{ МПа},$$

$$\text{де } y_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9.$$

2. Напруження в нижній поздовжній ненапруженій арматурі A_s , спричинене усадкою та повзучістю бетону:

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 63,2 + 35 + 34,62 = 132,82 \text{ МПа}.$$

3. Те саме – у верхній арматурі:

$$\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9 = 0 + 35 + 29,26 = 64,26 \text{ МПа}.$$

4. Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням сумарних втрат:

$$P_2 = \sigma_{sp2}A_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 361 \times 308 - 132,82 \times 39,3 - 64,26 \times 280,7 = 879,3 \times 10^2 \text{ Н}.$$

5. Ексцентриситет зусилля:

$$e_{op2} = \frac{\sigma_{sp2}A_{sp}y_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s}{P_2} = \frac{361 \cdot 308 \cdot 204,8 - 132,82 \cdot 39,3 \cdot 213,8 + 64,26 \cdot 280,7 \cdot 53,2}{879,3 \cdot 10^2} =$$

$$= 257,2 \text{ мм},$$

$$\text{де } y'_s = h - y_0 - a'_s = 300 - 231,8 - 15 = 53,2 \text{ мм}.$$

6. Напруження у верхньому волокні бетону:

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{op2}(h - y_0)}{I_{red}} + \frac{M(h - y_0)}{I_{red}} =$$

$$= \frac{879,3 \cdot 10^2}{137100} - \frac{879,3 \cdot 10^2 \cdot 257,2 \cdot (300 - 231,8)}{1008 \cdot 10^6} + \frac{3812 \cdot 10^4 \cdot (300 - 231,8)}{1008 \cdot 10^6} = 1,69 \text{ МПа (стиск)}.$$

7. Коефіцієнт:

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - \frac{1,69}{11} = 1,44 > 1,$$

приймаємо $\varphi = 1$.

8. Відстань від центра ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки:

$$r' = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1 \times \frac{4349 \cdot 10^3}{137100} = 31,7 \text{ мм}.$$

9. Момент обтиснення відносно верхньої межі ядра перерізу:

$$M_{rp} = P_2(e_{op2} - r') = 879,3 \times 10^2 \times (257,2 - 31,7) = 1983 \times 10^4 \text{ Н*мм}.$$

10. Перевіряємо умову утворення тріщин:

$M_r = M = 3812 \times 10^4 \text{ Н*мм} > M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = 1,15 \times 7611 \times 10^3 + 1983 \times 10^4 = 2858 \times 10^4 \text{ Н*мм}$, тобто нормальні тріщини на стадії експлуатації утворюються.

2.2.13. Розрахунок на розкриття тріщин, нормальних до осі поздовжніх ребер

1. Для згинальних елементів, що характеризуються відносно тонкою, але широкою стиснутою полицею, у випадку коли висота стиснутої зони $x \leq h'$, плече внутрішньої пари сил допускається наближено приймати постійним і рівним певному значенню:

$$z = h_0 - \frac{h'_f}{2} = 273 - \frac{30}{2} = 258 \text{ мм},$$

а відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = \frac{h'_f}{h_0} = \frac{30}{273} = 0,11.$$

Нетривале розкриття тріщин

2. Приріст напружень у розтягнутій арматурі від дії зовнішнього навантаження:

$$\sigma_s = \frac{M - P_2(z - e_{sp2})}{(A_s + A_{sp})z} = \frac{3812 \times 10^4 - 879,3 \times 10^2 \times (258 + 52,4)}{(39,3 + 308) \times 258} = 120,82 \text{ МПа}.$$

де $M = 3812 \times 10^4 \text{ Н*мм}$ – момент від повного навантаження за другою групою граничних станів;

$$e_{sp2} = y_{sp} - e_{op2} = 204,8 - 257,2 = -52,4 \text{ мм}.$$

3. Ширина нетривалого розкриття тріщин від повного навантаження:

$$a_{crc,l} = \delta \times \varphi_l \times \eta \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times 20 \times (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = 1 \times 1 \times 1 \times \frac{120,82}{1,9 \times 10^5} \times 20 \times (3,5 - 100 \times 0,007) \sqrt[3]{14} = 0,085 \text{ мм},$$

де $\delta = 1$ – для згинальних елементів; $\varphi_l = 1$ для короткочасної дії навантаження;

$\eta = 1$ для стрижневої арматури періодичного профілю,

$$\mu = \frac{A_s + A_{sp}}{bh_0} = \frac{39,3 + 308}{180 \times 273} = 0,007 < 0,2 \text{ – коефіцієнт армування; } d = 14 \text{ мм – діаметр арматури, мм}.$$

Ширину короткочасного розкриття тріщин з урахуванням ширини тривалого розкриття від дії постійних навантажень можна визначити за формулою:

$$a_{crc} = a_{crc,1} \times [1 + (\varphi_l - 1) \frac{\sigma_{sl}}{\sigma_s}] = 0,09 \times [1 + (1,495 - 1) \frac{29,2}{120,82}] = 0,1 \text{ мм},$$

$$\text{де } \sigma_{sl} = \frac{M_l - P_2(z - e_{sp2})}{(A_s + A_{sp})z} = \frac{2993 \cdot 10^4 - 879,3 \cdot 10^2 (258 + 52,4)}{(39,3 + 308) \cdot 258} = 29,2 \text{ МПа};$$

$$\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \times 0,007 = 1,495 - \text{для тривалої дії навантажень.}$$

Ширина розкриття тріщин:

$$a_{crc} = 0,1 < [a_{crc}] = 0,4 \text{ мм},$$

тобто знаходиться в допустимих межах.

Тривале розкриття тріщин.

$$a_{crc,2} = \delta \times \varphi_l \times \eta \times \frac{\sigma_{sl}}{E_s} \times 20 \times (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1 \times 1,495 \times 1 \times \frac{29,2}{1,9 \cdot 10^5} \times 20 \times (3,5 - 100 \times 0,007) \sqrt[3]{14} = 0,031 \text{ мм} < [a_{crc}] = 0,4 \text{ мм},$$

тобто ширина розкриття тріщин знаходиться в допустимих межах.

2.2.14. Розрахунок похилих перерізів поздовжніх ребер за утворенням тріщин

Розрахунок виконуємо біля грані опори.

Оскільки поперечна сила:

$$Q = 25,97 \times 10^3 \text{ Н} < \varphi_{b3} R_{bt,ser} \times b \times h_0 = 0,6 \times 1,15 \times 180 \times 273 = 33,91 \times 10^3 \text{ Н},$$

тріщини, похилі до поздовжньої осі елемента, не утворюються.

2.2.15. Розрахунок прогинів покриття

Короткочасна дія всього навантаження.

1. Момент:

$$M = M_r + P_2 e_{sp2} = 3812 \times 10^4 + 879,3 \times 10^2 \times (-52,4) = 3351 \times 10^4 \text{ Н*мм.}$$

2. Коефіцієнт:

$$\varphi_f = \frac{(b_f - b)h_f + \frac{\alpha}{2\nu} A_s}{bh_0} = \frac{(2950 - 180) \cdot 30 + \frac{8,29}{2 \cdot 0,45} \cdot 280,7}{180 \cdot 273} = 1,744,$$

$$\text{де } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,7 \cdot 10^5}{2,05 \cdot 10^4} = 8,29; \nu = 0,45 - \text{коефіцієнт, що характеризує пружно-}$$

пластичний стан бетону стиснутої зони при короткочасній дії навантаження.

3. Ексцентриситет:

$$e_{s,tot} = [\frac{M}{P_2}] = \frac{3351 \cdot 10^4}{879,3 \cdot 10^2} = 381 \text{ мм.}$$

4. Величини $\zeta = 0,11$ і $z = 258$ прийняті раніше.

5. Коефіцієнт:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_r - M_{rp}} = \frac{1,15 \cdot 7611 \cdot 10^3}{3812 \cdot 10^4 - 1961 \cdot 10^4} = 0,473 < 1.$$

6. Коефіцієнт:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \times \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) \frac{e_{s,tot}}{h_0}} = 1,25 - 1,1 \times 0,473 - \frac{1 - 0,473^2}{(3,5 - 1,8 \times 0,473) \frac{381}{273}} = 0,52 < 1,$$

де $\varphi_{ls} = 1,1$ – для арматури періодичного профілю.

7. Кривизна:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_1 &= \frac{M}{h_0 z} * \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b * h_0 * E_b * v} \right] - \frac{P_2 * \psi_s}{h_0 E_s A_s + E_s A_{sp}} = \frac{3351 * 10^4}{273 * 258} * \\ &* \left[\frac{0,52}{1,7 * 10^5 * 39,3 + 1,9 * 10^5 * 308} + \frac{0,9}{(1,744 + 0,11) * 180 * 273 * 2,05 * 10^4 * 0,45} \right] - \frac{879,3 * 10^2}{273} * \\ &* \frac{0,52}{1,7 * 10^5 * 39,3 + 1,9 * 10^5 * 308} = 1,737 \times 10^{-6} \text{ мм}^{-1}. \end{aligned}$$

Короткочасна дія постійних навантажень.

8. Момент:

$$M = M_r + P_2 e_{sp2} = 2993 \times 10^4 + 879,3 \times 10^2 \times (-52,4) = 2532 \times 10^4 \text{ Н*мм.}$$

9. Ексцентриситет:

$$e_{s,tot} = \left[\frac{M}{P_2} \right] = \frac{2532 * 10^4}{879,3 * 10^2} = 288 \text{ мм.}$$

10. Коефіцієнт:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_r - M_{rp}} = \frac{1,15 * 7611 * 10^3}{2993 * 10^4 - 1961 * 10^4} = 0,85 < 1.$$

11. Коефіцієнт:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \times \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) \frac{e_{s,tot}}{h_0}} = 1,25 - 1,1 \times 0,85 - \frac{1 - 0,85^2}{(3,5 - 1,8 \times 0,85) \frac{288}{273}} = 0,18 < 1.$$

12. Кривизна:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_2 &= \frac{M}{h_0 z} * \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b * h_0 * E_b * v} \right] - \frac{P_2 * \psi_s}{h_0 E_s A_s + E_s A_{sp}} = \frac{2532 * 10^4}{273 * 258} * \\ &* \left[\frac{0,18}{1,7 * 10^5 * 39,3 + 1,9 * 10^5 * 308} + \frac{0,9}{(1,744 + 0,11) * 180 * 273 * 2,05 * 10^4 * 0,45} \right] - \frac{897,3 * 10^2}{273} * \\ &* \frac{0,18}{1,7 * 10^5 * 39,3 + 1,9 * 10^5 * 308} = 0,47 \times 10^{-6} \text{ мм}^{-1}. \end{aligned}$$

Тривала дія постійного навантаження.

13. Момент:

$$M = 2532 \times 10^4 \text{ Н*мм.}$$

14. Коефіцієнт при $v = 0,15$ для тривалої дії навантаження та вологості повітря навколишнього середовища понад 40 %:

$$\varphi_f = \frac{(b_f - b) h_f + \frac{\alpha}{2v} A_s}{b h_0} = \frac{(2950 - 180) * 30 + \frac{8,29}{2 * 0,15} * 280,7}{180 * 273} = 1,849.$$

15. Коефіцієнт:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \times \varphi_m \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) \frac{e_{s,tot}}{h_0}} = 1,25 - 0,8 \times 0,85 - \frac{1 - 0,85^2}{(3,5 - 1,8 \times 0,85) \frac{288}{273}} = 0,44 < 1,$$

де $\varphi_{ls} = 0,8$ – для арматури періодичного профілю.

13. Кривизна:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_3 &= \frac{M}{h_{0z}} * \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b * h_0 * E_b * v} \right] - \frac{P_2}{h_0} * \frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} = \frac{2532 * 10^4}{273 * 258} * \\ &* \left[\frac{0,44}{1,7 * 10^5 * 39,3 + 1,9 * 10^5 * 308} + \frac{0,9}{(1,849 + 0,11) * 180 * 273 * 2,05 * 10^4 * 0,15} \right] - \frac{897,3 * 10^2}{273} * \\ &* \frac{0,44}{1,7 * 10^5 * 39,3 + 1,9 * 10^5 * 308} = 1,36 \times 10^{-6} \text{ мм}^{-1}. \end{aligned}$$

14. Напруження:

$$\sigma_s = 132,82 \text{ МПа.}$$

$$\sigma'_s = 64,26 \text{ МПа.}$$

15. Відносна деформація:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{132,82}{1,9 * 10^6} = 699 \times 10^{-6}.$$

$$\varepsilon'_b = \frac{\sigma'_s}{E_s} = \frac{64,26}{1,9 * 10^6} = 338 \times 10^{-6}.$$

15. Кривизна:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_0} = \frac{699 * 10^{-6} - 338 * 10^{-6}}{273} = 1,32 \times 10^{-6} \text{ мм}^{-1}$$

Повну кривизну з урахуванням тривалої дії навантаження визначаємо за формулою:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 1,737 \times 10^{-6} - 0,47 \times 10^{-6} + 1,36 \times 10^{-6} - 1,32 \times 10^{-6} = 1,307 \times 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Прогин визначаємо за спрощеною формулою:

$$f_{tot} = s * \frac{1}{r} * l_0^2 = \frac{5}{48} \times 1,307 \times 10^{-6} \times 5870^2 = 4,7 \text{ мм},$$

де $s = \frac{5}{48}$ – для рівномірно розподіленого навантаження.

$$f_{tot} = 4,7 \text{ мм} < [f] = 30 \text{ мм},$$

тобто прогин не перевищує допустимого значення.

Оскільки отримані значення ширини розкриття тріщин і прогинів значно менші за максимально допустимі, потреби в більш точному їх визначенні немає.

2.2.16. Розрахунок міцності плити покриття на вплив попереднього обтиску на стадії виготовлення, транспортування та монтажу

Розрахунок виконується для перерізу, розташованого під монтажною петлею на відстані $l = 1020$ мм від торця панелі.

У цьому випадку зусилля попереднього обтиску P вводиться у розрахункову схему як зовнішнє навантаження з коефіцієнтом точності натягу $y_{sp} > 1$, з урахуванням прояву перших втрат і коефіцієнта надійності за призначенням $y_n = 0,95$.

$$P = (y_{sp}\sigma_{spl} - 330)A_{sp}y_n = (1,1 \times 470,3 - 330) \times 308 \times 0,95 = 54813 \text{ Н},$$

$$\text{де } y_{sp} = 1 + \Delta y_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1.$$

Сумарний згинальний момент від зусилля попереднього обтиску і власної маси плити покриття:

$$M = Pe_{op} + M_g = 54813 \times 204,6 + 323 \times 10^4 = 1445 \times 10^4 \text{ Н*мм.}$$

Ексцентриситет прикладання зусилля:

$$e_0 = \frac{M}{P} = \frac{1445 \times 10^4}{54813} = 264 \text{ мм.}$$

Розрахунковий переріз (рис. 2.6) розглядаємо як позацентрово стиснутий прямокутний, оскільки полиця знаходиться в розтягнутій зоні.

1. Робоча висота:

$$h_0 = h - a = 300 - 18 = 282 \text{ мм.}$$

2. Ексцентриситет e з урахуванням геометрії таврового перерізу:

$$e = e_0 + h - y_0 - a_s = 264 + 300 - 231,8 - 18 = 314,2 \text{ мм.}$$

$$3. \omega = \alpha_l - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \times 9,8 = 0,772,$$

де $R_b = 8,17 \times y_{b8} = 8,17 \times 1,2 = 9,8$ МПа (тут 8,17 МПа – за інтерполяцією табличних даних між класами бетону В12.5 і В15 для $R_{bp} = 10,5$ МПа).

4. Коефіцієнт $y_{b2} > 1$, оскільки розглядається непродовжена дія навантаження.

5. Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,772}{1 + \frac{360}{400} \left(1 - \frac{0,772}{1,1}\right)} = 0,609,$$

6. Висота стиснутої зони з урахуванням несиметричного армування:

$$x = \frac{P - R_{sc} \cdot A'_s + R_s \cdot A_s}{R_{bb}} = \frac{54813 - 360 \cdot 39,3 + 360 \cdot 280,7}{9,8 \cdot 180} = 80,34 \text{ мм} < x_R = \xi_R \times h_0 = 172 \text{ мм.}$$

7. Умова:

$$Pe = 54813 \times 314,2 = 1722 \times 10^4 \text{ Н*мм} < R_b \times b \times x \times (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \times A'_s \times (h_0 - a'_s) =$$

$$= 9,8 \times 180 \times 80,34 \times (282 - 0,5 \times 80,34) + 360 \times 280,7 \times (282 - 18) = 6095 \times 10^4 \text{ Н*мм},$$

умова виконується, тобто міцність плити є достатньою.

РОЗДІЛ 3.

ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

					КНУ.БР.192.26.196с.14 ТБ			
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	Технологія будівництва	Літ.	Арк.	Аркушів
Розроб.	Мязіна						52	
Перевірив	Попруга							
Керівник	Попруга							
Зав. каф.	Валовой							
						КПЦМБ БІ-22-1		

3.1. Підрахунок обсягів робіт і проектування технології зведення одноповерхового ливарного цеху.

1. Накреслюємо конструктивні схеми для окремих монтажних елементів

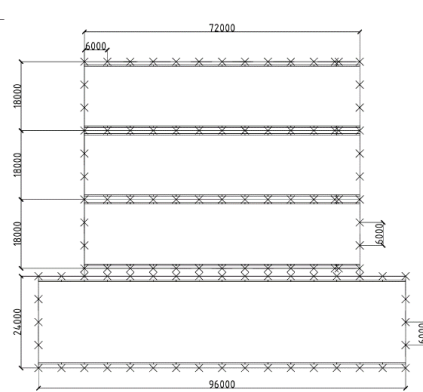
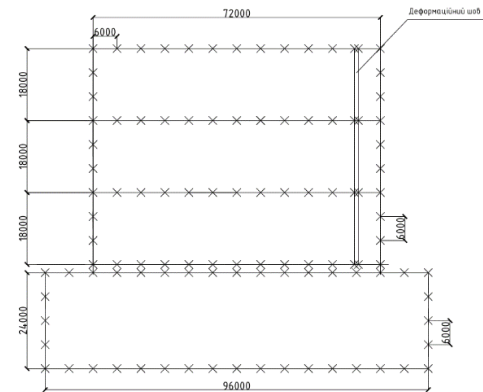


Рис.3.1 Схема будівлі Рис.3.2 Схема розташування колон та підкранових балок

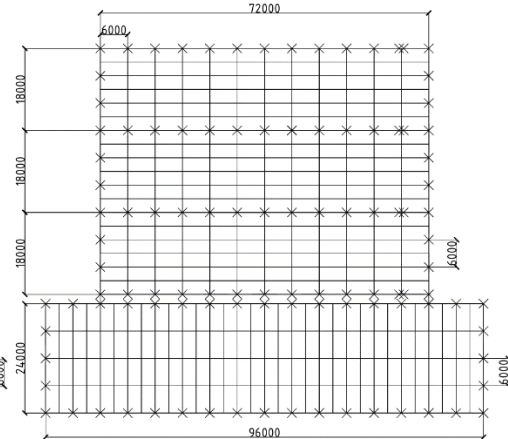
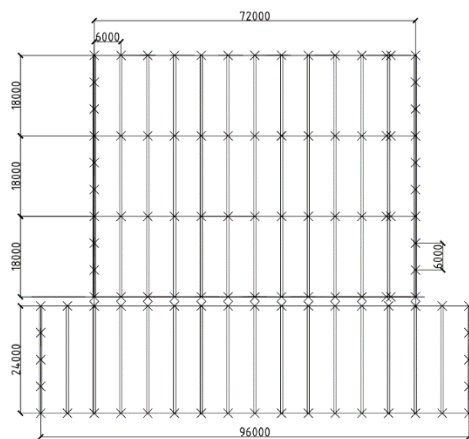


Рис.3.3 Схема розташування кроквяних конструкцій Рис.3.4 Схема розташування плит покриття

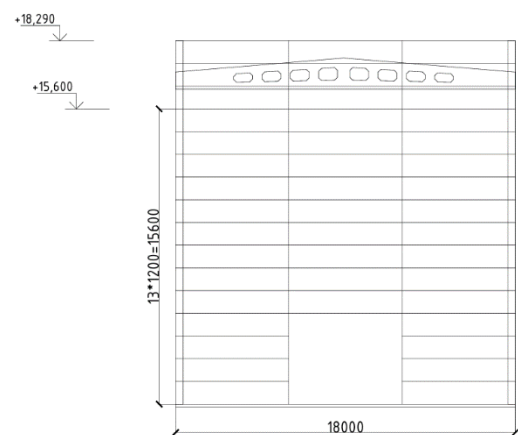
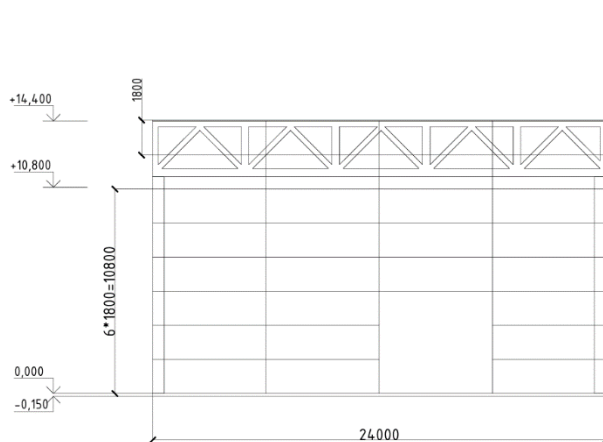


Рис.3.5 Схема розкладання стінових панелей

2. Складаємо специфікацію збірних елементів

Таблиця 3.1

Специфікація збірних елементів

№ за/п	Назва елемента	Марка елемента	Кількість шт.	Розміри, м			Об'єм, м ³		Вага, т	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елемента	Всіх елементів	Одного елемента	Всіх елементів
1	Колона крайнього ряду	1КД168	62	18150	1300	500	6,76	419,12	16,9	1047,8
2	Колона середнього ряду	2КД168	28	18150	1900	600	10,14	283,92	25,4	711,2
3	Фахверкова колона	9КФ175-1	18	17500	600	400	3,8	68,4	9,51	171,18
4	Підкранова балка 6 м	БКНВ 6-4с	104	5950	600	1000	1,66	172,64	4,2	436,8
5	Кроквяні конструкції	1 БДР-18-1	39	17960	1640	320	3,4	132,6	8,5	331,5
		ФПП 6-24	17	24000	2800	300	5,0	85	15,4	261,8
6	Плити покриття	ПНС-1..4	344	5970	2960	300	1,07	368,08	2,3	791,2
7	Фундаментні балки	ФБ6-41	106	5050	300	200	0,6	63,6	1,5	159
8	Стінові панелі	ПСЛ 18	386	6000	1200	240	1,7	656,2	1,9	733,4
		ПСЛ 20	436	6000	1800	240	2,56	1116,16	2,9	1264,4
9	Стійки воріт	СВ	16	3600	400	400	0,576	5,76	1,44	14,4
10	Ригелі воріт	РВ	8	440	400	700	1,232	6,16	3,08	15,4
Всього			1564					3377,64		5938,08

3. Визначаємо обсяги зведення одноповерхової промислової будівлі за розробленими схемами (рисунок 2-5). Одержані дані записуємо в таблицю.

Таблиця 3.2

Відомість обсягів робіт

№ за/п	Назва робіт	Одиниця виміру	Формула підрахунку	Для збірних елементів	
				Маса, т	Об'єм, м
1	Монтаж колон масою до 30 т	шт.	62 28 18	1047,8 711,2 171,8	419,12 283,92 68,4
2	Зборка стиків колон з фундаменту	шт.	108		
3	Монтаж підкроквяних балок до 5 т	шт.	104	436,8	172,64
4	Електрозварювання стиків балки і консолі колони	10 мп.	$104 * 1,1 / 10 = 11,4$		
5	Монтаж кроквяних балок та ферм 18 м 24 м		39 17	331,5 261,8	132,6 85
6	Електрозварювання стиків кроквяних ферм з колонами	10 мп.	$1 * 56 / 10 = 5,6$		
7	Монтаж плит покриття	шт.	344	791,2	368,08
8	Електрозварювання стиків плит покриття і крокв. констр.	10 мп.	$0,2 * 344 / 10 = 6,88$		
9	Заробка швів плит покриття	100 мп.	$N = ((a+b) * n + P / 2) / 100 = ((6+3) * 344 + 324 / 2) / 100 = 32,58$		
10	Монтаж стінових панелей 6x1,2 м 6x1,8 м	шт.	386 436	733,4 1264,4	656,2 1116,1 6
11	Електрозварювання стиків панелей з колонами	10 мп.	$0,2 * 822 / 10 = 16,44$		
12	Заробка швів стінових панелей зовнішніх внутрішніх	10 мп.	$N = ((a+b) * n + P / 2) / 10 = ((6+1,2) * 544 + (6 * 1,8) * 386 + 324 / 2) / 10 = 861,48$ $M = (a+n+P) / 10 = (6 * 822 + 324) / 10 = 525,6$		

Продовження таблиці 3.2

13	Монтаж фундаментних балок 6 м	шт.	106	159	63,6
14	Монтаж стійок воріт	шт.	16	14,44	5,76
15	Монтаж ригелів воріт	шт.	8	15,4	6,16
16	Електрозварювання стиків ригелів і стійок воріт	10 мп.	0,6*8/10=0,48		
17	Розвантаження з/б конструкцій	шт.	1564	5938,08	3377,64

4. Складаємо відомість витрат основних матеріалів, напівфабрикатів конструкцій (табл.3) та зведену відомість потреби матеріалів напівфабрикатів конструкцій (табл.4)

Таблиця 3.3

Відомість витрат матеріалів

№ за/п	Табл. ДБН	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потрібних матеріалів	Од. виміру	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100 шт	0,18	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т. т. т. м ³ м ³	100 0,444 0,024 0,32 17,2	18 0,07992 0,00468 0,0576 3,096
2	7-6-11	Монтаж колон двогілкових масою до 30т	100 шт	0,62	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т. т. т. м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,48 131	62 0,27528 0,01612 0,2976 81,22
3	7-6-11	Монтаж колон двогілкових масою до 30т	100 шт	0,28	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т. т. т. м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,48 131	28 0,12432 0,0728 0,1344 36,68
4	7-9-12	Укладання підкранових балок масою до 5 т	100 шт	1,04	- підкр.балки -електроди - монт.вироби	шт. т. т.	100 0,33 1,81	104 0,3432 1,8824

Продовження таблиці 3.3

5	7-12-21	Укладання балок прогоном 18 м	100 шт	0,39	-збірні ЗБК -електроди -монт.вироб	шт. т. т.	100 0,16 2,52	39 0,0624 0,9828
6	7-12-35	Укладання ферм прогоном 24 м	100 шт	0,17	-збірні ЗБК -електроди	шт. т. т.	100 0,16 2,52	17 0,0272 0,9828
7	7-13-7	Монтаж плит покриття довжиною до 6 м та площею до 20 м ²	100 шт	3,44	-плит покр. -проволока -рубелойд -електроди -рогожа -лісоматер. -монт.вироб -бетон -розчин	шт. т м ² т. м ² м ³ т. м ³ м ³	100 0,0254 56,2 0,02 60 0,432 0,12 8,5 0,2	344 0,087376 193,328 0,0688 206,4 1,48608 0,4128 29,24 0,688
8	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7 м, площею до 10 м ²	100 шт	3,86	-стінові пан. -електроди -монт.вироб	шт т. т	100 0,1 0,2	386 0,386 0,772
9	7-16-3	Монтаж стінових панелей довжиною до 7 м, площею більш 10 м ²	100 шт	4,36	-стінові пан. -електроди -монт.вироб	шт. т. т	100 0,1 0,2	436 0,436 0,872
10	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6 м	100 шт	1,06	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматеріал -щити -бетон -розчин	100шт. т. т. т. м ³ м ² м ³ м ³	100 0,00276 0,001 0,00934 0,06 5,65 3,05 0,42	106 0,0029256 0,00106 0,0099004 0,0636 5,989 3,223 0,4452
11	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100 мп	86,15	-розчин	м ³	0,84	72,366

Таблиця 3.4

Загальна відомість потреби матеріалів

№ за/п	Назва матеріалів	Одиниця виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Колона	шт.	108
2	Підкранові балки	шт.	104
3	Кроквяні конструкції	шт.	56
4	Плити покриття	шт.	344
5	Фундаментні балки	шт.	106
6	Стінові панелі	шт.	822
7	Ригелі воріт	шт.	8
8	Стійки воріт	шт.	16
9	Бетон	м ³	153,469
10	Розчин	м ³	73,4992
11	Монтажні вироби	т	5,5204
12	Прокат	т	0,47952
13	Електроди	т	1,4172
14	Лісоматеріали	м ³	2,02928
15	Щити	м ²	5,989
16	Руберойд	м ²	193,328
17	Солідол	т	0,0099004
18	Цвяхи	т	0,0029256
19	Рогожа	м ²	206,4
20	Проволока	т.	0,088436

Таблиця 3.5

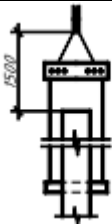
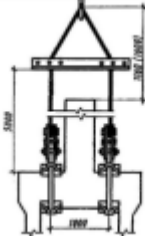
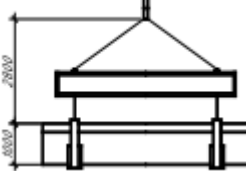
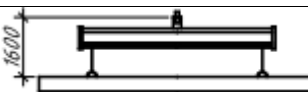
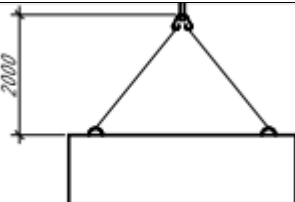
Усереднені значення погонної довжини зварних швів збірних конструкцій, м

№ за/п	Назва стиків двох конструкцій	Кількість	Примітка
1	2	3	4
1	Стик підкранової балки	1,2-1,5	на одну балку
2	Стик ферми або балки з колоною	0,8-1,2	на одну ферму
3	Стик плит покриття з фермою або балкою	0,2-0,3	на одну плиту
4	Стик стінової панелі з колоною	0,1-0,2	на одну панель
5	Стик колони з колоною	0,8-1,0	на одну колону
6	Стик ригеля з колоною	0,4-0,6	на один ригель
7	Стик зовнішньої стінової панелі з внутрішньою	0,2-0,3	на одну панель
8	Стик внутрішніх стінових панелей	0,2-0,4	внутрішню на одну панель
9	Стик панелі перекриття з стіною панеллю	0,5-0,7	на одну панель перекриття

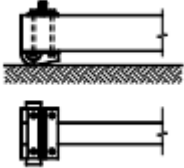
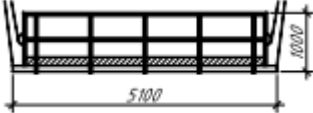
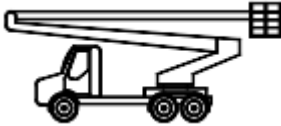
3.2. Вибір монтажно-ї та такелажної оснастки. Підрахунок необхідних технічних параметрів монтажних кранів.

1. Приймаємо до виконання монтажних робіт комплект самохідних стрілових кранів.

Таблиця 3.6

№	Елемент	Маса, т	Ескіз	Назва монтажних пристосувань	Характеристи ка		
1	Колони суцільні	9,51		Траверса уніфікована, ЦНПОМТП РЧ-455- 69	16	0,3 3	1,5
2	Колони двохгілкові	16,9 25,4		Траверса ПИ Промстальконструкц ія, 20527М-13	30	0,4 5	1,6
3	Підкранові балки 6 м	4,2		Траверса, ПК Главстальконструкці я, 185	5	0,3 9	2,8
4	Кроквяні ферми прольотом 24 м	15,4		Траверса, ПП Промстальконструкц ія, 15946Р-11	25	1,7 5	3,6
5	Вкладання плит покриття довжиною 6 м	2,3		Траверса, ПП Промстальконструкц ія, 15946Р-11	4	0,5 3	1,6
6	Установлен ня стінових панелей 6 м	2,9		Строп двох гілковий, ГОСТ 19144-73	3	0,0 1	2

Продовження таблиці 3.6

1 4	Вивід колон з положення «плашмя» у вертикальне положення	-		Опорне прилаштування (ПКК треста Сібстальконструкція) №2008-0,1;0,2;0,4	-	0,77	-
1 5	Підйом робочих, інструменті в та матеріалів при монтажі стінових стінових	-		Люлька (П Промстальконструкці я, №4533)	0, 5	-	-
1 6	Виконання робіт на висоті до 19 м	-		Монтажна вишка з шарнірною стрілою МШТС-2 на автомобілі ЗІЛ-157	0, 4	1140 0	17, 8

3. Вибір монтажних кранів по технічним характеристикам

1. Розрахунок для вертикальних елементів:

Для колон:

Потрібна висота підйому гака

$$H_{\Gamma}^{\text{ном}} = H_{\text{м}} + h_{\text{м}} + h_{\text{е}} + h_{\text{с}} = 0 + 1 + 18,15 + 1,5 = 20,65 \text{ м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану визначається:

$$g = P + P_1 = 25,4 + 0,515 = 25,92 \text{ т}$$

Довжина стріли:

$$L_{\text{с}} = (H_{\text{м}} + h_{\text{м}} + h_{\text{е}} + h_{\text{с}}) / \sin \alpha = (0 + 1 + 20,65 + 1,5) / \sin 75^\circ = 23,97 \text{ м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_{\text{в}}^{\text{ном}} = L_{\text{с}} * \cos \alpha + l_{\text{ш}} = 23,97 * \cos 75^\circ + 1 = 7,20 \text{ м}$$

Для підкранових балок:

$$H_{\Gamma}^{\text{ном}} = H_{\text{м}} + h_{\text{м}} + h_{\text{е}} + h_{\text{с}} = 0 + 1 + 5,95 + 3,2 = 10,15 \text{ м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану визначається:

$$g = P + P_1 = 4,2 + 0,39 = 4,59 \text{ т}$$

Довжина стріли:

$$L_{\text{с}} = (H_{\text{м}} + h_{\text{м}} + h_{\text{е}} + h_{\text{с}}) / \sin \alpha = (0 + 1 + 10,15 + 3,2) / \sin 75^\circ = 14,85 \text{ м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_{\text{в}}^{\text{ном}} = L_{\text{с}} * \cos \alpha + l_{\text{ш}} = 14,85 * \cos 75^\circ + 1 = 3,84 \text{ м}$$

Для кроквяних ферм:

Потрібна висота підйому гака

$$H_{\Gamma}^{\text{nom}} = H_{\text{м}} + h_{\text{м}} + h_{\text{е}} + h_{\text{с}} = 0 + 1 + 24 + 3,6 = 28,6 \text{ м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану визначається:

$$g = P + P_1 = 15,4 + 1,75 = 17,15 \text{ т}$$

Довжина стріли:

$$L_{\text{с}} = (H_{\text{м}} + h_{\text{м}} + h_{\text{е}} + h_{\text{с}}) / \sin \alpha = (0 + 1 + 28,6 + 3,6) / \sin 75^\circ = 34,37 \text{ м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_{\text{в}}^{\text{nom}} = L_{\text{с}} * \cos \alpha + l_{\text{ш}} = 34,37 * \cos 75^\circ + 1 = 9,89 \text{ м}$$

Для фундаментних балок:

Потрібна висота підйому гака

$$H_{\Gamma}^{\text{nom}} = H_{\text{м}} + h_{\text{м}} + h_{\text{е}} + h_{\text{с}} = 0 + 1 + 5,05 + 2 = 8,05 \text{ м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану визначається:

$$g = P + P_1 = 1,5 + 0,01 = 1,51 \text{ т}$$

Довжина стріли:

$$L_{\text{с}} = (H_{\text{м}} + h_{\text{м}} + h_{\text{е}} + h_{\text{с}}) / \sin \alpha = (0 + 1 + 8,05 + 2) / \sin 75^\circ = 11,44 \text{ м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_{\text{в}}^{\text{nom}} = L_{\text{с}} * \cos \alpha + l_{\text{ш}} = 11,43 * \cos 75^\circ + 1 = 3,95 \text{ м}$$

Для стінових панелей:

Потрібна висота підйому гака

$$H_{\Gamma}^{\text{nom}} = H_{\text{м}} + h_{\text{м}} + h_{\text{е}} + h_{\text{с}} = 0 + 1 + 6 + 2 = 9 \text{ м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану визначається:

$$g = P + P_1 = 2,9 + 0,01 = 2,91 \text{ т}$$

Довжина стріли:

$$L_{\text{с}} = (H_{\text{м}} + h_{\text{м}} + h_{\text{е}} + h_{\text{с}}) / \sin \alpha = (0 + 1 + 9 + 2) / \sin 75^\circ = 12,42 \text{ м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_{\text{в}}^{\text{nom}} = L_{\text{с}} * \cos \alpha + l_{\text{ш}} = 12,42 * \cos 75^\circ + 1 = 4,21 \text{ м}$$

2.2. Розрахунок для горизонтальних елементів**Для плит покриття**

Потрібна висота підйому гака

$$H_{\Gamma}^{\text{nom}} = H_{\text{м}} + h_{\text{м}} + h_{\text{е}} + h_{\text{с}} = 18,15 + 0 + 1 + 5,97 + 1,6 = 26,75 \text{ м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану визначається:

$$g = P + P_1 = 2,3 + 0,53 = 2,83 \text{ т}$$

Довжина гусака для монтажу плит покриття:

$$L_{\Gamma}^{\text{nom}} = (l_{\text{пл}} / 2 + l_3) / (\cos(\alpha - \beta)) = ((6/2) + 0,1) / \cos(80 - 30) = 4,82 \text{ м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_{\text{в},\Gamma}^{\text{nom}} = H_{\text{м}} * \cos \alpha + L_{\Gamma}^{\text{nom}} * \cos(\alpha - \beta) + l_{\text{ш}} = 26,75 * \cos 80^\circ + 4,82 * \cos(80 - 30) + 1 = 8,74 \text{ м}$$

Результати визначення вантажопідйомних характеристик заносяться до таблиці 3.7. У ній наведено два можливі варіанти вибору стрілових самохідних кранів: на гусеничному ході, що забезпечує стійкість і роботу на слабких ґрунтах, та на пневмоколісному ході, який характеризується мобільністю та швидкістю переміщення.

Таблиця 3.7

Вантажопідйомність характеристики монтажних кранів та їх вибір

№ за/п	Елемент	Технічні параметри кранів				Марка крану
		H_r^{nom}	Q_r^{nom}	l_b	L_c^{nom}	
1	Колони	20,65	25,92	7,20	23,97	СКГ-50 ($L_c=30$ м) КС-7362 ($L_c=30$ м)
2	Підкранові балки	10,15	4,59	3,84	14,85	
3	Ферми	28,6	17,15	9,89	34,37	СКГ-50($L_c=40$ м) КС-7362 ($L_c=30$ м)
4	Плити покриття	26,75	2,83	8,74	26,75	
5	Стінові панелі	9	2,91	4,21	12,42	Э-125ВБ ($L_c=15$ м) МКТ-6-45 ($L_c=28$ м)

3.3. Складання калькуляції трудових витрат і заробітної плати на виконання монтажних робіт.

1. Складаємо калькуляції трудових витрат і заробітної плати на окремі будівельні процеси табл. 3.8-3.13

Таблиця 3.8

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудовісткість, люд.-год.		Заробітна плата, грн		Склад ланки
			Один вимір	Кільк.	Норма часу, люд.год маш.год	Розцінка, грн	Трудовість, люд.год маш.год	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 10 т до 18 т більш 20 т	1-5	100 т	1,71 10,47 7,11	<u>3,2</u> 1,6 <u>2,8</u> 1,4 <u>2,6</u> 1,3	61,21 53,57 49,74	<u>5,47</u> 2,74 <u>29,34</u> 14,67 <u>18,49</u> 9,24	104,69 560,88 353,65	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка колон стріловим краном у фундаменти : масою до 10т до 30 т	4-1-4	шт.	18 90	<u>7</u> 1,4 <u>12</u> 2,4	142,46 244,22	<u>126</u> 25,2 <u>1080</u> 216	2564,28 21979,8	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1

Продовження таблиці 3.8

3	Забивка стиків колон з фундаментами:								
	а)приймання бетонної суміші із кузова автосамоскиду до поворотної бадді	4-1-54	100 м³	3,52	8,2	151,37	28,86	518,36	Бетонник 2р-1
	б)подача бетонної суміші в бадді V=0,75 м³ до місця укладання стріловим краном	1-6	м³	352,32	<u>0,29</u> 0,145	5,35	<u>102,17</u> 51,08	1835,59	-//-
	в)забивка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4-1-25	1 стик	108	1,2	22,15	129,6	2702,16	Монтажник 4р-1 3р-1
Взагалі							<u>1638,31</u> 318,92	30619,36	

Норма часу на 1 елемент $H_q = 1638,31/108 = 15,17$ люд.-год.

$P = 30619,36/108 = 283,51$ грн

Відсоток зростання ціни з 2010-2026 $= \frac{28000}{3400} = 8,24\%$

Ціна на 2026 рік $30619,36 \times 8,24 = 252\,305,50$ грн

Таблиця 3.9

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудовісткість, люд.-год.		Заробітна плата, грн		Склад ланки
			Один . вимір у	Кільк.	Норма часу, люд.го Д маш.г од	Розцінка, грн	Труд-ть люд.го Д маш.г од	Зарплат а, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження підкранових балок масою до 5 т	1-5	100 т	4,36	<u>4,2</u> 2,1	80,35	<u>18,31</u> 9,16	350,33	Такелажник 2р-2 Машиніст крана бр-1

Продовження таблиці 3.9

2	Розвантаження підкранових балок масою до 13 т	1-5	100 т	1,72	<u>3,0</u> 1,5	62,52	<u>5,16</u> 2,58	107,53	Монтажник 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1 Машиніст крана 6р-1
3	Установка підкранових балок стріловим краном в проектне положення масою до 5 т	4-1-6	шт.	104	<u>6,5</u> 1,3	135,46	<u>676</u> 135,2	14087,84	Монтажник 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1 Машиніст крана 6р-1
5	Електрозварювання стиків балок з колонами	22-1-6	10 п.м.	11,4	2,5	52,1	28,5	593,94	Електрозварн. 4р-1
Взагалі							<u>727,97</u> 146,94	15139,64	

Норма часу на 1 елемент $H_q = 727,97 / 104 = 6,99$ люд.-год.

$P = 15139,64 / 104 = 145,57$ грн

Ціна на 2026 рік – $15139,64 \times 8,24 = 124\,750,64$ грн

Таблиця 3.10

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудомісткість, люд.-год.		Заробітна плата, грн		Склад ланки
			Один . виміру	Кільк.	Норма часу, люд.год маш.год	Розцінка, грн	Труд-ть люд.год маш.год	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження балок, ферм краном з розкладкою в касети масою до 10 т масою до 18 т	1-5	100 т	3,32 2,62	<u>3,2</u> 1,6 <u>2,8</u> 1,4	61,22 53,57	<u>10,62</u> 5,31 <u>7,34</u> 5,07	203,25 140,35	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Укрупнююча збірка ферм прогоном 24 м	4-1-5 Пр-1	шт.	17	<u>16,8</u> 2,8	360,78	<u>285,6</u> 47,6	6133,26	Монтажники 6р-1, 4р-2 3р-1 2р-1 Електрозварн. 5р-1 Машиніст 6р-1

Продовження таблиці 3.10

3	Установка балок та ферм у проектне положення стріловим краном прогоном 18 м 24 м	4-1-6	шт.	39 17	<u>8</u> 1,6 <u>9,5</u> 1,9	174,29 206,97	<u>312</u> 62,4 <u>161,5</u> 32,3	6797,31 3518,49	Монтажник 6р-1 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Електрозварювання стиків кроквяних ферм і балок з колонами	22-1-6	10 м.п. шва	5,6	2,5	52,1	14	291,76	Електрозварн. 4р-1
5	Розвантаження плит покриття масою до 3 т	1-5	100 т	7,91	<u>5,4</u> 2,7	103,31	<u>42,71</u> 21,36	817,18	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
6	Монтаж плит покриття площею до 20 м2	4-1-7	1 ел	344	<u>1,2</u> 0,3	23,87	<u>412,8</u> 103,2	8211,28	Монтажник 4р-1, 3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
7	Електрозварювання монтажних стиків плит покриття з фермами і балками	22-1-6	10 м шва	6,88	2,5	52,1	17,2	358,45	Електрозварн. 4р-1
	Взагалі						<u>1263,77</u> 277,24	26471,33	

Норма часу на 1 елемент $N_q = 1263,77 / 400 = 3,15$ люд.-год.

$P = 26471,33 / 400 = 66,18$ грн

Ціна на 2026 рік – $26471,33 \times 8,24 = 218\,123,76$ грн

Таблиця 3.11

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудомісткість, люд.-год.		Заробітна плата, грн		Склад ланки
			Один . вимір у	Кільк.	Норма часу, <u>люд.год</u> Д маш.г од	Розцінка, грн	Труд-ть <u>люд.год</u> Д маш.г од	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 2т до 4т	1-5	100 т	7,33 12,64	<u>7,2</u> 3,6 <u>4,6</u> 2,3	137,74 88,002	<u>52,78</u> 26,39 <u>58,14</u> 29,07	1009,63 1112,35	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1

Продовження таблиці 3.11

2	Установка стінових панелей у проектне положення стріловим краном, площа панелі до 10 м ²	4-1-8	шт.	386 436	<u>3</u> 0,7 5	61,06	<u>1158</u> 328,1 <u>439</u> 327	23569,1 6 26622,1 6	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Електрозварювання стиків стінових панелей з колонами	22-1-6	10м.п. шва	17,4	2,5	54,47	43,5	2929,29	Електрозварник 4р-1
4	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою масою до 1,5 т	1-5	100 т	1,59	<u>8,8</u> 4,4	168,3 5	<u>13,99</u> 6,99	267,68	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
5	Встановлення фундаментних балок до проектного положення, масою до 1,5 т	4-1-3	1ел.	106	<u>1,1</u> 0,2 2	24,66	<u>116,6</u> 23,32	2613,96	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
6	Розвантаження елементів воріт до 1,5т до 4т	1-5	100 т	0,14 0,15	<u>8,8</u> 4,4 <u>4,6</u> 2,3	168,3 5 88,00 2	<u>1,23</u> 0,62 <u>0,69</u> 0,35	23,56 13,2	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
7	Монтаж з/б елементів воріт	4-1-6	1ел.	8 16	<u>2,4</u> 0,4 8 <u>1,4</u> 0,2 8	48,84 28,49	<u>19,2</u> 3,84 <u>22,4</u> 12,8	390,72 455,84	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
8	Установка воріт краном	6-13 т.4	1 м ² полотене	90,5 7	<u>0,2</u> 4 0,1 2	<u>5,002</u> 2,501	<u>21,74</u> 10,87	453,48	Тесляр 4р-1 2р-1
9	Електрозварювання стиків елементів воріт	22-1-6	10м шва	0,48	2,5	52,1	1,2	25,01	Електрозварник 4р-1
	Взагалі						<u>1948,4</u> 7 769,35	59486,0 4	

Норма часу на 1 елемент $H_q = 1948,47/952 = 2,05$ люд.-год

$P = 59486,04/952 = 62,49$ грн

Ціна на 2026 рік – $59486,04 \times 8,24 = 490\,164,97$ грн

Таблиця 3.12

Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудовісткість, люд.-год.		Заробітна плата, грн		Склад ланки
			Один . вимір у	Кільк.	Норма часу, люд.год Д маш.г од	Розцінка, грн	Труд-ть люд.год Д маш.г од	Зарплат а, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Конопатка, зачеканка і розшивка швів міжстіновими панелями цементним розчином з підвісної люльки ззовні будівлі з установкою та переміщенням підвісної люльки	4-1-28	10м шва	708,96	2,7	56,27	1914,19	39893,18	Монтажник 4р-1
2	По п 1 з внутрішньої частини будівлі з постановою та переміщенням	4-1-28	10м шва	571,2	1,22	25,42	696,86	14519,90	Монтажник 4р-1
	Взагалі						2611,05	54413,08	

Норма часу на 1 елемент $N_q = 2611,05 / 1280,16 = 2,04$ люд.-год.

$P = 54413,08 / 1280,16 = 42,50$ грн

Ціна на 2026 рік – $54413,08 \times 8,24 = 448\,363,78$ грн

Таблиця 3.13

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудовісткість, люд.-год.		Заробітна плата, грн		Склад ланки
			Один . виміру	Кільк.	Норма часу, люд.год Д маш.год	Розцінка, грн	Трудовість люд.год Д маш.год	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Приймання бетону з кузова автосамоскиду у баддю	4-1-54	100 м ³	0,29	8,2	137,8	39,96	39,96	Бетонник 2р-2
2	Подавання бетонної суміші	8-1-13	м ³	29,24	<u>2,5</u> 1,2	43,27	<u>73,1</u> 35,09	1265,21	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1
3	Заливка швів між плитами покриття бетонною сумішшю	4-1-26	100м шва	32,46	4	69,23	129,84	2247,21	Монтажник 4р-1 3р-1
	Взагалі						<u>205,32</u> 35,09	3552,38	

Норма часу на 1 елемент $H_q = 205,32 / 32,75 = 6,27$ люд.-год.

$P = 3552,38 / 32,75 = 108,47$ грн

Ціна на 2026 рік – $3552,38 \times 8,24 = 29\,271,61$ грн

Технологічна нормаль

Таблиця 3.14

№п/п	Найменування робіт	Об'єм робіт		Кількість		Машини		Кваліфікаційний та чисельний склад бригади	Кількість змін на добу	Тривалість, дні
		Один. вимір	Кільк.	Нормат., люд-зм.	Прийнят., люд-зм.	Тип, марка	Кільк.			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Установка колон	шт.	108	<u>150,75</u> 30,15	<u>108</u> 54	СКГ-50	1	Такелажник 2р-5 Машиніст 6р-1	2	9
2	Забивка стиків колон з фундаментами	1 стик	108	32,57	18			Монтажник 4р-1, 3р-1	2	4,5
3	Установка підкранових балок	шт.	104	<u>54,5</u> 16,8	<u>50</u> 28	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-1, 2р-1 Машиніст крана 6р-1	2	5
4	Електрозварювання стиків балок з колонами	10 м. п. шва	9,9	3,09	2	-	-	Електрозварн. 4р-1	2	1
5	Установка балок та ферм	шт.	56	<u>59,18</u> 11,83	<u>48</u> 24	СКГ-50	1	Монтажник 6р-1, 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1	2	4
6	Електрозварювання стиків кроквяних ферм і балок з колонами	10 м. п. шва	5,6	1,79	2	-	-	Електрозварн. 4р-1	2	1
7	Монтаж плит покриття	1 ел	344	<u>51,6</u> 12,9	<u>50</u> 28	СКГ-50	1	Монтажник 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1	2	5

Продовження таблиці 3.14

8	Електрозварювання монтажних стиків плит покриття з фермами і балками	10 м. п. шва	6,88	2,15	2	-	-	Електрозварн. 4р-1	2	1
9	Установка стінових панелей	шт.	822	<u>315,75</u> 78,94	<u>312</u> 156	Э-125ВБ	1	Монтажник 5р-3, 4р-3, 3р-3, 2р-3 Машиніст 6р-1	2	12
10	Електрозварювання стиків панелей з колонами	10 м. п. шва	17,4	5,43	4	-	-	Електрозварн. 4р-1	2	2
11	Встановлення фундаментних балок	1 ел	106	<u>14,58</u> 2,92	<u>12</u> 6	Э-125ВБ	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1	2	1
12	Установка воріт	1 м ² полотен	90,57	<u>2,72</u> 1,36	<u>4</u> 2	-	-	Тесляр 4р-1, 2р-1	2	1
13	Електрозварювання стиків елементів воріт	10 м. п. шва	0,48	0,15	2	-	-	Електрозварн. 4р-1	2	1
14	Установка та переміщення підвісної люльки	10 м шва	1280,16	326,38	320	-	-	Монтажник 4р-8	2	20
15	Бетонні роботи	м ³	29,24	<u>1,34</u> 0,15	<u>6</u> 3	-	-	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1	2	1
16	Заливка швів між плитами покриття бетонною сумішшю	100 м шва	32,46	0,5	2	-	-	Монтажник 4р-1, 3р-1	2	1

3.4. Підбір автотransпортних засобів та техніко-економічний аналіз можливий варіант монтажу

Послідовність розрахунків

Послідовність розрахунків здійснити за прикладом.

1. Дані для розрахунку транспортних засобів:

Відстань до заводу ЗБК L=22 км.

Середня швидкість автопоїзда V=30 км/год. Для постачання конструкцій на будмайданчик приймаємо тип транспортних засобів (табл. 4.1). Організуємо монтаж усіх конструкцій з приоб'єктного складу, постачання здійснюємо човниковим способом.

Таблиця 3.15

Вибір транспортних засобів

№ п/п	Транспортуємий елемент	Вага одного	Лінійний розмір			Вид транспортуємого засобу	Марка тягача	Вантажопідйомність	Кількість транспортуємих	Загальна вага
			Довжина	Ширина	Товщина					
1	Колона	25,4	18,15	1,3	0,5	ПКС-2206	КрАЗ-258Е1	25	1	25,4
2	Фундаментна балка	1,5	5,05	0,45	0,4	ПКС-2206	КрАЗ-258Е1	20	13	19,5
3	Ферма	15,4	24,0	2,8	0,24	ППКФ-2206	КрАЗ-258	20	1	15,4
4	Плита покриття	2,3	5,97	0,3	2,96	УПЛ-0906	ЗИЛ-130В1	9	3	6,9
5	Панель покриття	1,9	6,0	1,2	0,24	НАМИ-790Б.В	МАЗ-504Б	13	6	11,4
6	Підкранова балка	4,2	5,95	6,0	1,0	УПР-1212	МАЗ-504А	12	2	8,4

2. Доставка колон на будівельний майданчик здійснюється автопоїздом КрАЗ-258Е1 у комплекті з причепом-розпуском, що забезпечує транспортування довгомірних елементів. Для організації безперервного постачання конструкцій застосовується човниковий спосіб, за яким виконується розрахунок необхідної кількості транспортних засобів.

Тривалість транспортного циклу:

$$t_{\text{ц}} = t_{\text{зз}} + 3600 \cdot (2 \cdot L \cdot V) = 600 + 3600 \cdot (2 \cdot 22 / 30) = 5880 \text{ с.}$$

$$M = t_{\text{ц}} / t_{\text{м}} = 5880 / 1262,67 = 4,65 \approx 5 \text{ автопоїздів}$$

$$t_{\text{м}} = 3600 \cdot 0,254 \cdot \frac{1,71 \cdot 1,6 + 7,11 \cdot 1,3 + 10,47 \cdot 1,4}{1,71 + 7,11 + 10,47} = 1262,67 \text{ с.}$$

$$M_{\text{пр}} = M + 2 = 5 + 2 = 7 \text{ причепів}$$

3. Розрахунок собівартості машино-години кранів.

Для кранів гусеничного СКГ-50 і пневмоколісного КС-7362 на монтажі колон і підкранових балок:

Значення $C_{м-зм}$ з урахуванням сьогоденної вартості палива (приймаємо 55 грн/кг).

Для автокрану з вантажопідйомністю 25,92 т (шифр 202-1245) за час роботи витрачається 5,10 кг бензину.

По обраному шифру з другої частини РЕКНМ виписуємо старе значення $C_{м-зм}$ -40,82

грн і стару вартість палива 11,83 грн.

Корегуємо значення $C_{маш-год.i}$

$$C_{м-зм}^{СКГ-50} = 40,82 - 11,83 + 5,10 * 55 = 309,49 \text{ грн (202-1245)}$$

$$C_{м-зм}^{КС-7362} = 33,61 - 11,83 + 5,10 * 55 = 302,28 \text{ грн (202-1438)}$$

Для кранів пневмоколісного КС-4361А і гусеничного СКГ-50 на монтажі кроквяних ферм і плит покриття:

$$C_{м-зм}^{СКГ-50} = 36,61 - 14,20 + 6,12 * 55 = 359,26 \text{ грн (202-1244)}$$

$$C_{м-зм}^{КС-4361А} = 33,61 - 11,83 + 5,10 * 55 = 302,28 \text{ грн (202-1438)}$$

Для кранів пневмоколісного МКТ-6-45 і гусеничного Э-125ВБ на монтажі

$$C_{м-зм}^{Э-125ВБ} = 25,77 - 8,28 + 3,57 * 55 = 213,84 \text{ грн (202-1243)}$$

$$C_{м-зм}^{МКТ-6-45} = 33,61 - 11,83 + 5,10 * 55 = 302,28 \text{ грн (202-1438)}$$

4. Розраховуємо собівартість механізованих робіт для об'єктів для 1 та 2 варіантів:

$$C_0^1 = \frac{1,08 * (309,49 * (318,92 + 146,94) + 359,26 * 227,24 + 213,84 * 769,35) + 1,5 * 1562980,26}{153,47} = 18023,28$$

грн

$$C_0^2 = \frac{1,08 * (302,28 * (318,92 + 146,94) + 302,28 * 227,24 + 302,28 * 769,35) + 1,5 * 1562980,26}{153,47} = 18387,34$$

грн

Т-час роботи конкретного механізму, год;

$$Зп-252 \ 305,50 + 124 \ 750,64 + 218 \ 123,76 + 490 \ 164,97 + 448 \ 363,78 + 29 \ 271,61 \\ = 1 \ 562 \ 980,26 - \text{зарплатня із калькуляції, грн;}$$

V-об'єм бетону, м³;

Згідно собівартості обираємо 1 варіант механізмів.

5. Питома трудомісткість влаштування 1 м³ бетонного фундаменту.

$$Q_{руч} = 1638,31 + 727,97 + 1263,77 + 1948,47 + 2611,05 + 205,32 = 8394,89$$

$$q = \frac{Q_{руч}}{V} = \frac{8394,89}{153,47} = 54,70$$

3.5. Опис технології монтажу окремих конструкцій

«Монтаж збірних фундаментів» здійснюють окремим випереджаючим потоком у період виробництва робіт щодо зведення підземної частини будівлі.

Розбивання місць установлення фундаментів проводять з використанням поздовжніх і поперечних осей, що фіксуються за допомогою дроту. Положення осей фіксують кілочками або інвентарними скобами. На гранях фундаментів наносять настановні ризики. Для фундаментів склянкового типу додатково відзначають

середину верхньої грані стакана.

Влаштування фундаменту необхідно проводити відразу в проектне положення, щоб уникнути порушення поверхні основи. Вивірення фундаменту в проектному положенні здійснюють на вазі, до зняття його зі стропа шляхом поєднання рисок настановних осей з рисками. Правильність установлення фундаментів визначають

теодолітом. За допомогою нівеліра наносять проектні відмітки на стінки стаканів, визначають відповідність фактичного і проектного положення осей відміток. Ці дані заносять до виконавчої схеми, яку беруть за основу для подальшого монтажу надземної частини будівлі.

Монтаж колон включає прийняття фундаментів з геодезичною перевіркою положення їх осей і висотних відміток. При цьому перевіряють їх розміри, положення заставних деталей. По чотирьох гранях згори і на рівні верху фундаментів наносять осьові ризики, а на колонах, призначених для укладання по них підкранових балок,

роблять ризики на консолях. На колони заввишки понад 12м закріплюють хомути або струбцини для їх тимчасового кріплення. Колони заздалегідь розкладають у місцях монтажу. При використанні самохідних стрілоподібних кранів колони мають у своєму

розпорядженні опорну частину ближче до фундаменту, оголовок направляють у проліт по ходу монтажу. Місця стропування колон повинні бути доступні для ведення робіт.

Монтаж колон здійснюють способом «на вазі». Стропування колон виконують різними фрикційними захопленнями або з використанням траверс, що самобалансують. Використовують системи з дистанційним розстропуванням необхідність підйому робітника до місць стропування після встановлення колон.

Підняті краном колони опускають у стакан фундаменту, суміщаючи осьові ризики в нижній частині колон з осьовими рисками на фундаменті. Потім перевіряють вертикальність колон за допомогою двох теодолітів. Для кращого

орієнтування при встановленні колон стрілоподібними кранами використовують жорсткі маніпулятори, які встановлюються біля шарніра п'яти стріли. За допомогою маніпулятора виконують також переміщення колон у горизонтальній і вертикальній площинах.

Монтаж підкранових балок проводять окремим потоком або одночасно з конструкціями покриття. До початку монтажу виконують геодезичну перевірку відміток опорних майданчиків і встановлюють монтажний горизонт. Розкладання балок перед підйомом при монтажу стрілоподібними кранами здійснюють у радіусі дії крана паралельно осі колон. При підйомі балку утримують від розгойдування відтяжками з прядивного каната і розгортають у потрібному напрямі.

Балки встановлюють по осевих рисках з тимчасовим розкріпленням. Після тимчасового закріплення підкранових балок у межах одного прольоту або температурного блока здійснюють геодезичну перевірку в плані і по висоті. Потім зварюють заставні деталі. Після остаточного вивірення підкранових балок складають

виконавчу схему, на якій відзначають геодезичне положення вмонтовуваних елементів. Ці дані необхідні при встановленні рейкових шляхів.

Монтаж балок і ферм покриття виконують з попереднім розкладанням балок і ферм або безпосередньо з транспортних засобів. Розкладання ферм і балок проводять уздовж прольоту так, щоб кран з монтажною стоянкою міг встановлювати їх у проектне положення без зміни вильоту стріли. Для забезпечення стійкості вмонтовуваних елементів їх складають у спеціальних касетах. Підкроквяні ферми зазвичай вмонтовують в одному потоці з підкрановими балками.

Перед підйомом балки і ферми облаштовують люльками і сходами, встановлюють струбцини для тимчасового кріплення, навішують страховальний канат, розчалки і відтяжки.

Залежно від лінійних розмірів ферм і балок для їх стропування використовують різні системи траверс, із захопленням конструкції за дві або чотири точки. Всі захоплення є напівавтоматичними, що дозволяють дистанційно розстропувати конструкцію (висмикуванням замкового замка).

Після підйому, встановлення і вивірення першу ферму розкріплюють розчалками, а подальші кріплять спеціальними розпірками. Потім проводять монтаж плит покриття.

Більш індустріальним є використання кондуктора-розпірки (рис. 255, з). Він складається з розпірки із захваткою, шарнірно встановленої на ходовому

візку. Для закріплення кондуктора в робочому положенні візок забезпечено фіксувальними упорами і натягачем.

Опускання і підйом розпірки здійснюють за допомогою електроприводу. Кондуктор-розпірку встановлюють на змонтоване покриття з плит. Після встановлення ферми на колони розпірку кондуктора опускають і захоплюють верхній пояс ферми. Вивірення ферми проводять за рахунок переміщення каретки.

Для монтажу балок і ферм часто використовують пересувні і самохідні телескопічні й шарнірні вежі та підйомники, які забезпечують зручність у роботі монтажників і дозволяють відмовитися від помостів і навісних люльок.

Монтаж плит здійснюють відразу після встановлення і постійного закріплення на опорах чергової ферми. Цим забезпечується необхідна жорсткість чергового осередку покриття. При безліхтаревій покрівлі плити покриття рекомендується укладати від одного кінця ферми до іншого, починаючи з боку раніше змонтованого прольоту, за наявності ліхтарів — від кінців ферм до середини прольоту. Заставні деталі кожної плити в трьох кутах необхідно приварити до заставних деталей верхнього поясу ферми.

Деякі конструктивні схеми одноповерхових промислових будівель передбачають використання великорозмірних плит розмірами 3 x 12 м, плит оболонки КЖС, а також ефективних плит з двома поздовжніми ребрами типу ТТ. Для підвищення індустриальності такі плити виготовляють з утеплювачем і покрівельним килимом.

Складування плит проводять у зоні дії монтажного крана. Число штабелів плит та їх розміщення визначають з умови покриття осередку між фермами з однієї стоянки крана.

Монтаж стінової огорожі ведуть в основному самохідними стрілоподібними кранами. Установлення стінних панелей, зварювання заставних деталей і закладання стиків проводять з використанням двох люльок, які підвішуються з внутрішнього боку будівлі. Розшивання зовнішніх швів здійснюють також з двох люльок, але підвішуваних на спеціальних консолях, що фіксуються до покриття будівлі.

Процес монтажу зовнішніх стінних панелей вельми трудомісткий, оскільки вимагає великих витрат праці на встановлення і переміщення люльок. Для підвищення ефективності робіт використовують спеціальні пристрої. ЦНПОМТП розроблено устаткування крана, що дозволяє виконувати весь комплекс робіт з монтажу стінних захисних конструкцій. На вертикальній стрілі монтажного крана встановлюють самохідний монтажний майданчик

завдовжки 7 або 13м, який забезпечує виконання всіх робіт при монтажу стінної огорожі з кроком колон 6 і 12м.» [16]

3.6. Заходи з охорони праці та техніки безпеки виробництва робіт

«Монтажні крани розташовуються на будівельних майданчиках, складах, майданчиках укрупненого складання відповідно до ПВР.

Забороняється робота монтажних кранів та інших машин і механізмів безпосередньо під проводами діючих ліній електропередачі будь-якої напруги.

При пересуванні стрілових монтажних кранів під проводами діючих ЛЕП відстань по вертикалі між найвищою точкою крана, який пересувається, та найнижчою точкою провисання проводів повинна бути не меншою від допустимого значення.

При неможливості дотримання зазначених відстаней укіс виїмки необхідно надійно зміцнити.

Металеві частини монтажних кранів 'з електроприводом повинні бути заземлені відповідно до Інструкції у заземлення пересувних будівельних механізмів і електрифікованого інструмента (СН 38-58) й Інструкції з виконання мереж заземлення в електричних установках (СН 102-60).

Монтажні крани повинні бути обладнані автоматичними приладами безпеки й сигналізації, а також запобіжними пристроями. При роботі декількох кранів на одній підкрановій колії, щоб уникнути їхнього зіткнення, повинні бути встановлені кінцеві вимикачі механізмів пересування, що забезпечують зупинку крана на відстані не менше 5 м між переміщуваними вантажами або виступаючими конструкціями кранів.

Адміністрація будівництва зобов'язана:

- забезпечити монтажників міцними, випробуваними й маркованими такелажними пристосуваннями необхідних типів і відповідної вантажопідйомності;
- на видному місці крана помістити табличку, де повинна бути зазначена його гранична вантажопідйомність на максимальному й мінімальному вильотах стріли або висоті підйому гака і дата його подальшого випробування;
- розробити способи правильного стропування вантажів, графічні зображення яких вивішуються в місцях проведення монтажних робіт;
- вивісити в кабіні кранівника список вантажів, які найчастіше підіймаються, із вказівкою їхньої маси;
- забезпечити своєчасне періодичне випробування кранів.

Маса вантажу, що піднімається, з урахуванням такелажних пристосувань не повинна перевищувати максимальної вантажопідйомності крана на певному вильоті стріли.

Такелажні пристосування (траверси, захоплювачі та ін.) після виготовлення й кожного ремонту піддаються зовнішньому огляду та випробуванню під навантаженням в 1,25 раза більше від їхньої номінальної вантажопідйомності, з тривалістю витримки навантаження - 10 хв. Випробування такелажних пристосувань у процесі експлуатації повинні виконуватися періодично: траверси - через кожні 6 місяців, стропи - через кожні 10 днів; інші захоплювачі - через один місяць.

Риштування, помости та ін. засоби підмоцнування, застосовувані під час монтажу конструкцій, повинні бути, як правило, інвентарними. Неінвентарні риштування допускаються лише у виняткових випадках з дозволу головного інженера будівельно-монтажної організації.

Інвентарні риштування та помости повинні мати паспорт підприємства-виготовлювача.

Настили риштувань, помостів та драбин, розташовані вище 1,1 м над рівнем землі або перекриття, повинні огорожуватися поручнями заввишки не менше 1 м, які складаються з поручня, одного проміжного горизонтального елемента й бортової дошки заввишки не менше 15 см. Поверхня настилів повинна бути рівною, ширина щілин між дошками не повинна перевищувати 1 см.

Приставні металеві сходи заввишки понад 5 м повинні мати огорожі у вигляді металевих дуг і наконечники, які запобігають їхньому ковзанню.

Справність рухомого риштування, помостів, люльки, монтажних майданчиків повинна перевірятися майстром щодня.

Монтаж конструкцій. Керування монтажними роботами варто доручати інженерно-технічним працівникам, які мають достатній досвід і знають специфіку виконання робіт.

Стропування елементів і конструкцій, здійснюване за допомогою інвентарних і спеціально розроблених такелажних пристосувань, повинне виконуватися за схемами, складеними з урахуванням міцності й стійкості конструкцій, що піднімаються, при монтажних навантаженнях. Елементи та конструкції, які не володіють достатньою твердістю, необхідно тимчасово підсилювати до їхнього підйому відповідно до вказівок ПВР.

Перед підйомом конструкції та елементи необхідно очищати від полою, іржі, бруду. Окремі дрібні деталі, що піднімаються разом з конструкціями,

необхідно попередньо закріплювати, щоб уникнути їхнього падіння при підйомі.

Конструкції й елементи, що піднімаються монтажним краном, необхідно утримувати від розгойдування й обертання на гаку крана відтяжками або тонким тросом.

На будівельному майданчику необхідно чітко позначити зону, небезпечну для перебування людей під час проведення монтажних робіт, добре виділеними попереджувальними знаками. Границя небезпечної зони визначається відстанню по горизонталі від можливого місця падіння вантажу при його переміщенні монтажним краном. Ця відстань при максимальній висоті підйому вантажу до 20 м повинна становити не менше 7 м, при висоті до 100 м — не менше 10 м, а при більшій висоті — відповідно до вказівок ПВР.

Розчалювання повинні кріпитися до надійних опор (фундаменти, якорі та ін.). Вони не повинні торкатися гострих кутів конструкцій або перегинатися на них.

Перегинання розчалок у місцях їх прилягання до конструкцій допускається лише після перевірки міцності й стійкості цих елементів і конструкцій під впливом зусиль від розчалок.

У процесі виробництва монтажних робіт для переходу монтажників від однієї конструкції до іншої необхідно застосовувати перехідні містки, сходи, трапи. Перехід монтажників по встановлених елементах і конструкціях, які не мають огорож, не дозволяється. Перехід по лінійних елементах (ферма, ригель, балка) дозволяється тільки при обмеженні їх надійно закріпленим, туго натягнутим уздовж них на висоті 1,2 м сталевим канатом, призначеним для закріплення карабіна запобіжного пояса.

Монтаж конструкцій кожного наступного поверху (ярусу) варто робити тільки після надійного закріплення всіх конструкцій попереднього поверху (ярусу). Змонтовані міжповерхові перекриття будинків до монтажу зовнішніх стін наступного поверху необхідно огорожувати поруччям висотою не менш ніж 1 м.

Забороняється виробництва монтажних робіт на висоті під час ожеледі, сильного снігопаду, дощу й граду, а також вітру силою 6 балів і вище. Монтаж глухих панелей необхідно припиняти при силі вітру 5 балів.

Інструктаж і навчання безпечним прийомам робіт

До монтажних робіт допускаються працівники не молодше 18 років, а до самостійних верхолазних робіт — не молодше 18 і не старше 60, які пройшли

медичний огляд та, які мають стаж верхолазних робіт не менше одного року, а розряд — не нижче третього.

Машиністи монтажних кранів, стропувальники, сигнальники й зварники проходять навчання за спеціальними програмами. Після складання іспиту вони одержують посвідчення, які свідчать про їхню кваліфікацію та характер робіт, до яких вони допускаються.

На робочому місці інструктується кожний робітник перед початком робіт на кожному новому робочому місці. Причому, якщо умови й характер робіт не змінюються, через кожні три місяці проводиться повторний інструктаж, метою якого є ознайомлення робітника із загальними технологічними вказівками з виробництва робіт, наявністю небезпечних зон, проходів, а також іншими умовами робіт, незнання яких може привести до нещасного випадку.

Інженерно-технічні працівники, які здійснюють керівництво монтажними роботами, проходять щорічну атестацію з перевірки знань ними правил з техніки безпеки.

Електробезпечність при виробництві монтажних робіт

Безпечною при виробництві будівельно-монтажних робіт варто вважати напругу 12 В і 36 В, застосовувану в умовах сухого середовища при виконанні зварювальних робіт.

В інших випадках потрібне застосування комплексу заходів щодо захисту робітників від можливого ураження їх електричним струмом.

Всі електрозварювальні установки (зварювальний трансформатор, агрегат, трансформатор) повинні мати паспорт, інструкцію з експлуатації та інвентарний номер.

Ввімкнення й вимкнення електрозварювальних установок, а також їх ремонт повинні здійснювати тільки електромонтери. Зварювальникам ці операції виконувати забороняється.

До початку зварювальних робіт необхідно зробити заземлення металевих частин електрозварювальних установок, які не перебувають під напругою під час роботи, деталей, а також зварювальних деталей і конструкцій. У пересувних зварювальних установках зворотний дріт повинен бути ізолюваний так само, як і дріт, приєднаний до електродотримача.

Виконувати зварювальні роботи на висоті з риштувань і підмостів дозволяється тільки після перевірки їх майстром або виконавцем робіт. При цьому повинні вживатися заходи проти загоряння настилів і падіння розплавленого металу на працюючих або людей унизу, які проходять.

Застосовуваний при напівавтоматичному та автоматичному зварюванні флюс повинен бути сухим та чистим, не забрудненим маслами, жирами або смолами. При очищенні зварних швів і

прибирання флюсу варто застосовувати металеві шкребки, совки й щітки.

Під час роботи з відкритою електричною дугою зварювальники повинні застосовувати для захисту обличчя та очей індивідуальні засоби захисту (шолом-маска або щиток із захисним склом-світлофільтром).

Робити зварювальні роботи на відкритому повітрі під час грози, дощу або снігу забороняється.

При електрозварювальних роботах електрозварювальники повинні користуватися комплектами спецодягу, які видаються відповідно до типових галузевих норм.»[16]

РОЗДІЛ 4.

ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

					КНУ.БР.192.26.196с.14 ОБ				
Зм.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					
Розроб.	Мязіна				Організація будівництва		Літ.	Арк.	Аркушів
Перевірив	Попруга							82	
Керівник	Попруга						КПЦМБ БІ-22-1		
Зав. каф.	Валовой								

4.1. Опис об'єкта та визначення методів виконання робіт

Цех запроектовано як одноповерхову промислову каркасну споруду з трьома поздовжньо з'єднаними прольотами. Перший проліт $L_1=24$ м, довжиною, $B_1=96$ м, з відміткою оголовку колон $H_1=12$ м, та кроком колон $a_1=6$ м, він обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1=16$ т. Другий та третій виконані шириною $L_2/L_3/L_4=18$ м, довжиною $B_2=72$ м, з висотою оголовку колон $H_2=16,8$ м, і кроком $a_2/a_3=6$ м, обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю $Q_2/Q_3/Q_4=30/50/50$ м. Конструктивна схема передбачає залізобетонні колони крайніх і середніх рядів, для першого прольоту суцільного прямокутного перерізу, для другого та третього двогілкові, також суцільного прямокутного перерізу. Підкранові балки мають довжину 6 м, кроквяні балки довжиною 18 та 24 м, ферми довжиною 24 м. Покриття виконано з ребристих плит 3 х 6 м. Фундаментні балки мають довжину 6 м, стінові панелі довжиною 6 м та висотою 1,2 та 1,8 м.

Приймаємо 4 захватки, кількість яких відповідає числу прольотів будівлі. Вони мають приблизно однаковий обсяг 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. Включають улаштування монолітних залізобетонних фундаментів за схемою бетонування кран-баддя з використанням автокрана МКА-16 зі стрілою 15 м; виконуються монолітні фундаменти під обладнання із застосуванням того ж автокрана.

3. Монтажні роботи. Монтаж одноповерхової промислової будівлі здійснюється із застосуванням самохідних стрілових кранів на гусеничному ході. Технологічна схема передбачає потокове виконання робіт: першим потоком монтуються колони за допомогою крана СКГ-50, другим-підкранові балки тим самим краном, третім-конструкції покриття, що включають кроквяні балки, ферми та плити покриття (СКГ-50), четвертим-стінові панелі із застосуванням крана Э-125ВБ. Монтаж проводиться з попередньою розкладкою елементів біля місць їх встановлення. Елементи каркасу встановлюються вздовж прольотів будівлі методом вільного піднімання, коли конструкції наводяться на опори в процесі переміщення. Монтаж колон

виконується окремо методом обертання, що забезпечує точність їх встановлення.

4. Інші роботи виконуються послідовно. Улаштування покрівлі здійснюється по захватках уздовж довшої сторони прольоту, після чого проводиться закладання віконних прорізів по периметру будівлі. Далі виконуються всі інші опоряджувальні роботи також по захватках. Олійне фарбування вікон та оздоблення стін проводяться зверху вниз по всьому периметру будівлі.

Таблиця 4.1

Специфікація збірних елементів

№ за/п	Назва елемента	Марка елемента	Кількість шт.	Розміри, м			Об'єм, м ³		Вага, т	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елемента	Всіх елементів	Одного елемента	Всіх елементів
1	Колона крайнього ряду	1КД168	62	18150	1300	500	6,76	419,12	16,9	1047,8
2	Колона середнього ряду	2КД168	28	18150	1900	600	10,14	283,92	25,4	711,2
3	Фахверкова колона	9КФ175-1	18	17500	600	400	3,8	68,4	9,51	171,18
4	Підкранова балка 6 м	БКНВ 6-4с	104	5950	600	1000	1,66	172,64	4,2	436,8
5	Кроквяні конструкції	1 БДР-18-1	39	17960	1640	320	3,4	132,6	8,5	331,5
		ФПП 6-24	17	24000	2800	300	5,0	85	15,4	261,8
6	Плити покриття	ПНС-1..4	344	5970	2960	300	1,07	368,08	2,3	791,2
7	Фундаментні балки	ФБ6-41	106	5050	300	200	0,6	63,6	1,5	159
8	Стінові панелі	ПСЛ 18	386	6000	1200	240	1,7	656,2	1,9	733,4
		ПСЛ 20	436	6000	1800	240	2,56	1116,16	2,9	1264,4
9	Стійки воріт	СВ	16	3600	400	400	0,576	5,76	1,44	14,4
10	Ригелі воріт	РВ	8	440	400	700	1,232	6,16	3,08	15,4
Всього			1564					3377,64		5938,08

4.2. Визначення обсягів робіт

Визначення обсягів робіт здійснюється на основі креслень, а також додатків і розрахунків, складених у процесі проектування робіт з

улаштування монолітних залізобетонних фундаментів та монтажу каркасної будівлі зі збірних залізобетонних конструкцій. Результати підрахунку падаються у табличній формі (табл 4.2).

Таблиця 4.2

Відомість обсягів робіт

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика $(S \times 1,15) = (96 \times 18 + 72 \times 62) \times 1,15 = 6192 \times 1,15$	1000 м ²	7,121
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см $(S \times 0,15) = 6192 \times 0,15$	1000 м ³	0,929
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал $(V_k = S \times h - V_r) = 6192 \times 2,75 - 1780$	1000 м ³	15,25
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди $(V_r = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо} + S \times (0,1 + 0,02)) = 77 + 643 + 320 + 6192 \times 0,12$	1000 м ³	1,78
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) $(\text{кільк.фунд.} \times S_{\phi} \times 0,1) = 108 \times 7,2 \times 0,1$	100 м ³	0,77
6	Бетонна підготовка під фундаменти $(\text{кільк.фунд.} \times S_{\phi} \times 0,1) = 108 \times 7,2 \times 0,1$	100 м ³	0,77
7	Влаштування монолітних фундаментів $(V_{фк} = \Sigma \text{кільк.фунд.} \times V_{\phi}) = 5,96 \times 108$	100 м ³	6,43
8	Влаштування фундаментів під обладнання $(V_{фо} = 80 \text{ м}^3 \times \text{кільк.прольотів}) = 80 \times 4$	100 м ³	3,2
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна $15,48 \times 108$	100 м ²	16,72
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $4,68 \times 108$	100 м ²	5,5
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. (V_k)	1000 м ³	15,25
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці (V_k)	1000 м ³	15,25
13	Монтаж колон	шт.	108
14	Монтаж підкранових балок	шт.	104
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м ²	6192
16	Монтаж конструкції огорожі $(S_o = P \times h) = 436 \times 6 \times 1,8 + 386 \times 6 \times 1,2$	м ²	7488
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м ²	61,92
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м ²	61,92
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м ²	61,92

Продовження таблиці 4.2

20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м ²	61,92
21	Оздоблення покрівельною сталлю (0,7×L)=0,7×(96+24+12+54+72+54+12+24)	100 м ²	2,60
22	Фарбування стін з середини приміщень (S _o)	100 м ²	74,88
23	Фарбування фасадів (S _o)	100 м ²	74,88
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S _o)	100 м ²	3,21
25	Фарбування конструкцій покриття (S×1,6)	100 м ²	99,1
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м ²	61,92
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м ²	61,92
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м ²	61,92
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S _o)	100 м ²	3,21
30	Сантехнічні роботи (V _{буд.} ×0,03)	3%	1030,32
31	Електротехнічні роботи (V _{буд.} ×0,03)	3%	1030,32
32	Благоустрій території (V _{буд.} ×0,01)	1%	343,44
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання (V _{буд.} ×0,1)	10%	5151,58
35	Пусконаладжувальні роботи (V _{буд.} ×0,005)	0,5%	171,72

4.3. Картка-визначник календарного графіка

Таблиця 4.3

№	Назва робіт та комплекс робіт	Обсяг робіт		Код роботи	Норма на одиницю виміру.		Трудомісткість на весь обсяг				Основні механізми		Виконав.		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 ²	7,121	РЭСН 1-30- 1	-	0,6	-	-	4,27	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м ³	0,929	РЭСН 1-24- 2	-	19,55	-	-	18,16	16,0	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	1
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал I II III IV	1000 м ³	15,25 3,81 3,81 3,81 3,82	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	298,1 74,49 74,49 74,49 74,68	- - 	648,13 161,93 161,93 161,93 162,35	640 160 160 160 160	ЗО-4122, КАМАЗ 5511	2	Машиніст 6р-1, Водій 2кл.-5	1+5	2	5 5 5 5

Продовження таблиці 4.3

4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди	1000 м³	1,78	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	39,34	-	113,78	96	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1 Водій 2кл.-5	1+5	2	1,5 1,5 1,5 1,5
	I		0,44				9,72		28,12	24						
	II		0,44				9,72		28,12	24						
	III		0,44				9,72		28,12	24						
	IV		0,46				10,17		29,40	24						
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка)	100 м³	0,77	РЭСН 1-164-2	261,8	-	201,59	192	-	-	-	-	Землекоп 3р-1, 2р-1	2	2	1,5 1,5 1,5 1,5
	I		0,19				49,74	48								
	II		0,19				49,74	48								
	III		0,19				49,74	48								
	IV		0,20				52,36	48								
6	Бетонна підготовка під фундаменти	100 м³	0,77	РЭСН6-1-19	527,8	94,56	406,41	384	72,81	-	МКА-16	1	Бетонник 3р-- 2	2	2	3 3 3 3
	I		0,19				100,28	96	17,96							
	II		0,19				100,28	96	17,96							
	III		0,19				100,28	96	17,96							
	IV		0,20				105,56	96	18,91							
7	Влаштування монолітних фундаментів	м³	644	Калькуляція	2,94		1893,36	1792	-	-	МКА-16	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	3,5 3,5 3,5 3,5
	I		161				473,3	448								
	II		161				473,3	448								
	III		161				473,3	448								
	IV		161				473,46	448								
8	Влаштування фундаментів під обладнання	100м³	3,2	РЭСН 6-4-5	268,25	39,45	858,4	800	126,24	-	МКА-16	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	1+4	2	2,5 2,5 2,5 2,5
	I		0,8				214,6	200	31,56							
	II		0,8				214,6	200	31,56							
	III		0,8				214,6	200	31,56							
	IV		0,8				214,6	200	31,56							

Продовження таблиці 4.3

9	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с.	1000 м³	15,25	РЭСН 1-27-2	-	13,7	-	-	208,93	192	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	3
	I		3,81						52,19	48						
	II		3,81						52,19	48						
	III		3,81						52,19	48						
	IV		3,82						52,33	48						
10	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці	1000 м³	15,25	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	255,59	224	Ду-50	1	Машиніст 6р-1	1	2	3,5
	I		3,81						63,86	56						
	II		3,81						63,86	56						
	III		3,81						63,86	56						
	IV		3,82						64,02	56						
11	Монтаж колон	Шт.	108	Калькуляція табл.3.8	15,17	2,95	1638,36	1536	318,6	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1.4р-1.3р-	1+5	2	4
	I		27						79,6							
	II		27						79,6							
	III		27						79,6							
	IV		27						79,8							
12	Монтаж підкранових балок	Шт.	104	Калькуляція табл. 3.9	6,99	1,40	726,96	640	145,6	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р- 1.4р-1.3р-2.2р-1	1+5	2	2
	I		26						36,4							
	II		26						36,4							
	III		26						36,4							
	IV		26						36,4							

Продовження таблиці 4.3

13	Монтаж балок покриття 18 м Монтаж ферм покриття 24 м Монтаж плит покриття I II III IV	Шт. 126 126 126 126	504	Калькуляція табл. 3.10	3,15	0,69	1587,6 396,9 396,9 396,9 396,9	1440 360 360 360 360	347,76 80,94 80,94 80,94 80,94	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1, 4р-2, 3р-1, Електрозварн. 5р-1	1+4	2	4,5 4,5 4,5 4,5
14	Монтаж стінових панелей 6 м Монтаж фундаментних балок 6 м Монтаж елементів воріт I II III IV	Шт. 238 238 238 238	952	Калькуляція табл. 3.11	2,05	0,81	1951,6 487,9 487,9 487,9 487,9	1920 480 480 480 480	771,12 192,78 192,78 192,78 192,78	-	Э-125ВБ, ЛЕ-100-300	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	1+5	2	5 5 5 5
15	Ущільнення ґрунту щебнем I II III IV	100 м ² 15,48 15,48 15,48 15,48	61,92	РЭСН 1-136-1	1,21	1,21	74,92 18,73 18,73 18,73 18,73	64 16 16 16 16	74,92 18,73 18,73 18,73 18,73	64 16 16 16 16	-	-	Бетонник 2р-2	2	2	1 1 1 1

Продовження таблиці 4.3

16	Улаштування чорнової підлоги	100 м ²	61,92	РЭСН 11-14-1	47,87	-	2964,11	2720	-	-	-	-	Бетонник 4р-2, 3р--2, 2р-1	5	2	8,5 8,5 8,5 8,5
	I		15,48				741,03	680								
	II		15,48				741,03	680								
	III		15,48				741,03	680								
	IV		15,48				741,03	680								
17	а) Влаштування пароізоляції в один шар	100 м ²	61,92	РЭСН 12-20-4	14,69	-	909,60									
	I		15,48				227,40									
	II		15,48				227,40									
	III		15,48				227,40									
	IV		15,48				227,40									
18	б) Влаштування утеплювача плитного	100 м ²	61,92	РЭСН 12-18-3	63,67	-	3942,45									
	I		15,48				985,61									
	II		15,48				985,61									
	III		15,48				985,61									
	IV		15,48				985,61									
19	в) Улаштування цементно-піщаної стяжки	100 м ²	61,92	РЭСН 12-22-1	38,39	-	2377,11									
	I		15,48				594,28									
	II		15,48				594,28									
	III		15,48				594,28									
	IV		15,48				594,28									

Продовження таблиці 4.3

20	г) Наклеювання тришарового рулонного килиму I II III IV	100 м ²	61,92 15,48 15,48 15,48 15,48	РЭСН 12-2-1	30,1	-	1863,79 465,95 465,95 465,95 465,95									
21	д) Оздоблення покрівельною сталлю I II III IV	100 м ²	2,60 0,65 0,65 0,65 0,65	РЭСН 12-15-1	132,8	-	345,28 86,32 86,32 86,32 86,32									
	Σ (покрівельні роботи) I II III IV		250,28 62,57 62,57 62,57 62,57				9438,23 2329,56 2329,56 2329,56 2329,56	8960 2240 2240 2240 2240	-	-	-	-	Бригада покрівельників	20	2	7 7 7 7
22	Засклення металевих рам промислових будівель I II III IV	100 м ²	3,21 0,80 0,80 0,80 0,81	РЭСН 15-208-1	71,77	0,78	230,38 57,42 57,42 57,42 58,13	192 48 48 48 48	2,50 0,62 0,62 0,62 0,63	-	-	-	Бригада склярів зр-б	6	2	0,5 0,5 0,5 0,5

Продовження таблиці 4.3

23	а) Фарбування стін з середины приміщень I II III IV	100 м ²	74,88 18,72 18,72 18,72 18,72	РЭСН 15-152-1	15,18	-	1136,68 284,17 284,17 284,17 284,17	-								
24	б) Фарбування фасадів I II III IV	100 м ²	74,88 18,72 18,72 18,72 18,72	РЭСН 15-155-2	30,85	-	2310,05 577,51 577,51 577,51 577,51	-								
25	в) Фарбування заповнень віконних прорізів I II III IV	100 м ²	3,21 0,80 0,80 0,80 0,81	РЭСН 15-176-3	163,02	-	523,29 130,42 130,42 130,42 132,05	-								
26	г) Фарбування конструкцій покриття I II III IV	100 м ²	99,1 24,77 24,77 24,77 24,79	РЭСН 15-180-6	42,9	-	4251,39 1062,63 1062,63 1062,63 1063,49	-								

Продовження таблиці 4.3

	Σ (оздоблювальні роботи) I II III IV	100 м²	252,17 63,04 63,04 63,04 63,05				8221,41 2054,73 2054,73 2054,73 2057,22	8192 2048 2048 2048 2048	- - - - -	- - - - -	- - - - -	Маляр 4р-8, 2р-8	16	2	8 8 8 8
27	Влаштування чистої підлоги I II III IV	100 м²	61,92 15,48 15,48 15,48 15,48	РЭСН 11-15-3	42,5	-	2631,6 657,9 657,9 657,9 657,9	2560 640 640 640 640	- - - - -	- - - - -	- - - - -	Бетонник 4р-5, 3р-5	10	2	4 4 4 4
28	Сантехнічні роботи I II III IV			1%			331,65 82,56 82,56 82,56 83,97	256 64 64 64 64				Сантехнік 5р-1, 4р-1, 3р-1,	4	2	1 1 1 1
29	Електротехнічні роботи I II III IV			3%			994,96 248,68 248,68 248,68 248,92	960 240 240 240 240				Ел.монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-	5	2	3 3 3 3

Продовження таблиці 4.3

[illegible]

4.4. Розрахункова матриця

Таблиця 4.4

Захватки	Планування майданчика та	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів	Влаштування фундаментів під обладнання	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
I	0 2 2	2 6,5 (0) 8,5	14,5 4,5 (6) 19	22 3,5 (3) 25,5	28,5 2,5 (3) 31	31 6,5 (0) 37,5	45 4 (7,5) 49	55 2 (6) 57	57 4,5 (0) 61,5	61,5 5 (0) 66,5	66,5 7 (0) 73,5
II		8,5 6,5 15	19 4,5 (4) 23,5	25,5 3,5 (2) 29	31 2,5 (2) 33,5	37,5 6,5 (4) 44	49 4 (5) 53	57 2 (4) 59	61,5 4,5 (2,5) 66	66,5 5 (0,5) 71,5	73,5 7 (2) 80,5
III		15 6,5 21,5	23,5 4,5 (2) 28	29 3,5 (1) 32,5	33,5 2,5 (1) 36	44 6,5 (8) 50,5	53 4 (2,5) 57	59 2 2 61	66 4,5 (5) 70,5	71,5 5 (1) 76,5	80,5 7 (2) 87,5
IV		21,5 6,5 28	28 4,5 (0) 32,5	32,5 3,5 (0) 36	36 2,5 (0) 38,5	50,5 6,5 (12) 57	57 4 (0) 61	61 2 (0) 63	70,5 4,5 (7,5) 75	76,5 5 (1,5) 81,5	87,5 7 (6) 94,5
ΣT_{ij}	2	26	18	14	10	26	16	8	18	20	28
Зміни	1, 2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	1	6	2	8	4	2	5	5	5	5	20

Продовження таблиці 4.4

Захватки	Засклення проїмів	Сантехнічні роботи	Електротехнічні роботи	Уцілювання щелем та улаштування чорної підлоги	Монтаж обладнання	Оздоблювальні роботи	Влаштування чистої підлоги	Пусконаладжувальні роботи	Благоустрій території	Здача об'єкту
	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
I	93 0,5 (19,5) 93,5	93,5 1 (0) 94,5	94,5 3 (0) 97,5	97,5 9,5 (0) 107	113 7,5 (6) 120,5	120,5 8 (0) 128,5	140,5 4 12 144,5			
II	93,5 0,5 (13) 94	94,5 1 (0,5) 95,5	97,5 3 (2) 100,5	107 9,5 (6,5) 116,5	120,5 7,5 (4) 128	128,5 8 (0,5) 136,5	144,5 4 (8) 148,5			
III	94 0,5 (6,5) 94,5	95,5 1 (1) 96,5	100,5 3 (4) 103,5	116,5 9,5 (13) 126	128 7,5 (2) 135,5	136,5 8 (1) 144,5	148,5 4 (4) 152,5			
IV	94,5 0,5 (0) 95	96,5 1 (1,5) 97,5	103,5 3 (6) 106,5	126 9,5 (19,5) 135,5	135,5 7,5 (0) 143	144,5 8 (1,5) 152,5	152,5 4 (0) 156,5	156,5 2 (0) 158,5	158,5 2 (0) 160,5	160,5 3 (0) 163,5
ΣT_{ij}	2	4	12	38	30	32	16	2	2	3
Зміни	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2
Робітники	6	4	5	5	10	16	10	10	10	10

4.5. Розрахунок техніко-економічних показників календарного графіка

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

$$T_3 = 164,5 \text{ днів.}$$

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

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 164,5 / (164,5 + 55,5) = 0,74$$

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:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (55,5 / 164,5) = 0,663$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{зм} = \frac{T_{зм}}{T_{дн}} = (651 / 164,5) = 3,95$$

де $T_{зм} = 1 \cdot 1 + 1 \cdot 2 + 2 \cdot 26 + 2 \cdot 18 + 2 \cdot 14 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 26 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 8 + 2 \cdot 18 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 28 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 4 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 38 + 2 \cdot 30 + 2 \cdot 32 + 2 \cdot 16 + 1 \cdot 2 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 3 = 651$ — загальна кількість змін;

$T_{дн} = 164,5$ (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{Ч_{\max}}{Ч_{\text{сер}}} = (62 / 31) = 2$$

де $Ч_{\max} = 62$ робітника — максимальна денна чисельність робітників;

$N = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 2 + 12 \cdot 12,5 + 18 \cdot 7,5 + 36 \cdot 7 + 24 \cdot 0,5 + 34 \cdot 1,5 + 36 \cdot 1,5 + 30 \cdot 3,5 + 12 \cdot 2,5 + 2 \cdot 6,5 + 14 \cdot 12 + 12 \cdot 4 + 10 \cdot 2 + 20 \cdot 4 + 32 \cdot 1,5 + 22 \cdot 3,5 + 62 \cdot 8,5 + 52 \cdot 6,5 + 40 \cdot 11,5 + 52 \cdot 0,5 + 62 \cdot 1 + 32 \cdot 0,5 + 20 \cdot 10,5 + 40 \cdot 1 + 30 \cdot 8 + 62 \cdot 18 + 52 \cdot 11 + 20 \cdot 2 + 10 \cdot 2 + 20 \cdot 2 + 20 \cdot 3 = 5041$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Ч_{\text{сер}} = N / T_3 = 5041 / 164,5 = 31$ (робітника) — середня чисельність робітників.

4.6. Розрахунок потреби в тимчасових адміністративних і санітарно-побутових будівлях

Проектування тимчасових будівель здійснюється у такій послідовності:

- Визначення чисельності робітників та службовців;

- Складання переліку тимчасових споруд, що підлягають розміщенню на будівельному майданчику.

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

Тимчасові будівлі класифікують: за джерелом фінансування, титульні (на балансі замовника) та нетитульні (на балансі БМО); за функціональним призначенням, виробничі, громадські, складські, службові, санітарно-побутові; за конструктивними особливостями, інвентарні та неінвентарні.

Інвентарні споруди, у свою чергу, поділяються на збірно-розбірні, контейнерні, пересувні та споруди з легких оболонки.

Визначення кількості робітників:

Максимальна кількість робочих за графіком руху — 62 осіб.

Загальна чисельність працюючих на будівництві — $62:0,85=72$ особи.

Чисельність охорони та МОП — $72 \cdot 0,03=3$ особи.

Чисельність ІТП та службовців — $72-62-3=7$ осіб.

В першу зміну працюють $62 \cdot 0,70=43$ робітника, ІТП та службовців — $7 \cdot 0,80 = 5$ осіб, охорони та МОП — $3 \cdot 0,80=2$ особи.

Усього в першу зміну працює $43+5+2=50$ особа. З них жінок $50 \cdot 0,3 = 15$ осіб; чоловіків — $50-15=35$ особи.

Визначення номенклатури адміністративних і санітарно-побутових приміщень (табл. 4.5).

Таблиця 4.5

Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працюючих	Норма площі на одного працюючого, м ²	Розрахункова площа, м ²	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м ²	Кільк. Буд.
1	2	3	4	5	6	7	8
Адміністративні приміщення							
Кантора виконроба	7	4	28	6×2,7×2,5	Збірно-розбірна	32,4	2
Кабінет техніки безпеки	72	0,2	14,4	9×2,7×2,5	Контейнерна	24,3	1

Продовження таблиці 4.5

Охоронна будка	2	3	6	6×2,7	Неінвентарна	16,2	1
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна з лавами	62	0,6	37,2	9×2,7×2,5	Збірно-розбірна	48,6	2
Душова з переддушовою	43	0,82	35,26	9×2,7×2,5	Контейнерна	48,6	2
Умивальна групова	43	0,06	2,58	Поєднується з гардеробною			
Туалети – чоловічі – жіночі	43	0,07	2,45	6×2,7×2,5	Контейнерна	16,2	1
	15	0,14	2,52	6×2,7×2,5	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для просушки спецодягу	43	0,2	8,6	6×2,7×2,5	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	50	0,75	37,5	9×2,7×2,5	Контейнерна	48,6	2
Їдальня на 50 місць	50	1	50	9×2,7×2,5	Збірно-розбірна	72,9	3
Пункт охорони здоров'я	50	0,05	2,5	6×2,7×2,5	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для обігріву працівників	50	0,1	5	6×2,7×2,5	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	15	0,12	3	6×2,7×2,5	Контейнерна	16,2	1

4.7. Розрахунок тимчасового водопостачання

Таблиця 4.6

Споживачі водопостачання

Споживачі води	Найбільша кількість споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну	Питомі витрати води, л	
		Одиниці	Кількість
1	2	3	4
Виробничі потреби:			
Екскаватор	2	маш.-год.	12,5
Бульдозер	1	маш.-доба	450
Кран	3	маш.-доба	550
Бортові автомобілі	5	маш.-доба	550
Технологічні потреби:			
Оздоблювальні роботи	252,17	м ²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	250,28	м ²	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	50	люд. на зміну	12,5
Душ з переддушовою	50	люд. на зміну	25
Їдальня	50	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: $12,5 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0015625$ л/с;
для бульдозера: $450 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0028125$ л/с;
для крану: $550 \cdot 3 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,103125$ л/с;
для автосамоскиду: $550 \cdot 5 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,171875$ л/с;
загалом: $q_{\text{вир}} = 0,2794$ л/с.
- Оздоблювальні роботи: $0,75 \cdot 252,17 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0118$ л/с;
улаштування рулонної покрівлі: $7,5 \cdot 250,28 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,11732$ л/с;
загалом: $q_{\text{техн}} = 0,1291$ л/с

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

$$q_{\text{госп}} = \frac{q_2 \cdot N_1 \cdot k_{2,\text{год}}}{3600 \cdot t} = 12,5 \cdot 50 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0586 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{ідал}} = \frac{q_3 \cdot N_1 \cdot k_{2,\text{год}}}{3600 \cdot t} = 12,5 \cdot 50 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0586 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{душ}} = \frac{q_4 \cdot N_2}{60 \cdot m} = 25 \cdot 20 / (60 \cdot 45) = 0,185 \text{ л/с},$$

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

N_1 — кількість працюючих в найбільш завантажену зміну;

$k_{2,\text{год}}$ — 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).

Витрати води на пожежогасіння приймаємо $q_{\text{пож}} = 15 \text{ л/с}$ (при одночасній роботі трьох гідрантів по 5 л/с кожний), оскільки територія будівельного майданчику дорівнює 3,29 га, тобто менша за 10 га.

Загальні секундні витрати води:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{госп}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 15,7107 \text{ л/с}.$$

6.6 Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

- Загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{15,7107 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,4}} = 119,56 \text{ м}$$

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

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

- На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,2794 + 0,1291) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,4}} = 19,28$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 20 мм.

- На санітарно-побутові потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{госп}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,0586 + 0,0586 + 0,185) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,4}} = 17,78$$

Приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

4.8. Розрахунок тимчасового електропостачання

Електроенергія на будівельному майданчику використовується для:

1. виробничо-технологічних потреб (підігрів матеріалів, розморожування ґрунту, електропрогрів бетону та кладки у зимовий період);
2. живлення електродвигунів будівельних машин, механізмів та установок;
3. освітлення, внутрішнього (приміщень) та зовнішнього (робочих зон, 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 :

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

де α — 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_{ov} — 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 4.7

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. Люлька ЛЕ-100-300	шт.	1	1,6	1,6	0,6
2. Електричний фарбопульт СО-61	шт.	1	0,27	0,27	0,6
3. Зварювальний трансформатор ТД-30У2	шт.	2	17,5	35	0,6
4. Вібратор ВЕРБ-66	шт.	2	1,2	2,4	0,6

Таблиця 4.8

Електричне освітлення внутрішнє

Споживачі	Загальна площа, м ²	Норма потужності на освітлення 1м ² , Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	3	4	5
1. Гардеробна з умивальною	48,6	15	0,729
2. Душова з переддушовою	48,6	15	0,729
3. Приміщення для обігріву працівників	16,2	15	0,243
4. Приміщення для відпочинку працюючих	48,6	15	0,729
	16,2	15	0,243
	16,2	15	0,243
5. Туалет чоловічий	72,9	15	1,094
6. Туалет жіночий	32,4	15	0,486
7. Їдальня	16,2	15	0,243
8. Контора виконроба	24,3	15	0,365
9. Охоронна будка на в'їзді	16,2	15	0,243
10. Кабінет техніки безпеки			
11. Приміщення для особистої гігієни жінок			

Продовження таблиці 4.8

12. Приміщення для просушки	16,2	15	0,243
спецодягу	16,2	15	0,243
13. Пункт охорони здоров'я	43	3	0,129
14. Закритий склад			
Разом			5,962

Таблиця 4.9

Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Один иці вимір ю- вання.	Загальна площа, м ² (довжина, м),	Освіт - ленн я, лк	Норма потужності на 1м ² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгєнплану)	м ²	32933	2	0,8	26,35
Площа будівлі (монтажна зона)	м ²	6192	20	3	18,58
Головні проходи та проїзди	км	3	3	5	15
Охоронне освітлення	км	1,39	0,5	1,5	2,09
Аварійне освітлення	км	1,39	0,5	1,5	2,09
Разом					64,11

$$P=(1,1/0,75) \cdot ((1,6 \cdot 0,6 + 0,27 \cdot 0,6 + 35 \cdot 0,6 + 2,4 \cdot 0,6) + 5,96 \cdot 0,8 + 64,11) = 103,44 \text{ кВт}$$

Застосовуємо на будівельному майданчику трансформаторну підстанцію КТПН-72-160, загальна потужність якої 160 кВт, з трансформаторами типу ТМ 16016/10 вагою по 1,31 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:

$$n = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_{\text{л}}},$$

де p — питома потужність при освітленні прожекторами ПЗС-45, $p = 0,2 \dots 0,3$ Вт/(м²·лк)

E — освітленість, лк; $E = 2$ лк;

S — площа, яку освітлюють; $S = 32933$ м²;

$P_{\text{л}}$ — потужність лампи прожектора, ПЗС-45 $P_{\text{л}} = 500$ Вт та $P_{\text{л}} = 1000$ Вт;

$$n = 0,2 \cdot 2 \cdot 32933 / 500 = 27 \text{ шт.}$$

Встановлюємо по дві лампи на одній опорі.

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

$$n = 0,2 \cdot 20 \cdot 6192 / 1000 = 24 \text{ шт.}$$

На 8 щоглах встановлюємо по 3 прожектори.

4.9. Розрахунок тимчасових будівель

Таблиця 4.10

№ з/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 1м ² підлоги	Розрахункова площа складу, м ²	Коефіцієнти на проходи і проїзди	Загальна розрахункова площа складу, м ²	Прийнята площа складу, м ²	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	нерівномірності надходження	Нерівномірності використання								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Колони	м ³	16	771,44	48,22	1,1	1,3	4	275,82	0,80	344,78	1,25	430,98	456 2×(19×12)	відкр.
2	Підкранові балки	м ³	8	172,64	21,58	1,1	1,3	2	61,72	0,50	123,44	1,2	148,13	168 (14×12)	відкр.
3	Кроквяні ферми та балки	м ³	18	217,6	12,09	1,1	1,3	2	34,58	0,07	494	1,2	592,8	816 2×(34×12)	відкр.
4	Плити покриття	м ³	18	368,08	20,45	1,1	1,3	3	87,73	0,50	175,46	1,2	210,55		відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м ³	20	1847,88	92,39	1,1	1,3	5	660,59	1,00	660,59	1,2	792,71	816 2×(34×12)	відкр.

Продовження таблиці 4.10

6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	54	1,4172	0,02625	1,1	1,3	5	0,1876875	0,50	0,375375	1,2	0,4505	10×5	закр.
7	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	38	5,5204	0,14527	1,1	1,3	5	1,0386805	0,70	1,483829	1,2	1,7806		закр.
8	Дріт сталевий і цвяхи	т	58	0,0913616	0,0015752	1,1	1,3	5	0,0112627	2,50	0,004505	1,2	0,0541		закр.
9	Мастильні матеріали	т	20	0,0099004	0,00049502	1,1	1,3	3	0,0021236	0,60	0,003539	1,2	0,0043		закр.
10	Рогожа	м ²	18	206,4	11,47	1,1	1,3	3	49,2063	2,5	19,6825	1,2	23,6190		закр.
11	Металопрокат	т	16	0,47952	0,02997	1,1	1,3	5	0,2142855	1,50	0,142857	1,2	0,1714	10×5	навіс
12	Дошки обрізні із хвойних порід	м ³	54	2,02928	0,03758	1,1	1,3	5	0,268697	1,25	0,214958	1,2	0,2579		навіс
13	Руберойд підкладочний з пиловидною підсипкою РПП-300Б	м ²	18	193,328	10,7404	1,1	1,3	5	76,76386	2,50	30,71754	1,2	36,8611		навіс
14	Щити опалубки, ширина 300- 750 мм, товщина 25 мм	м ²	20	5,989	0,29945	1,1	1,3	5	2,1410675	20,00	0,107053	1,2	0,1285		навіс

4.10. Опис будівельного генерального плану

Будівельний генеральний план складається для стадії монтажних робіт. На ньому відображаються контури будівлі із зазначенням монтажною зони, а також робочої та небезпечної зон роботи крана. Монтажна зона визначається як територія в межах 10 метрів від контуру будівлі, де можливе падіння вантажу під час встановлення та закріплення елементів (зокрема верхньої стінової панелі). На плані вона позначається штриховою лінією, а на місцевості попереджувальними написами та знаками. Роботи в межах цієї зони виконуються за нарядом-допуском. Робоча зона крана визначається радіусом максимального вильоту стріли та позначається на характерних стоянках кожного крана. Небезпечна зона охоплює простір, де можливе падіння вантажу з урахуванням його розсіювання. Її межа визначається за формулою:

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

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.

Внутрішньомайданчикові дороги зводяться у підготовчий період і можуть бути односторонніми шириною 3,5 м або двосторонніми шириною 6 м. радіус закруглення на поворотах становить 8-12 м, а для проїзду великогабаритних тягачів 18-30 м. Відстань між дорогою та складом має бути не меншою за 0,5 м, а між дорогою та огородженням не менше 1,5 м. У даній бакалаврській роботі дороги по периметру будівлі виконані з бетонних плит, інші підсипні. У місцях роботи кранів та в небезпечних зонах встановлюються попереджувальні знаки та обмеження швидкості. Складування конструкцій і матеріалів здійснюється на тимчасових майданчиках.

Тимчасові адміністративно-побутові будівлі розташовуються поза межами небезпечної зони, біля в'їзду на майданчик, у вигляді побутового містечка. Відстань між зблокованими будівлями повинна становити не менше 1,5 м, між групами зблокованих будівель понад 10 м, а від дороги не менше 1,5 м.

Тимчасові електромережі показуються схематично із зазначенням трансформаторних підстанцій та розподільчих шаф. Радіус обслуговування однієї шафи становить 25 м. На майданчику прокладені кабельні освітлювальні та силові мережі. Для роботи електродвигунів і технологічних потреб використовується струм 380 В, для освітлення 220 В. Кабельні лінії прокладаються на глибині 0,7 м.

Тимчасове водопостачання організовується за кільцевою схемою. Пожежні гідранти встановлюються на відстані не більше 100 м один від одного, не більше 1,5 м від дороги та не ближче 5 м від будівлі. Фонтанчики для питної води розміщуються на відстані до 75 м від робочих місць та у побутовому містечку.

4.11. Техніко-економічні показники будгенплану

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

Коефіцієнт забудови:

$$K_3 = F_2 / F_1 = 6192 / 32933 = 0,188$$

де F_1 — загальна площа території за генеральним планом, м^2 ;

F_2 — площа забудови об'єктів, що будуються, м^2 .

Коефіцієнт використання площі території визначають за формулою:

$$K_{\text{вик}} = (F_2 + F_{\text{м.б.}}) / F_1 = (6192 + 6471) / 32933 = 0,38$$

де $F_{\text{м.б.}}$ — площа, що зайнята тимчасовими будівлями і спорудами ($1\,415\, \text{м}^2$), залізницями й автодорогами.

Довжина тимчасових доріг дорівнює 500 м; довжина тимчасових мереж водопостачання 662 м; довжина тимчасових мереж електропостачання 1394 м.

4.12. Заходи з техніки безпеки та охорона праці

Безпека монтажних робіт.

«Персонал, який експлуатує засоби механізації, оснащення, пристрої та ручні машини, до початку робіт повинен бути навчений безпечним методам та способам робіт відповідно до інструкцій заводу-виробника та інструкції з охорони праці.

Під час виконання будівельно-монтажних робіт необхідно застосовувати переважно інвентарні засоби підмоцнування. В окремих випадках допускається застосування неінвентарних засобів підмоцнування, конструкція яких визначена у ПВР.

Риштування, конструкція яких не забезпечує власної стійкості, необхідно прикріпити до споруди засобами, зазначеними у технічній документації заводу-виробника, або в проектнотехнологічній документації на установлення риштування. За відсутності вказівок щодо закріплення риштувань їх кріплення до стін споруди необхідно здійснювати не менше ніж через один ярус для верхніх стояків, через два прогони для верхнього ярусу й одного кріплення на кожних 50 м 2 проекції поверхні риштувань на фасад споруди. Не допускається кріплення риштувань до парапетів, карнизів, балконів, інших виступних частин споруди.

Монтаж (демонтаж) інвентарних риштувань необхідно здійснювати у послідовності та відповідно до вимог, зазначених у технічній документації на риштування.

У місцях піднімання людей на риштування повинні бути вивішені плакати, на яких зазначено схеми навантажень, їх величини, а також схеми евакуації працівників на випадок аварійних ситуацій

Навісні сходи та площадки, що використовуються для роботи на конструкціях, повинні бути оснащені спеціальними захватами-гаками, що забезпечують надійне закріплення до конструкції. Установлювати та закріплювати їх на конструкціях, що монтуються, необхідно до піднімання останніх.

Приставні драбини без робочих площадок дозволяється використовувати тільки для переходу між окремими ярусами будівлі, що будується, і для виконання робіт, що не потребують від виконавця упору в конструкції будівлі. Приставні драбини та драбинки необхідно забезпечити засобами, що запобігають їх зсуву та перекиданню під час роботи. На нижніх кінцях приставних драбин та драбинок повинні бути оковки з гострими наконечниками для установа на ґрунті, а під час використання драбин на гладеньких поверхнях (паркет, метал, плитка, бетон тощо) на них повинні бути башмаки з нековзкого матеріалу. Вони повинні бути установлені у робоче положення під кутом 70° - 75° до горизонтальної площини.

Транспортні засоби й устаткування, що застосовуються для вантажно-розвантажувальних робіт, повинні відповідати габаритам майданчика і характеру вантажу.

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.

Вантажно-розвантажувальні роботи та складування вантажів із застосуванням вантажопідіймальних кранів і машин на стаціонарних складах, будівельних майданчиках, базах необхідно виконувати згідно з вимогами НПАОП 63.11-7.01 та технологічних карт, розроблених і затверджених на підприємстві (організації), що проводить зазначені роботи.

Організації та фізичні особи, які використовують вантажопідіймальні машини та механізми, повинні володіти завчасно опрацьованими способами та

схемами стропування і зачеплення вантажів, переліком основних вантажів, що переміщуються, із зазначенням їх маси. Ця інформація (зокрема графічне зображення) повинна бути видана на руки стропальникам, машиністам кранів під власний підпис і вивішена у місцях виконання робіт.

Вантаж, що переміщується горизонтально, необхідно попередньо підняти на 0,5 м вище предметів, що розташовані на шляху переміщення, та мінімум на відстані 1,0 м від конструкцій будівлі у горизонтальному напрямку або на 2,0 м вище монтажного горизонту, на якому виконуються роботи.

Під час монтажу будівельних конструкцій, виробів, трубопроводів і обладнання (далі – виконання монтажних робіт) необхідно передбачати заходи із запобігання негативному впливу на працівників таких небезпечних і шкідливих виробничих факторів:

- розташування робочих місць поблизу перепаду по висоті 1,3 м і більше;
- машини, що рухаються, їх робочі органи; переміщення конструкцій, матеріалів;
- обвалення елементів конструкцій будівель і споруд;
- падіння матеріалів, інструменту;
- виконання робіт у зоні поблизу повітряних ліній електропередачі;
- піднімання вантажів, вага яких перевищує вантажопідйомність механізмів;
- недостатня жорсткість конструкції, яка може призвести до її руйнування під час монтажу;
- перекидання машин, падіння їх частин;
- недостатня освітленість робочого місця;
- підвищена напруга в електричному колі, замикання кого може відбутися через тіло людини.

Монтаж конструкцій будинків (споруд) необхідно починати з просторово стійкої частини: сполучного елемента, ядра жорсткості тощо.

Монтаж конструкцій кожного розташованого вище поверху (ярусу) багатоповерхового будинку необхідно виконувати після закріплення усіх установлених монтажних елементів відповідно до проекту і досягнення бетоном (розчином) стиків несучих конструкцій необхідної міцності.

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 та газополумених робіт допускаються особи не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, передбачений вимогами НПАОП 0.00-1.16, 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.

Працівники, які порушили вимоги електробезпеки або пожежної безпеки, повинні пройти позачергову перевірку знань

Улаштування і технічне обслуговування тимчасових і постійних електричних мереж на виробничій території повинен здійснювати персонал, що має відповідну кваліфікаційну групу з електробезпеки.

Усі електропускові пристрої слід розміщувати так, щоб унеможлиблювався пуск машин, механізмів і устаткування сторонніми особами. Забороняється вмикання декількох струмоприймачів одним пусковим пристроєм. Розподільні щити і рубильники необхідно закривати на замок.

Металеві будівельні риштовання, металеві огорожі місць, де виконуються роботи, полиці та лотки для прокладання кабелів і проводів, рейкові колії вантажопідіймальних кранів і транспортних засобів з електричним приводом, корпуси устаткування, машин і механізмів з електроприводом необхідно заземлювати відповідно до Правил улаштування електроустановок одразу після їх встановлення на місце до початку виконання будь-яких робіт.

Експлуатація ручного електроінструменту дозволяється у разі дотримання таких вимог:

- перед кожною видачею інструменту в роботу повинна бути перевірена його комплектність та надійність кріплення деталей, справність захисного кожуху, кабелю (рукава);
- перед початком роботи повинна бути перевірена справність вимикача та машини на холостому ходу;
- під час перерв у роботі, після закінчення роботи, під час змащування, очищення, заміни робочого елемента інструменту ручні машини необхідно вимкнути та від'єднати від електричної мережі;
- ручні машини, маса яких із розрахунку на руки працюючого, перевищує 10 кг, повинні мати пристрій для підвішування;

- під час роботи зручними машинами на висоті необхідно використовувати засоби підмошування (помости);
- нагляд за експлуатацією ручних машин необхідно доручати спеціально призначеній для цього особі.» [24]

Безпека переміщення і складування вантажів.

«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 матеріали, вироби, конструкції, устаткування на будівельному майданчику і робочих місцях необхідно так:

- стінові блоки – у штабелі у два яруси на підкладках із прокладками; - плити перекриттів – у штабелі висотою не більше ніж 2,5 м на підкладках із прокладками;
- ригелі та колони – у штабелі висотою до 2,0 м на підкладках із прокладками;
- круглий ліс – у штабелі висотою не більше ніж 1,5 м із прокладками між рядами та встановленням упорів для запобігання розкочуванню, ширина штабеля повинна бути менше ніж його висота;
- пиломатеріали – у штабелі висотою при рядовому укладанні не більше половини ширини штабеля, при укладанні у клітки – не більше ширини штабеля;
- дрібносортний метал – у стелаж висотою не більше ніж 1,5 м;
- скло в ящиках і рулонні матеріали – вертикально в один ряд на підкладках; - чорні прокатні метали (листова сталь, швелери, двотаврові балки, сортова сталь) – у штабель висотою до 1,5 м на підкладках із прокладками;
- труби діаметром більше ніж 300 мм – у штабель висотою до 3 м у сідло без прокладок із кінцевими упорами; - труби діаметром менше ніж 300 мм – у штабель висотою до 3 м на підкладках із прокладками і кінцевими упорами.

Складування інших матеріалів, конструкцій і виробів необхідно здійснювати відповідно до вимог стандартів на ці матеріали.

Методи та способи складування нестандартних матеріалів і конструкцій необхідно зазначати в ПВР.

Між штабелями (стелажми) на складах слід передбачити проходи шириною не менше ніж 1,0 м і проїзди, ширина яких залежить від габаритів

транспортних засобів і вантажнорозвантажувальних механізмів, що обслуговують склад.» [24]

Організація безпечної роботи на будівельному майданчику.

«Біля в'їзду на будівельний майданчик необхідно встановити схему руху автотранспорту. Транспортні засоби та пішоходи повинні потрапляти на об'єкт будівництва і покидати його через різні проходи і проїзди, що призначені для транспортних засобів і пішоходів. Для доступу в основні робочі зони тимчасові автомобільні шляхи повинні бути обладнані пішохідними переходами з відповідними знаками.

Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди та підходи до них у темний час доби, а також закриті приміщення повинні бути освітлені відповідно до вимог ДБН В.2.5- 28, ГОСТ 12.1.046 для запобігання засліплювальній дії освітлювальних приладів на працюючих. Обладнання систем освітлення конструктивно не повинно створювати ризик ураження електрострумом. Виконання робіт у місцях, рівень освітленості яких не відповідає вимогам ГОСТ 12.1.046, не допускається.

Для піднімання та опускання працівників на робочі місця під час зведення будівель і споруд висотою або глибиною 25 м і більше необхідно використовувати пасажирські або вантажопасажирські підйомники (ліфти), які експлуатуються відповідно до вимог НПАОП 0.00-1.02, НПАОП0.00-1.36.»[24]

Бібліографія

1. Планування і забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. – К.: Мінрегіонбуд України, 2019. – 183 с.
2. Склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проектної документації для будівництва: ДБН А.2.2-3-2014. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 36 с.
3. Пожежна безпека об'єктів будівництва Загальні вимоги: ДБН В.1.1-7:2016. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 39 с.
4. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення: ДБН А.3.2-2-2009. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012. – 14 с.
5. Гетун Г.В. Основи проектування промислових будівель: навч. посіб. – К.: Кондор, 2009. – 210 с.
6. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.
7. Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 16 с.
8. ДБН В.2.2-5:2023 «Захисні споруди цивільного захисту», - К.,: Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України, 2023. – 112с.
9. ДБН В.2.3-15:2007 «Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів». К.: Студія неординарної неурядової організації «Міжнародна академія архітектури», 2007. – 37 с.
14. Волков С. О. Методичні вказівки до виконання курсового проекту №2 з курсу «Залізобетонні і кам'яні конструкції» з теми «Залізобетонні конструкції одноповерхової виробничої будівлі»: для студ. спец. 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навч. Кривий Ріг, 2025. 55 с.
10. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». – К.:Мінбуд України, 2006. – 75 с.
11. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – Київ: Держспоживстандарт України, 2019. – 18 с.
12. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів. – Мінрегіонбуд України. К., 2001. – 104 с.

13. Методичні вказівки до виконання курсового та дипломного проектування з дисципліни «Зведення і монтаж будинків та споруд» для студентів спеціальності 192 «Будівництва та цивільна інженерія» усіх форм навчання. Частина І

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 2.

15. ГН, збірники ГН-1, ГН-4, ГН-6, ГН-5, ГН-8, ГН-22

16. Лекції. Семестр 6. Частина ЗМБС

17. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. — Мінрегіонбуд України. К., 2012. — 94 с.

18. Валовой О. І., Валовой М. О., «Організація будівництва», (видання друге доповнене та перероблене), 2018. — 517 с.

19. Валовой О. І., Валовой М. О., «Проектування, технологія будівництва. Зведення і ремонт будівель та споруд», «Видавничий дім» КТУ 2007. — 503 с.

20. Валовой О. І., Валовой М. О., «Технологія будівельного виробництва», (видання друге доповнене та перероблене), 2018. — 612 с.

21. Організація будівництва / С. А. Ушацький, Ю. П. Шейко, Т. М. Тригер та ін.; За редакцією С. А. Ушацького. Підручник. — К.: Кондор, 2007 р. — 512 с.

22. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація і планування будівельного виробництва» з теми «Складання календарних планів будівництва одноповерхової промислової будівлі» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання / Укладач В. В. Рогозін. — Кривий Ріг: Видавничий центр ДВНЗ «КНУ». — 2012 .

23. Методичні вказівки «Приклади розрахунків об'єктних будівельних генеральних планів при будівництві одноповерхових промислових будівель» в курсових і дипломних проектах з курсу «Організація і планування будівельного виробництва» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання / Укладач В. В. Рогозін. — Кривий Ріг: Видавничий центр ДВНЗ «КНУ». — 2011.

24. ДБН А.3.2-2-2009. «Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.» — Мінрегіонбуд України. Київ, 2010.- 117 с.

25. Методичні вказівки призначені для дипломного проектування і виконання самостійної роботи з дисципліни «Організація будівництва». Викладені питання по проектуванню будпланів у складі проектів організації будівництва (ПОБ) і проектів виконання робіт (ПВР) при новому будівництві і реконструкції об'єктів, зміст та склад цього розділу у дипломному проекті. / Укладач О. І. Валовой, В. В. Рогозін – Кривий Ріг: Викладач центр КТУ. – 2006 р.

26. Навчальний посібник «Проектування будівельних генеральних планів» (з дисципліни «Організація будівництва») / Л.Г. Щербінін, Є. В. Дяченко, Ю. В. Дрижирук – Полтава: ПолтНТУ, 2016 – 139 с.