

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ
Кафедра промислового, цивільного і міського будівництва

БАКАЛАВРСЬКА РОБОТА

на тему:

«Проектування будівництва чотирьохпролітної будівлі гальванічного цеху»

Виконав: студент групи БІ-22-2, Бабенко Юрій Олександрович
Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія».
Освітньо-професійна програма: «Будівництво та цивільна інженерія».

Керівник: д.т.н., професор Тімченко Радомир Олексійович

ЗМІСТ

Вступ.....	4
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ	5
1.1 Опис технологічного процесу	6
1.2 Генеральний план	6
1.3 Об'ємно-планувальне рішення	6
1.4 Конструктивне рішення.....	8
1.4.1 Колони	8
1.4.2 Фундаменти.....	9
1.4.3 Фундаментні балки.....	11
1.4.4 Кроквяні та підкроквяні конструкції.....	11
1.4.5 Підкранові балки	12
1.4.6 Зв'язки	12
1.4.7 Плити покриття.....	12
1.4.8 Стінове огороження	13
1.4.9 Вікна	13
1.4.10 Ворота.....	13
1.4.11 Покрівля та система водовідводу	14
1.4.12 Ліхтарі.....	14
1.4.13 Підлоги	14
1.4.14 Опорядження будівлі	15
1.5 Розрахунок природного освітлення.....	15
1.6 Теплотехнічний розрахунок	16
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ.....	17
2.1 Розрахунок плити покриття 3 х 12 м.	18
2.1.1 Вихідні дані.....	18
2.1.2 Визначення навантаження.....	19
2.1.3 Розрахунок плити панелі.	20
2.1.4 Розрахунок поперечного ребра.....	23
2.1.5 Розрахунок поздовжніх ребер.....	26
2.1.6 Конструктивне армування панелі.....	30
2.1.7 Розрахунок монтажних петлів.	31
2.1.8 Геометричні характеристики перерізу панелі.	31
2.1.9 Визначення втрат попереднього напруження та підрахунок зусиль обтиснення.	33
2.1.10. Розрахунок з утворення нормальних тріщин.	36
2.1.11 Розрахунок прогину панелі.	37
2.1.12 Розрахунок панелі в стадії виготовлення, транспортування та монтажу.....	39
РОЗДІЛ 3 ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИЙ	40
3.1 Визначення механізації та способів ведення робіт.....	41

РОЗДІЛ 4 ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВНИЦТВА	47
4.1 Технологічна карта з виконання монтажних робіт збірних конструкцій каркасу цеху.	48
4.2. Визначення обсягу робіт який потрібно виконати	49
4.3 Підрахунок потрібних матеріалів та виробів	52
4.4. Розрахунок загальних витрат праці та вартості праці	54
4.5 Пристосування та засоби монтажу	61
4.6 Підбір оптимального кранового обладнання	63
4.7 Виконання планування потреб в транспортних засобах	64
4.8 Технологія процесів встановлення конструкцій каркасу в проєктне положення	64
4.9 Виконання робіт по здійсненню контролю якості	65
4.10 Розробка загальних заходів безпеки.....	67
РОЗДІЛ 5 ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА	69
5.1 Підґрунтя для розробки	70
5.2 Підрахунок обсягів робіт.....	71
5.3 Розрахунок ТЕП календарного графіка	83
5.4 Розрахунок калькуляцій за основними видами робіт.....	84
5.5 Розрахунок тимчасового водопостачання	86
5.6 Розрахунок тимчасового електропостачання	87
5.7 Опис будівельного генерального плану.....	92
5.8 Техніко-економічні показники будгетплану	93
РОЗДІЛ 6 ОХОРОНИ ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКИ ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ	94
6.1 Заходи з техніки безпека при веденні монтажних робіт.	95
6.2 Заходи з техніки безпеки при веденні електрозварювання.	96
6.3 Техніка безпеки при переміщенні вантажів та їх розміщені на складах... 96	
6.4 Заходи безпеки при виконанні робіт на будмайданчику.	97
Список використаних джерел	98

Вступ

Кожна промислова будівля представляє собою об'єкт, що складається з багатьох конструктивних елементів, які виконують цілком певні функції і мають встановлені експлуатаційні якості.

Промислові будівлі призначені для розміщення заводських і службових приміщень, що забезпечують необхідні умови праці та експлуатацію обладнання і повинні: мати високу надійність, виконувати задані їм функції в певних умовах експлуатації протягом заданого часу, при збереженні значень своїх основних параметрів у встановлених межах; бути зручними і безпечними в експлуатації; бути економічними в процесі експлуатації, що досягається застосуванням матеріалів і конструкцій з підвищеним терміном служби.

Важливе значення в будівництві промислових будівель має застосування принципів кооперування і блокування основних і допоміжних виробництв, типізація та уніфікація об'ємно-планувальних і конструктивних рішень – це дає великий економічний ефект. Економія досягається за рахунок кооперування допоміжних служб різних промислових підприємств (джерел енергії, тепла, систем водопостачання, каналізації тощо), за рахунок скорочення території та вартості благоустрою, скорочення протяжності комунікацій тощо.

Розвитку промислового будівництва останнім часом дуже сприяло значне розширення і зміцнення будівельної індустрії та промисловості будівельних матеріалів. Будівництво промислових будівель і споруд відбувається з уніфікованих типових секцій, а також запроваджується розміщення технологічного обладнання, що знижує значні витрати на будівництво будівель. Більшість будівель і споруд зводиться за типовими проектами зі збірних залізобетонних конструктивних елементів. Проводиться уніфікація прольотів конструкцій і габаритних схем будівель, яка забезпечує застосування комплексно-механізованих методів монтажу з суміщенням окремих будівельно-монтажних процесів.

Нині особливе значення має правильне врахування перспектив розвитку промислового будівництва, тому що під час створення архітектурно-будівельних рішень підприємств необхідно виходити із загальних тенденцій розвитку технології, будівельної техніки та умов праці в їхній сукупності.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

					КНУ.БР.192.26.196с.35 АР			
		Прізвище	Підпис	Дата				
Керівник	Тімченко				Проектування будівництва чотирьохпролітної будівлі гальванічного цеху	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консульт.	Тімченко					БР		
Бакалавр	Бабенко					БІ-22-2		
Зав. каф.	Валовой							

1.1 Опис технологічного процесу

Гальванічний цех. Гальванічний цех оснащений установками для нанесення гальванічних покриттів, а також електротехнічним та іншим обладнанням, необхідним для виконання електротехнологічного процесу.

Гальванічний цех використовується для нанесення спеціального покриття на металеві вироби. На поверхню сировини осідає тонкий шар іншого металу в розчині електроліту та з використанням електричного струму.

Захисна металева плівка, яка з'являється в результаті гальванічних процесів:

- розширює функціональність оброблених предметів;
- надає поверхні необхідні хімічні та фізичні властивості;
- створює презентабельний зовнішній вигляд виробів.

У гальванічному виробництві підприємства здійснюється нанесення різних видів хімічних та електрохімічних покриттів на деталі зі сталі, алюмінію та міді та їх сплавів. Процеси нанесення гальванічних покриттів проводяться як на автоматичних, так і на стаціонарних лініях..

1.2 Генеральний план

Генплан представляє собою ділянку площею 40 га. Рельєф ділянки – спокійний. На генплан нанесена сітка з розміром сторони 50 x 50 м.

Благоустрій території передбачає стоянку автотранспорту. Генплан виконаний у відповідності з протипожежними нормами. Ширина доріг та проїздів прийнята 6 м, радіус закруглення – 12 м.

Таблиця 1 – Техніко-економічні показники за генпланом

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа ділянки	м ²	40000	
2	Площа забудови	м ²	11923	
3	Площа мощення	м ²	3702	
4	Площа озеленення	м ²	24375	
5	Щільність забудови	%	60,0	
6	Коефіцієнт мощення	%	10,0	
7	Коефіцієнт озеленення	%	30,0	

1.3 Об'ємно-планувальне рішення

Об'єктом інженерного проєктування є одноповерхова багатопролітна будівля гальванічного цеху. Споруда має прямокутну конфігурацію у плані з загальними габаритними розмірами між крайніми координатними осями 108 x 156 м. Усі запроектовані прольоти мають односпрямовану орієнтацію та

обладнані мостовими опорними кранами. Параметри та вантажопідйомність яких прийняті у строгій відповідності до вихідного технологічного завдання. Висотна відмітка головки кранової рейки диференціюється за прольотами залежно від конструктивного типу залізобетонних колон.

Для зниження внутрішніх температурних напружень по лінії поперечної координатної осі «9» передбачено влаштування температурно-усадочного шва. Конструктивно шов реалізовано на основі встановлення спарених колон із відповідним їх зміщенням відносно розбивочної осі.

Конструктивна схема залізобетонного каркаса будівлі вирішена за рамно-зв'язковою системою з уніфікованим кроком крайніх та середніх опорних колон. Вона становить 12 м. Зведені ТЕП, що характеризують архітектурно-будівельні та планувальні рішення об'єкта, систематизовано й наведено у табл. 2.

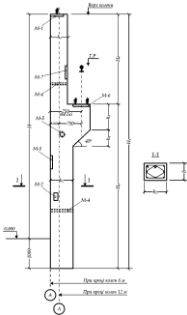
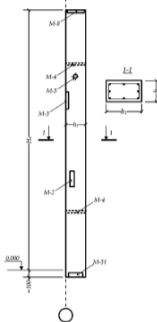
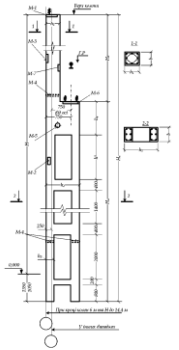
Таблиця 2 – Техніко-економічні показники будівлі

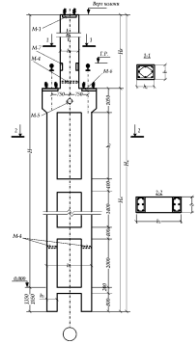
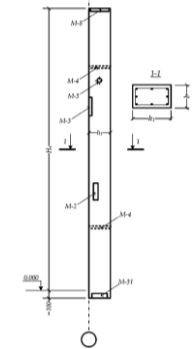
№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа забудови	м ²	11280	
2	Будівельний об'єм	м ³	231120	
3	Корисна площа	м ²	10584	
4	Планувальний коефіцієнт	—	K ₁ = 20,5	
5	Об'ємний коефіцієнт	—	K ₂ = 0,94	

1.4 Конструктивне рішення

1.4.1 Колони

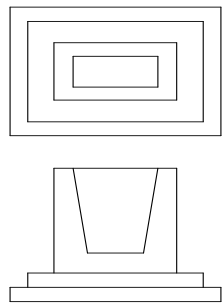
Таблиця 3 – Збірні залізобетонні колони

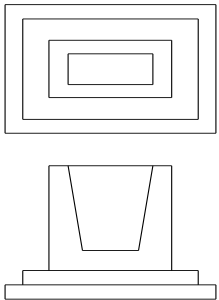
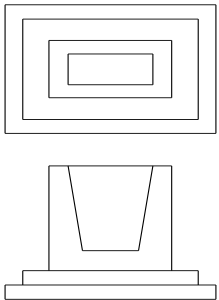
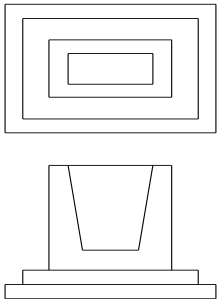
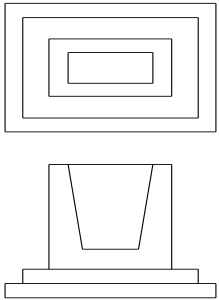
Марка колони	Ескіз	Крок, м	Q, т	Розміри, мм			Розміри перерізу, мм
				H	H ₁	H ₂	
1	2	3	4	5	6	7	8
Колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі							
3К132-6		12	10	9700	3100	6600	600 x 400
Фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі							
3КФ133-1		12	10	9700			400 x 400
Колони крайнього ряду залізобетонної будівлі							
3КД144		12	10	9700	3100	6600	1400 x 500
Колони середнього ряду залізобетонної будівлі							

ЗКД144		12	10	9700	3100	6600	1900 x 600
Фахверкові колони залізобетонної будівлі							
ЗКФ145-1		12	10	9700			400 x 400

1.4.2 Фундаменти

Таблиця 4 – Збірні фундаменти стаканного типу

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

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

1.4.3 Фундаментні балки

Таблиця 5 – Збірні фундаментні балки

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

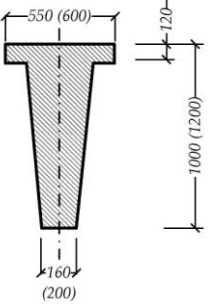
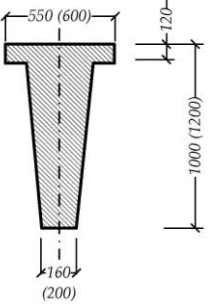
1.4.4 Кроквяні та підкроквяні конструкції

Таблиця 6 – Збірні кроквяні та підкроквяні конструкції

Марка конструкції	Ескіз	L, м	Крок, м	Розміри, мм
1	2	3	4	5
кроквяна конструкція окремої залізобетонної будівлі				
БДР 18-1		18	12	17960 x 1390
кроквяні конструкції залізобетонної будівлі				
БДР 18-1		18	12	17960 x 1640

1.4.5 Підкранові балки

Таблиця 7 – Підкранові балки

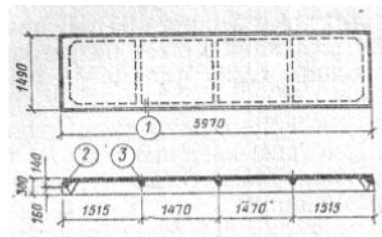
Марка балки	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
Окрема залізобетонна будівля			
БКНВ 12 -4с		11960	1000 x 600
Залізобетонна будівля			
БКНВ 12 -4с		11960	1000 x 600

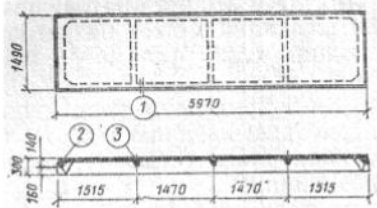
1.4.6 Зв'язки

У будівлях, обладнаних мостовими кранами, вертикальні зв'язки по колонах устанавлюються в кожному температурному відсіку.

1.4.7 Плити покриття

Таблиця 7 – Плити покриття

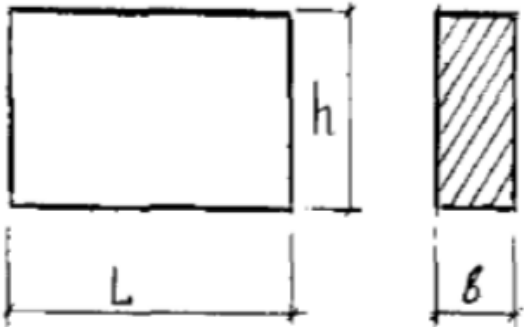
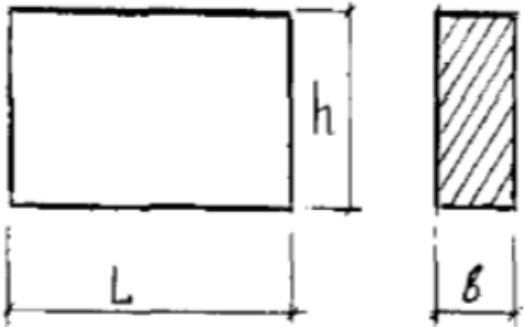
Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
Окрема залізобетонна будівля			
ПНС-12		11960	2990 x 300
Залізобетонна будівля			

ПНС-12		11960	2990 x 300
--------	---	-------	------------

1.4.8 Стінове огороження

Стіни запроектовані самонесучі панельні з одношарових панелей (табл. 8), товщиною 300 мм.

Таблиця 8 – Стінове огороження

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
Окрема залізобетонна будівля			
ПСЛ-20		12000	1800 x 300
Залізобетонна будівля			
ПСЛ-20		12000	1800 x 300

1.4.9 Вікна

Для кроку колон сталеві віконні панелі виконуються з розмірами $6 \times 1,8$ м.

1.4.10 Ворота

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

З зовнішньої сторони воріт роблять похилі бетонні з'їзди – пандуси.

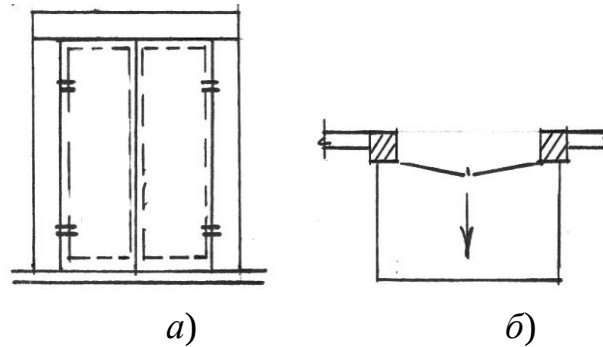


Рисунок 2 – Розпашні ворота: а – вид з торця; б – вид згори.

1.4.11 Покрівля та система водовідводу

Покрівля запроектована суміщена неветильована рулонна з двох шарів руберойду з захисним шаром із гравію, втопленого у бітумну мастику (рис. 3).

Водовідвід запроектований внутрішній організований.

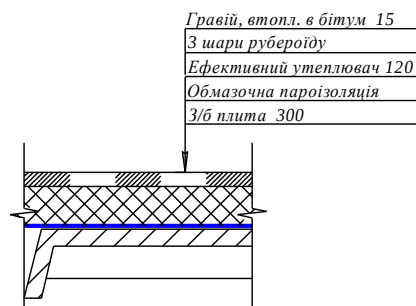


Рисунок 3 – Фрагмент покрівлі

1.4.12 Ліхтарі

У роботі застосовуються світлоаераційні ліхтарі шириною 6 м, подвійні. Висота скла 1750 мм, відкриваються на кут до 70° від вертикалі приладами з електричним приводом (рис. 4).

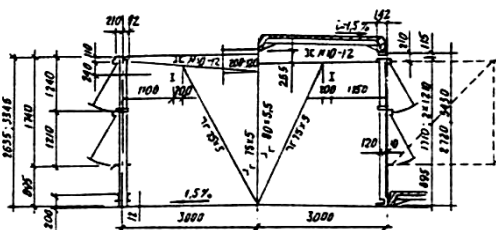


Рисунок 4 – Ліхтарі шириною 6 м.

1.4.13 Підлоги

Для створення асфальтобетонної підлоги у виробничій зоні підприємства на підготовчий шар 100 мм з щебеню укладається шар асфальтобетонного покриття товщиною 40 мм.

1.4.14 Опорядження будівлі

Внутрішнє опорядження – вапняне фарбування стін, колон та стель.

1.5 Розрахунок природного освітлення

Глибина приміщення $B = 36$ м; висота приміщення $H = 9,8$ м; розряд роботи зору – IV; ліхтарі – подвійні; засклення – листове. Площа засклення $S = 1591,2 \text{ м}^2$

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

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

1. Нормований коефіцієнт природного освітлення:

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

де m – коефіцієнт світлового клімату;

c – коефіцієнт сонячності;

e – нормований коефіцієнт природного освітлення.

2. Площа засклення:

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

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

$k_3 = 1,5$ - коефіцієнт запасу;

$\eta_0 = 14$ - світлова характеристика вікна;

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

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

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

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

τ_4 - коефіцієнт, що враховує втрату світла в сонцезахисних пристроях,

τ_5 - коефіцієнт, що враховує втрату світла в захисній сітці під ліхтарями.

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

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

Для визначення r_1 знаходять середній коефіцієнт відбиття:

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

де ρ_1 , ρ_2 , ρ_3 , S_1 , S_2 , S_3 - відповідно коефіцієнти відбиття та площі поверхонь стелі, стін та підлоги; $S_{реал.} \geq S_0$. Площа засклення прийнята вірно.

1.6 Теплотехнічний розрахунок

Будівництво здійснюється в м. Дніпро.

Температура повітря в найбільш холодні п'ять днів $t_H = -18^\circ$

Будівля належить до I групи. Внаслідок цього температура всередині та відносна вологість повітря, $t_B = 16^\circ$, $\varphi \leq 49\%$.

Умови експлуатації споруди: А.

Попередньо приймемо панелі з аглопоритобетону (рис. 5): $\gamma = 1200 \text{ кг/м}^3$,

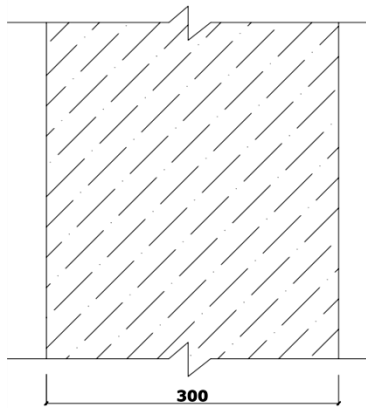


Рисунок 5 – Конструкція огородження

$\delta = 300 \text{ мм}$, $R = 0,74 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$, $\lambda = 0,46$

Опір теплопередачі огородження:

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

де $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{К}$ - коефіцієнт тепловіддачі у внутрішньої поверхні огородження; $\alpha_H = 23,2 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{К}$ - коефіцієнт теплопередачі у зовнішньої поверхні;

$\sum R = 0,65$ - сума термічних опорів окремих шарів огородження. $R_0 \geq R_{TP}$. Параметри прийнятої конструкції відповідають умовам експлуатації та

розрахунковій температурі.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

					КНУ.БР.192.26.196с.35 КЗ			
		Прізвище	Підпис	Дата				
Керівник	Тімченко				Проектування будівництва чотирьохпролітної будівлі гальванічного цеху	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консульт.	Тімченко					БР		
Бакалавр	Бабенко					БІ-22-2		
Зав. каф.	Валовой							

2.1 Розрахунок плити покриття 3 x 12 м.

2.1.1 Вихідні дані.

Об'єктом розрахунку є залізобетонна плита покриття промислової будівлі з номінальними габаритними розмірами у плані 12 x 3 м. Конструктивна висота панелі прийнята рівною 450 мм. Плита запроєктована з системою поздовжніх та поперечних ребер жорсткості. Вони мають трапецієподібний поперечний переріз для безперешкодного виймання виробу з металоформи під час виробництва.

Геометричні характеристики ребер залізобетонного профілю.

Поздовжні несучі ребра.

Вони мають ширину у нижній зоні 100 мм, яка плавно збільшується до 140 мм у верхній частині створу.

Поперечні допоміжні ребра.

Вони розташовані з регулярним кроком приблизно 1,0 м. Їхня конструктивна висота становить 150 мм. Ширина поперечного перерізу диференціюється від 40 мм знизу до 160 мм у верхньому рівні підлоги плити.

Для виготовлення панелі покриття передбачено важкий конструкційний бетон класу C30/35.

Для бетону класу C30/35 $R_b = 17.5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1.15 \text{ МПа}$, $R_{b,ser} = 25.5 \text{ МПа}$, $R_{bt,ser} = 1.95 \text{ МПа}$, $E_b = 34500 \text{ МПа}$, $\gamma_{b2} = 0.9$ [7].

Схема армування елементів плитної системи містить різні елементи.

Поличка плити армується зварними рулонними або плоскими сітками з дроту класу Вр-I (або арматурою А240).

Поперечні ребра підсилюються плоскими зварними каркасами, робоча поздовжня арматура яких прийнята з гарячекатаного прокату класу А400.

Поздовжні основні ребра армуються комбіновано.

Робоче поздовжнє зусилля сприймає попередньо напружена високоміцна арматура класу А1000.

$R_s = 815 \text{ МПа}$, $R_{s,ser} = 980 \text{ МПа}$, $E_s = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; для сталі класу А400 діаметром 10-40 мм $R_s = 365 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ [7].

Ненапружувана частина представлена плоскими зварними каркасами та додатковими опорними сітками для сприйняття локальних сколюючих напружень у навколоопорних зонах.

2.1.2 Визначення навантаження.

На панель покриття діють навантаження.

Постійне навантаження складається з ваги теплоізоляційного шару та власної ваги панелі.

Змінне навантаження створює вага снігового покриву та вага пилу.

Характеристичне значення від власної ваги панелі.

$$c_n = \gamma \rho \cdot 9,81 / l_n b_n = 2,72 \cdot 2,5 \cdot 9,81 / 12 \cdot 3 = 1,85 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Характеристичне значення снігового навантаження.

$$S_n = S_0 \cdot \mu = 0,8 \cdot 1 = 0,8 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

$\mu = 1$ - для будівель з покриттям при куті нахилу менше 25° [1].

Характеристичне значення навантаження від пилу.

$$d_n = d_0 \cdot \mu = 0,12 \cdot 1 = 0,12 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Підрахунок навантажень наведений у таблиці 1.

Таблиця 1 – Підрахунок навантажень

Вид навантаження	Коеф. надійності з наван-ня	Навантаження		
		Характер истичне	Експлуа таційне	Граничне
<u>Постійне</u>				
Шар гравію, затоплений у дьогтьову мастику	1,3	0,15	0,143	0,185
Руберойдовий килим	1,1	0,10	0,095	0,105
Асфальтова стяжка t=2 см, ρ=1,8т/м³ (0,02·1·1,8·9,81=0,353)	1,2	0,353	0,336	0,403
Мінеральний утеплювач t=8 см, ρ=0,50т/м³ (0,08·1·0,50·9,81=0,432)	1,2	0,432	0,41	0,492
Обмазувальна пароізоляція	1,1	0,06	0,057	0,063
Разом навантаження від ізоляційного шару		1,09	1,04	1,25
Панель покриття з бетоном замоноличування	1,1	1,85	1,76	1,93
Усього постійне навантаження		2,94	2,80	3,18
<u>Змінне</u>				
Снігове (короткочасне)	1,04	0,8	0,76	0,79
Пилове (тривале)	1,3	0,12	0, 11	0,14
Усього змінне навантаження		0,92	0,87	0,93
Усього повне навантаження		3,86	3,67	4,11
в т. ч. :				
тривалої дії		3,06	2,91	3,32
короткочасної дії		0,8	0,76	0,79

2.1.3 Розрахунок плити панелі.

Визначення типу плити.

Плита панелі, що має товщину $t = 25$ мм.

Вона удає однорядну багатопролітну нерозрізну плиту з вічками-ділянками.

При цьому, ці ділянки защемлені вздовж контуру поперечними та поздовжніми ребрами.

Розміри ділянок плити у світлі між гранями ребер середніх та крайніх уздовж панелей.

$$l_1 = 99 - (16/2) \cdot 2 = 83 \text{ см}.$$

$$l_{1e} = 103 - 27,5 - 16/2 = 68 \text{ см}.$$

Середніх та крайніх упоперек панелі.

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

Так як відношення більшого боку плити до меншого.

$$b_1 / l_1 = 267 / 83 = 3,22 > 2.$$

плита панелі розраховується як балочна плита, що обирається на поперечні ребра – $b_1 / l_{1e} = 267 / 68 = 3,93 > 2$.

Розрахункова схема та визначення навантаження.

За розрахункову схему плити приймається 5-ти прольотна нерозрізна балка прямокутного перерізу заввишки 2,5 см та завширшки 267 см.

Вона завантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

Розрахункові прольоти дорівнюють відстаням між гранями поперечних ребер.

На торцеві ребра плита вільно обпирається (рис 1).

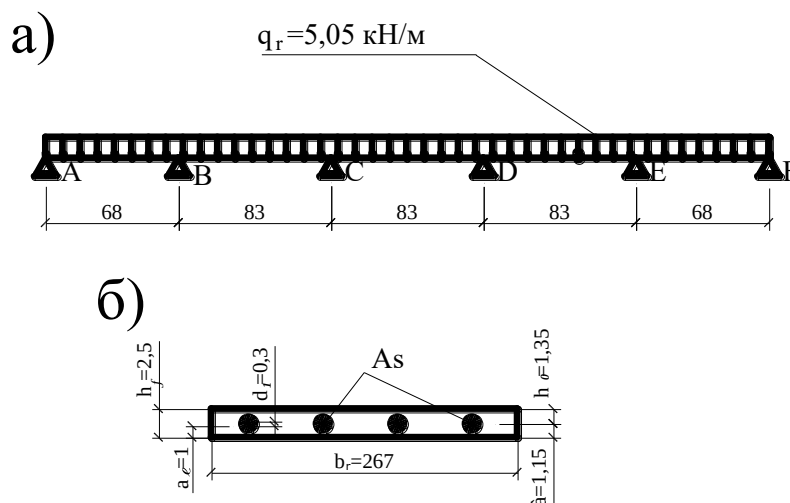


Рисунок 1 – Розрахункова схема та розрахунковий переріз плити.

Навантаження на плиту складається зі змінного та постійного.

Постійне навантаження включає власну вагу плити завтовшки 25мм.

Навантаження від теплоізоляційного шару 1,25 кН/м².

Змінне навантаження 1,18 кН/м².

Граничне навантаження від власної ваги на 1м² площі плити.

$$r_1 = I \cdot t \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1 \cdot 0,025 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 0,64 \text{ кН} / \text{м}^2.$$

Розрахункове постійне розподілене навантаження.

Воно діє на плиту з вантажної площадки завширшки 2,67 м.

$$g_r = (i + r) \cdot b_1 = (1,25 + 0,64) \cdot 2,67 = 5,05 \text{ кН} / \text{м}.$$

Розрахункове змінне розподілене навантаження.

Воно діє на плиту з тієї ж площадки.

$$v_r = v \cdot b_1 = 0,93 \cdot 2,67 = 2,48 \text{ кН} / \text{м}.$$

Повне навантаження на плиту.

$$q_r = g_r + v_r = 5,05 + 2,48 = 7,53 \text{ кН} / \text{м}.$$

Визначення зусиль.

Згинаючий момент в крайніх прольотах плити.

$$M_{ab} = q_r \cdot l_{1e}^2 / 11 = 0,0753 \cdot 68^2 / 11 = 31,65 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Згинаючий момент в середніх прольотах та на середніх підпорах.

$$M_{bc} = M_c = q_r \cdot l_1^2 / 16 = 0,0753 \cdot 83^2 / 16 = 32,42 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Для подальшого розрахунку приймається момент, що має найбільше значення, тобто $M_{bc} = 32,42 \text{ кН} \cdot \text{см}.$

Розрахунок арматури.

Плита армується зварною сіткою з дрової арматури класу Вр-1.

Зварна сітка розміщується посередині товщини плити.

Захисний шар бетону знизу для робочої арматури не менше 10 мм.

Призначається діаметр стержнів.

Поздовжніх стержнів зварної сітки $d_1 = 3 \text{ мм}.$

Поперечних стержнів зварної сітки $d_2 = 3 \text{ мм}.$

Захисний шар бетону робочих стержнів приймається $a_1 = 10 \text{ мм}.$ тоді.

$$a = a_g + d_1 / 2 = 1 + 0,3 / 2 = 1,15 \text{ см}.$$

Робоча висота перерізу.

$$h_0 = t - a = 2,5 - 1,15 = 1,35 \text{ см}.$$

$$\alpha_m = M_{bc} / R_b \cdot b_1 \cdot h_0 = 32.42 / 1.75 \cdot 267 \cdot 1.35^2 = 0.038.$$

$$\xi = 0.039.$$

$$\zeta = 0.98 [7].$$

Потрібна площа перерізу арматури.

$$A_{s,req} = M_{bc} / R_s \cdot \zeta \cdot h_0 = 32.42 / 0.98 \cdot 37.5 \cdot 1.35 = 0.65 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 10Ø3 Вр-I з загальною площею $A_s = 0.707 \text{ см}^2$.

Коефіцієнт армування.

$$\mu = A_s / b_1 \cdot h_0 = 0.707 / 267 \cdot 1.35 = 0.002 > \mu_{\min} = 0.0005.$$

Поздовжні стержні арматурної сітки плити розміщуються з кроком.

$$v = b_1 / 18 = 267 / 10 = 26.7 \text{ см} - \text{приймаємо крок } v = 200 \text{ см}.$$

Конструювання арматурної сітки.

Довжина та ширина зварної арматурної сітки, якою армується плита панелі призначається з урахуванням захисного шару бетону.

$$\text{З торців панелі } a_{bc} = 15 \text{ мм}.$$

$$\text{З боків панелі } a_{dl} = 10 \text{ мм}.$$

Довжина зварної арматурної сітки.

$$l_n = 11940 - 2 \cdot a_{bc} = 11940 - 2 \cdot 15 = 11910 \text{ мм}.$$

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

Кількість кроків поперечних стержнів.

$$n_1 = l_n / u = 11910 / 250 = 47.$$

$$n_2 = l_n / v = 2930 / 200 = 14.$$

Довжина кінцевих випусків.

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

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

Зварна арматурна сітка позначається С1.

Марка сітки С1.

$$C1 \frac{3BpI - 200}{3BpI - 250} 2930 \times 11910 \frac{80}{65}$$

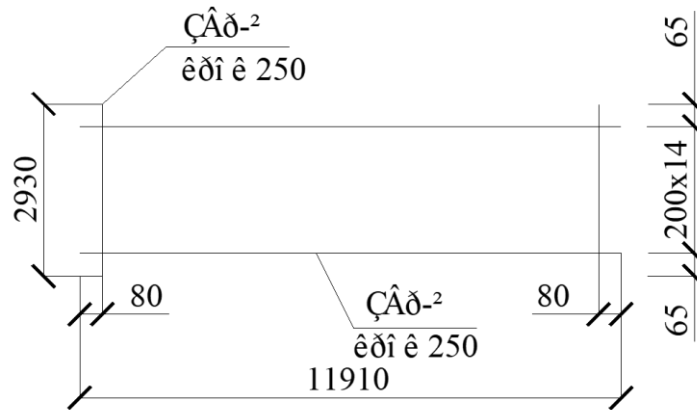


Рисунок 2 – Зварна сітка плити панелі.

Перевірка міцності плити на дію зосередженого навантаження.

Плита панелі перевіряється на додаткову дію зосередженого навантаження.

Вона утворюється від ваги робітника з інструментом $v_{n,sh} = 1 \text{ кН}$, прикладеного посередині середнього прольоту.

Розрахунковий згинаючий момент від сукупної дії постійного, тривалого (від пилу) та короточасного навантаження.

$$M = (g_r + db_1) \cdot l_1^2 / 16 + v_{n,sh} \gamma_f \gamma_n l_1 / 6 = (5.05 + 0.14 \cdot 2.67) \cdot 0.83^2 / 16 + 1 \cdot 1.2 \cdot 0.95 \cdot 0.83 / 6 = 0.391 \text{ кН} \cdot \text{м} = 39.1 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Відносна висота стиснутої зони.

$$\xi = \mu R_s / R_b = 0.002 \cdot 37.5 / 1.55 = 0.048.$$

Тоді $\alpha_m = 0.047$ [7].

Несуча здатність плити.

$$M_{adm} = \alpha_m R_b b_1 h_0^2 = 0.047 \cdot 1.75 \cdot 267 \cdot 1.35^2 = 40.02 \text{ кН} \cdot \text{см} > 39.1 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Міцність плити на додаткову дію зосередженого навантаження забезпечена.

2.1.4 Розрахунок поперечного ребра.

Для проектування панелі досить виконати розрахунок одного проміжного поперечного ребра як більш навантаженого.

Армування крайніх і середнього поперечних ребер приймається за результатами розрахунку проміжного ребра.

Визначення навантаження.

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від теплоізоляційного шару (табл.1).

$$i_w = 1.250.99 = 1.24 \text{ кН} / \text{м}.$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної ваги плити.

$$r_w = 0.64 \cdot 0.99 = 0.634 \text{ kH / м.}$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної ваги ребра з середньою шириною.

$$b_m = (b_{\text{inf}} + b_{\text{sup}}) / 2 = (0.04 + 0.16) / 2 = 0.1 \text{ м.}$$

$$w = b_m \cdot (h - h'_f) \cdot \rho \cdot 9.81 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0.1(0.15 - 0.025) \cdot 2.5 \cdot 9.81 \cdot 1.1 \cdot 0.95 = 0.32 \text{ kH / м.}$$

Загальне розрахункове постійне навантаження.

$$g_w = i_w + r_w + w = 1.24 + 0.634 + 0.32 = 2.194 \text{ kH / м.}$$

Розрахункове змінне рівномірно розподілене навантаження.

$$v_w = v \cdot l_w = 0.93 \cdot 0.99 = 0.921 \text{ kH / м.}$$

Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на поперечне ребро панелі.

$$q_w = g_w + v_w = 2.194 + 0.921 = 3.115 \text{ kH / м.}$$

Розрахункова схема і розрахунковий переріз.

Розрахунковий проліт (відстань між осями поздовжніх ребер).

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

Так як $h'_f = 2.5 \text{ см} > 0.1h = 0.1 \cdot 0.15 = 1.5 \text{ см}$ ширина плити.

Вона враховується в розрахунку приймається.

$$b'_f = b_{\text{sup}} + l_0 / 3 = 16 + 281 / 3 = 110 \text{ см} > l_w = 99 \text{ см.}$$

Тоді $b'_f = 99 \text{ см}$.

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

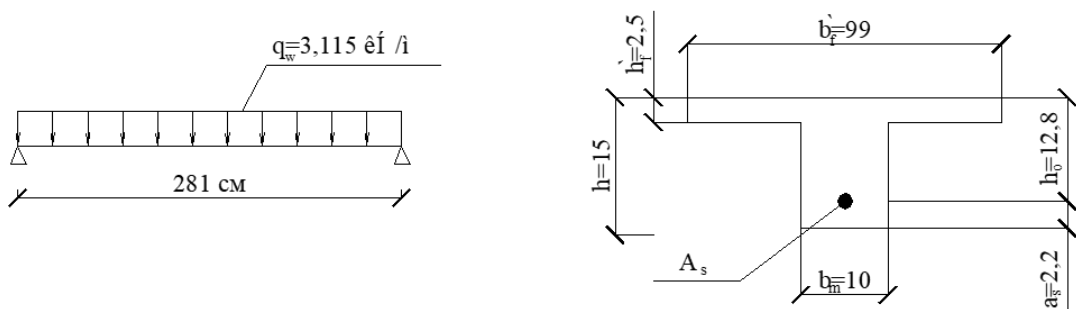


Рисунок 3 – Розрахункова схема та розрахунковий поперечний переріз поперечного ребра.

Розрахункові зусилля.

Згинаючий момент посередині прольоту.

$$M_w = q_w \cdot l_0^2 / 8 = 0.03115 \cdot 281^2 / 8 = 307.45 \text{ kH} \cdot \text{см}.$$

Поперечна сила.

$$Q_w = q_w \cdot l_0 / 2 = 0.03115 \cdot 281 / 2 = 4.38 \text{ kH}.$$

Розрахунок поздовжньої арматури.

Попередньо призначається діаметр поздовжньої робочої арматури $d=14\text{мм}$.

Захисний шар бетону приймається $a_l = 15\text{мм}$.

Для визначення робочої висоти перерізу виходить.

$$a_s = a_g + d / 2 = 1.5 + 1.4 / 2 = 2.2 \text{ см}.$$

Робоча висота перерізу.

$$h_0 = h - a = 15 - 2.2 = 12.8 \text{ см}.$$

Так як.

$$M_w = 307.45 \text{ kH} \cdot \text{см} < M'_f = 1.75 \cdot 99 \cdot 2.5 \cdot (12.8 - 0.5 \cdot 2.5) = 5002.6 \text{ kH} \cdot \text{см}.$$

Межа стисненої зони проходить в полиці таврового перерізу.

Тому за розрахунковий приймається прямокутний переріз завширшки $b'_f = 99 \text{ см}$.

$$\alpha_m = M_w / (R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2) = 307.45 / (1.75 \cdot 99 \cdot 12.8^2) = 0.011.$$

$$\zeta = 0.996 [7].$$

Потрібна площа перерізу арматури.

$$A_{s, \text{req}} = M_w / (R_s \cdot \zeta \cdot h_0) = 307.45 / (36.5 \cdot 0.996 \cdot 12.8) = 0.661 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 1Ø12 А400 з загальною площею $A_s = 1.13 \text{ см}^2$.

Коефіцієнт армування.

$$\mu = A_s / b_1 \cdot h_0 = 1.13 / 10 \cdot 12.8 = 0.009 > \mu_{\min} = 0.0005.$$

Розрахунок поперечної арматури.

Довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу.

$$c = 2.5 \cdot h = 2.5 \cdot 12.8 = 32 \text{ см}.$$

Для важкого бетону $\varphi_{b2} = 1.5 [1]$.

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

$$Q_b = \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0^2 / c = 1.5 \cdot 0.115 \cdot 10 \cdot 12.8^2 / 32 = 8.83 \text{ kH}.$$

$Q_w = 4.38kH < Q_b = 8.83kH$ – поперечна арматура установлюється конструктивно.

Конструювання арматурних каркасів.

Плоскі арматурні каркаси проміжних поперечних ребер позначаються КР2.

Плоскі арматурні каркаси середнього і торцевих – КР3.

З умови зварюваності при діаметрі поздовжньої арматури 12 мм поперечні стержні приймаються діаметром 4 мм.

Біля підпор на ділянках завдовжки.

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

Крок поперечних стержнів приймається 100мм.

В середній частині каркасу – 200мм.

З урахуванням захисного шару бетону $a_b = 10 \text{ мм}$ довжина каркасів.

$$l = 2950 - 2 \cdot a_b = 2950 - 2 \cdot 10 = 2930 \text{ мм}.$$

Висота каркасів.

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

$$\text{КР3} - a = 250 - 2 \cdot a_b = 230 \text{ мм}.$$

Для поліпшення анкетування робочої поздовжньої арматури плоских зварних каркасів на їх кінцях приварюють арматурні коротуни.

Вони з арматури класу А400 завдовжки 60 мм і діаметром 10 мм.

Плоскі арматурні каркаси для армування поперечних ребер показані у кресленнях.

5. Розрахунок поздовжніх ребер.

Розрахункова схема.

Для поздовжніх ребер панелі разом з плитою удають із себе згинальний елемент П-подібного перерізу.

Для зручності розрахунку такий переріз приводять до еквівалентного таврового з полицею у стисненій зоні.

Середня ширина зведеного ребра еквівалентного перерізу.

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

$$\text{Так як } h'_f = 2.5 \text{ см} < 0.1h = 0.1 \cdot 0.45 = 4.5 \text{ см}.$$

$$\text{То } \begin{cases} b'_f = 295 \text{ см} \\ b'_f = 1186 / 3 = 395 \text{ см} \end{cases}.$$

Отже, приймаємо $b'_f = 295\text{см}$.

Розрахунковий проліт – $a=5\text{ см}$.

$$l_0 = l_c - 2 \cdot a = 1196 - 2 \cdot 5 = 1186\text{см}.$$

Розрахункове навантаження та зусилля.

Рівномірно розподілене навантаження на зведений переріз поздовжніх ребер передається з вантажної площі.

Її ширина є номінальна ширина панелі $b_n = 3\text{м}$.

Розрахункове навантаження $q = p \cdot b_n = 4.11 \cdot 3 = 12.33\text{кН/м}$.

Згинаючий момент посередині прольоту.

$$M = q \cdot l_0^2 / 8 = 0.1233 \cdot 1186^2 / 8 = 21680\text{кН} \cdot \text{см}.$$

Поперечна сила в перерізі біля підпори від повного навантаження.

$$Q_{\max} = q \cdot l_0 / 2 = 0.1233 \cdot 1186 / 2 = 73.12\text{кН}.$$

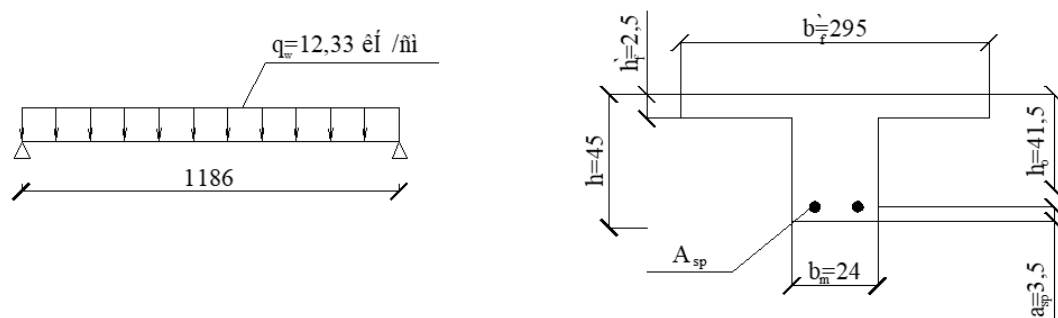


Рисунок 4 – Розрахункова схема та зведений переріз поздовжніх ребер.

Розрахунок поздовжньої арматури.

Для визначення робочої висоти перерізу попередньо призначається діаметр поздовжньої робочої арматури.

Він складає $d = 20\text{ мм}$, захисний шар бетону приймається $a_l = 25\text{мм}$.

$$a_{sp} = 2.5 + 2 / 2 = 3.5\text{см}.$$

Робоча висота перерізу.

$$h_0 = h - a_{sp} = 45 - 3.5 = 41.5\text{см}.$$

В межах стисненої полиці завширшки $b'_f = 295\text{см}$.

Це уводиться у розрахунок уміщується з кроком $v=20\text{см}$.

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

Загальна площа перерізу арматури 15Ø3 та 2Ø5 в стисненій зоні зведеного ребра $A'_s = 1,458 \text{ см}^2$.

Так як:

$$M_f = R_b \cdot b_f \cdot h'_f (h_0 - 0.5h_f) + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a'_s) = 1.75 \cdot 295 \cdot 2.5 \cdot (41.5 - 0.5 \cdot 2.5) + 37.5 \cdot 1.458 (41.5 - 1.35) = 54143 \text{ кН} \cdot \text{см} > M = 21680 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Межа стисненої зони проходить в полиці.

Потрібна площа перерізу попередньо напруженої арматури визначається з розрахунку прямокутного перерізу шириною $b'_f = 295 \text{ см}$.

Визначається.

$$\alpha_m = M / R_b b'_f h_0^2 = 21680 / 1.75 \cdot 295 \cdot 41.5^2 = 0.024.$$

$$\xi = 0.024.$$

$$\zeta = 0.988 [7].$$

Для класу арматури A1000 та важкого бетону класу B35 $\xi_r = 0.47$.

Так як $\xi = 0.024 < \xi_r = 0.47$, то додаткова стиснута арматура за розрахунком не потрібна.

Так як $\xi = 0.024 < 0.5\xi_r = 0.235$, то $\gamma_{b2} = \eta = 1.1 [7]$.

Враховуючи ненапружену арматуру 2Ø5 Вр-I з $A_s = 0,393 \text{ см}^2$ плоских каркасів, потрібна площа попередньо напруженої арматури.

$$A_{SP, req} = (21680 - 36 \cdot 0.393 \cdot 0.988 \cdot 41.5) / (1.1 \cdot 81.5 \cdot 0.988 \cdot 41.5) = 5.74 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2Ø20 A1000 з $A_s = 6,28 \text{ см}^2$.

Попередньо напружена арматура розміщується по одному стрижню в кожному повздовжньому ребрі [2].

Розрахунок поперечної арматури.

Орієнтовано приймається коефіцієнт поперечного армування $\mu_w = 0.001$.

$$\alpha_p = \frac{E_{sp}}{E_b} = 190000 / 34500 = 5.51.$$

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

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha_p \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 5.51 \cdot 0.001 = 1.03 < 1.3.$$

Коефіцієнт, що враховує міцність та вид бетону.

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0.01 \cdot 17.5 = 0.825.$$

Так як.

$$0.3\varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b_m \cdot h_0 = 0.3 \cdot 1.03 \cdot 0.825 \cdot 1.75 \cdot 24 \cdot 41.5 = 444.33 \text{ kH} > Q_{\max} = 73.12 \text{ kH}$$

Міцність поздовжніх ребер на дію поперечної сили по похилій смугі між похилими тріщинами забезпечена.

Тобто прийняті розміри поперечного перерізу поздовжніх ребер достатні.

Значення попереднього напруження без урахування втрат.

$$\sigma_{sp} = 980 - 60 = 920 \text{ МПа} [7].$$

$$p = 30 + 360/12 = 60 \text{ МПа}.$$

Орієнтоване значення сумарних витрат попереднього напруження приймається $\sigma_{los} = 100 \text{ МПа}$.

Коефіцієнт точності натягнення арматури для електротермічного способу натягнення арматури $\gamma_{sp} = 0.9$ [1].

Орієнтоване значення зусилля попереднього обтиску з урахуванням усіх втрат.

$$p = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \cdot A_{sp} = 0.9(92 - 10) \cdot 6.28 = 463.5 \text{ kH}.$$

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

$$\varphi_n = 0.1 \cdot p / R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0 = 0.1 \cdot 463.5 / 0.115 \cdot 24 \cdot 41.5 = 0.4 < 0.5.$$

Довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу.

$$c = 2.5 \cdot h_0 = 2.5 \cdot 41.5 = 103.75 \text{ см}.$$

Для важкого бетону : $\varphi_{b3} = 0.6$; $\varphi_{b4} = 1.5$ [1].

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

$$Q_b = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0^2 / c = 1.5(1 + 0.4) \cdot 0.115 \cdot 24 \cdot 41.5^2 / 103.75 = 96.2 \text{ kH}$$

Так як значення Q_b повинно бути не менше.

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0 / 1 = 0.6(1 + 0.4) \cdot 0.115 \cdot 24 \cdot 41.5 / 1 = 96.2 \text{ kH}$$

Приймаємо $Q_b = 96.2 \text{ kH}$.

Рівномірно розподілене навантаження з урахуванням еквівалентного навантаження.

$$q_1 = (g + v/2) b_n = (3.18 + 0.93/2) 3 = 10.94 \text{ kH / м}.$$

Поперечна сила на краю похилого перерізу, який починається від підпори і має довжину $c = 103.75 \text{ см}$.

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 73.12 - 0.1094 \cdot 103.75 = 61.8 \text{ kH}.$$

Так як $Q = 61.8 \text{ kH} < Q_b = 96.2 \text{ kH}$ поперечна арматура в поздовжніх ребрах за розрахунком не потрібна.

Вона установлюється за конструктивними вимогами.

Конструювання плоских арматурних каркасів.

В кожному поздовжньому ребрі установлюється по одному плоскому арматурному каркасу.

Вони позначаються КР1. каркаси виготовляються із дротової арматури класу Вр-I.

Поздовжні стержні приймаються діаметром 5 мм, поперечні – 4 мм.

Крок поперечних стержнів на кінцевих ділянках каркасу (на відстані $12/4 = 3 \text{ м}$).

$$S_1 = h / 2 = 45 / 2 = 22.5 > 15 \text{ см} \text{ приймається } S_1 = 15 \text{ см}.$$

Крок поперечних стержнів в середній частині каркасу.

$$S_2 = (3 / 4)h = (3 / 4) \cdot 45 = 33.7 \text{ приймається } S_2 = 30 \text{ см}.$$

Довжина каркасу КР1.

$$l_1 = 11960 - 180 \cdot 2 = 11600 \text{ мм};$$

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

Схема каркасу представлена на кресленнях.

2.1.6 Конструктивне армування панелі.

Кінці поздовжніх ребер панелі додатково армуються поперечною арматурою у вигляді зігнутих зварних сіток С2.

Вони охоплюють всі поздовжні та поперечні стержні прикінцевих ділянок каркасів КР1.

Додаткова сітка С2 проектується з дротової арматури класу Вр-I.

Діаметр поздовжніх і поперечних стержнів 4 мм, їх крок 100 мм.

Довжина сітки С2 приймається 1040 мм.

Для поліпшення з'єднання поздовжніх ребер з торцевим в кутах панелі установлюються додаткові зварні сітки С3.

Вони зігнуті під прямим кутом.

Сітки С3 із дротової арматури класу Вр-I діаметром 4 мм.

Ширина сіток 230 мм.

У кожний бік вони заступають на 500 мм.

Кути панелі армуються сітками С4 та С5 із дрової арматури класу Вр-І діаметром 3 або 4 мм.

В кутах панелі розміщуються закладні деталі.

2.1.7 Розрахунок монтажних петлів.

Для піднімання панелей передбачаються 4 монтажних петлі із арматури класу А240.

Петлі розміщуються в поздовжніх ребрах на відстані 80 см від торців панелі.

Діаметр стержнів приймається 20 мм.

Виступаюча над бетоном частина петлі $h = 100$ мм.

Радіус закруглення $R=40$ мм.

Мінімальна глибина запуску петлі у бетон.

$$h_b = 15 \cdot d = 15 \cdot 20 = 300 \text{ мм} \text{ приймається } h_b = 320 \text{ мм}.$$

Мінімальна довжина анкетування петлі.

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

Висота петлі.

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

2.1.8 Геометричні характеристики перерізу панелі.

Обчислення геометричних характеристик поперечного перерізу елемента є обов'язковим етапом для виконання подальших перевірок за другою групою граничних станів.

Тобто для оцінювання тріщиностійкості (за утворенням та шириною розкриття тріщин) і деформативності (визначення вертикальних прогинів конструкції).

Дослідження плит покриття розміром 12 х 3 м свідчать, що в поличці плити та її поперечних ребрах ймовірність виникнення тріщин є мінімальною.

Навіть у разі їх локальної появи, ширина розкриття не перевищує жорстких нормативних обмежень будівельних норм.

Крім того, просторова жорсткість полички та поперечних ребер у стадії повної експлуатації завжди забезпечується конструктивно.

Під час проведення розрахунків за граничними станами другої групи оцінку тріщиноутворення та деформативності виконують виключно для поздовжніх несучих ребер панелі.

Для коректного визначення геометричних характеристик реальний залізобетонний профіль замінюють теоретичним зведеним перерізом.

У такій моделі площа арматури, трансформується в еквівалентну площу бетону за допомогою коефіцієнта приведення матеріалів.

Площа перерізу бетону.

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

Із розрахунку міцності.

$$A_{sp} = 6,28 \text{ см}^2; A_s = 0,393 \text{ см}^2; A'_s = 1,458 \text{ см}^2.$$

Загальна площа перерізу арматури, що перетинає еквівалентний переріз.

$$A_{s,tot} = 6,28 + 0,393 + 1,458 = 8,131 \text{ см}^2.$$

Коефіцієнт приведення для напружуваної та напружуваної арматури.

$$\alpha_p = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{19000}{3450} = 5,51.$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17000}{3450} = 4,93.$$

Площа зведеного перерізу.

$$A_{red} = A + \alpha_p A_{sp} + \alpha_s (A_s + A'_s) = 1757,5 + 5,51 \cdot 6,28 + 4,93 \cdot (0,393 + 1,458) = 1801 \text{ см}^2.$$

Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої грані.

$$S_{inf} = b'_f \cdot h'_f + b_m (h - h'_f)^2 / 2 = 295 \cdot 2,5(45 - 0,5 \cdot 2,5) + 24 \cdot (45 - 2,5)^2 / 2 = 53940,6 \text{ см}^3.$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані панелі.

$$S_{red,inf} = S_{inf} + \alpha_p \cdot A_{sp} \cdot a_{sp} + \alpha_s \cdot [A_s \cdot a_s + A'_s (h - a'_s)] = 53940,6 + 5,51 \cdot 6,28 \cdot 3,5 + 4,93 \cdot [0,393 \cdot 2,5 + 1,458(45 - 1,35)] = 54381 \text{ см}^3.$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до нижньої та верхньої грані

перерізу. $y_0 = \frac{S_{red,inf}}{A_{red}} = 54381 / 1801 = 30,2 \text{ см}.$

$$y'_0 = h - y_0 = 45 - 30,2 = 14,8 \text{ см}.$$

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

$$y_{sp} = y_0 - a_{sp} = 30,2 - 3,5 = 26,7 \text{ см}.$$

$$y_s = y_0 - a_s = 30,2 - 2,5 = 27,7 \text{ см}.$$

$$y'_s = y'_0 - a'_s = 14,8 - 1,35 = 13,45 \text{ см}.$$

Момент інерції бетонного перерізу щодо центра ваги зведеного перерізу.

$$I = b'_f \cdot (h'_f)^3 / 12 + b'_f \cdot h'_f \cdot (y'_0 - 0.5h'_f)^2 + b_m \cdot (h - h'_f)^3 / 12 + b_m (h - h'_f) \cdot [y_0 - 0.5(h - h'_f)]^2 =$$

$$= 295 \cdot 2.5^3 / 12 + 295 \cdot 2.5(14.8 - 0.5 \cdot 2.5)^2 + 24(45 - 2.5)^3 / 12 +$$

$$+ 24(45 - 2.5) \cdot [30.2 - 0.5 \cdot (45 - 2.5)]^2 = 371027 \text{ см}^4$$

Момент інерції зведеного перерізу відносно його центра ваги.

$$I_{red} = 371027 + 5.51 \cdot 6.28 \cdot 26.7^2 + 4.93 \cdot (0.393 \cdot 27.7^2 + 1.458 \cdot 13.45^2) = 398482 \text{ см}^4.$$

Момент опору зведеного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані.

$$W_{red,inf} = I_{red} / y_0 = 398482 / 30.2 = 13195 \text{ см}^3.$$

Момент опору зведеного перерізу відносно верхньої стисненої грані.

$$W_{red,sup} = I_{red} / y'_0 = 398482 / 14.8 = 26925 \text{ см}^3.$$

Пружно-пластичний момент опору зведеного перерізу відносно нижньої розтягнутої зони з урахуванням не пружних деформацій бетону.

Ексцентриситет прикладання сил обтиску.

$$W_{pl,inf} = 1.75 \cdot 13195 = 23091 \text{ см}^3.$$

Так як $b'_f / b_m = 295 / 24 = 12.3 > 2$

$$h'_f / h = 2.5 / 45 = 0.06 < 2 \text{ приймаємо } \gamma = 1.5 [7].$$

Пружно-пластичний момент опору зведеного перерізу відносно верхньої стиснутої зони.

$$W_{pl,sup} = \gamma \cdot W_{red,sup} = 1.5 \cdot 26925 = 40388 \text{ см}^3.$$

2.1.9 Визначення втрат попереднього напруження та підрахунок зусиль обтиснення.

Стрижньова попередньо напружена арматура натягується електротермічним способом.

Витрати від релаксації напруження в арматурі.

$$\sigma_1 = 0.05 \cdot \sigma_{sp} = 0.03 \cdot 92 = 2.76 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Зусилля попереднього обтиску з урахуванням втрат попереднього напруження $\sigma_1 \dots \sigma_s$.

$$P_I = A_{sp} \cdot [\sigma_{sp} - (\sigma_1 \dots \sigma_s)] = 6.28(92 - 2.76) = 560.4 \text{ кН}.$$

Ексцентриситет відносно центра ваги зведеного перерізу.

$$e_{spl} = y_{sp} = 26.7 \text{ см}.$$

Розподілене навантаження від власної ваги пеналі завширшки $b_c = 2.95 \text{ м}$ при дії характеристичного навантаження $c_n = 1.85 \text{ кН} / \text{см}^2$.

$$q_w = c_n \cdot b_c = 1.85 \cdot 2.95 = 0.0546 \text{ kH / см}.$$

Згинаючий момент від ваги панелі під час зберігання при відстані між підкладками $l = 1180 \text{ см}$.

$$M_C = \frac{q_w \cdot l^2}{8} = \frac{0.0546 \cdot 1180^2}{8} = 9503 \text{ kH} \cdot \text{см}.$$

Стискуючі зусилля в бетоні посередині прольоту панелі на рівні арматури A_{sp} від дії сили P_I та згинаючого моменту M_C .

$$\sigma_{ep} = P_I / A_{red} + (P_I \cdot e_{opI} - M_C) \cdot y_{sp} / I_{red} = 560.4 / 1801 + (560.4 \cdot 26.7 - 9503) \cdot 26.7 / 398482 = 0.677 \text{ kH / см}^2.$$

Напруження в бетоні посередині прольоту панелі на рівні арматури A_s від дії сили P_I та згинаючого моменту M_C .

$$\sigma'_{ep} = P_I / A_{red} + (M_C - P_I \cdot e_{opI}) \cdot y'_s / I_{red} = 560.4 / 1801 + (9503 - 560.4 \cdot 26.7) \cdot 13.45 / 398482 = 0.127 \text{ kH / см}^2.$$

Визначається коефіцієнт.

$$\alpha = 0.25 + 0.025 \cdot R_{ep} = 0.25 + 0.025 \cdot 2.45 = 0.31 < 0.8.$$

Оскільки.

$$\sigma_{ep} / R_{ep} = 0.677 / 2.45 = 0.28 < \alpha = 0.31 \quad \text{втрати від швидконапливаючої}$$

повзучості для бетону природного твердіння.

$$\sigma_6 = 4 \cdot \sigma_{ep} / R_{ep} = 4 \cdot 0.677 / 2.45 = 1.11 \text{ kH / см}^2.$$

Втрати від швидко напливаючої повзучості бетону на рівні арматури A'_s .

$$\sigma'_6 = 4 \cdot \sigma'_{ep} / R_{ep} = 4 \cdot 0.127 / 2.45 = 0.21 \text{ kH / см}^2.$$

Усього.

$$\sigma_{loc} = \sigma_6 + \sigma_1 = 1.11 + 2.76 = 3.87 \text{ kH / см}^2.$$

Попереднє напруження в арматурі, що напружується, з урахуванням втрат.

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{loc1} = 92 - 3.87 = 88.13 \text{ kH / см}^2.$$

Попереднє напруження в арматурі, що не напружується.

$$\sigma_{s1} = \sigma_6 = 1.11 \text{ kH / см}^3; \quad \sigma'_{s1} = \sigma'_6 = 0.21 \text{ kH / см}^2.$$

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням втрат.

$$P_1 = \sigma_{sp1} \cdot A_{sp} - \sigma_{s1} \cdot A_s - \sigma'_{s1} \cdot A'_s = 88.13 \cdot 6.28 - 1.11 \cdot 0.393 - 0.21 \cdot 1.458 = 553 \text{ kH}.$$

Ексцентриситет зусилля попереднього обтиску відносно центра ваги зведеного перерізу.

$$e_{op1} = \frac{(\sigma_{sp1} \cdot A_{SP} \cdot y_{sp} - \sigma_{s1} \cdot A_s \cdot y_s - \sigma'_{s1} \cdot A'_s \cdot y'_s)}{P_1} = (88.13 \cdot 6.28 \cdot 26.7 - 1.11 \cdot 0.393 \cdot 27.7 - 0.21 \cdot 1.458 \cdot 13.45) / 553 = 26.7 \text{ см}$$

Максимальні стискуючі напруження в бетоні від дії сили P_1 .

$$\sigma_{ep1} = P_1 / A_{red} + P_1 \cdot e_{op1} \cdot y_0 / I_{red} = 553 / 1801 + 553 \cdot 26.7 \cdot 30.2 / 398482 = 1.43 \text{ кН / см}^2$$

Так як $\sigma_{ep1} / R_{ep} = 1.43 / 2.45 = 0.584 < 0.95$ нормативні вимоги щодо величини стискуючих напружень в бетоні в стадії попереднього напруження дотримано.

Втрати від усадки бетону: $\sigma_8 = \sigma'_8 = 4 \text{ кН / см}^2$.

Так як $\sigma_{ep} / R_{ep} = 0.28 < 0.75$ втрати від повзучості бетону.

$$\sigma_9 = 15 \cdot \sigma_{ep} / R_{ep} = 15 \cdot 0.677 / 2.45 = 4.13 \text{ кН / см}^2$$

Втрати від повзучості бетону на рівні арматури A'_s .

$$\sigma'_9 = 15 \cdot \sigma'_{ep} / R_{ep} = 15 \cdot 0.127 / 2.45 = 0.78 \text{ кН / см}$$

Усього.

$$\sigma_{loc2} = \sigma_9 + \sigma_8 = 4 + 4.13 = 8.13 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_{loc} = 3.87 + 8.13 = 12 \text{ кН / см}^2 > \sigma_{loc,min} = 10 \text{ кН / см}^2$$

Тобто більше нормованого мінімального значення.

Отже, величина втрат не збільшується.

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

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{loc} = 92 - 12 = 80 \text{ кН / см}^2$$

Попередні напруження від усадки та повзучості бетону в арматурі, що не напружується.

$$\sigma_s = \sigma_6 - \sigma_{loc2} = 1.11 + 8.13 = 9.24 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9 = 0.21 + 4 + 0.78 = 4.99 \text{ кН / см}^2$$

Зусилля від обтиску з урахуванням усіх втрат.

$$P_2 = \sigma_{sp2} \cdot A_{SP} - \sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s = 80 \cdot 6.28 - 9.24 \cdot 0.393 - 4.99 \cdot 1.458 = 491.5 \text{ кН}$$

Ексцентриситет зусилля P_2 .

$$e_{op2} = \frac{(\sigma_{sp2} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} - \sigma_s \cdot A_s \cdot y_s - \sigma'_{s1} \cdot A'_s \cdot y'_s)}{P_2} = (80 \cdot 6.28 \cdot 26.7 - 9.24 \cdot 0.393 \cdot 27.7 - 4.99 \cdot 1.458 \cdot 13.45) / 491.5 = 26.9 \text{ см}$$

2.1.10. Розрахунок з утворення нормальних тріщин.

Утворення верхніх початкових тріщин в стадії виготовлення.

Максимальні напруження в стиснутім бетоні виникають.

Від дії зусилля P_1 в стадії виготовлення з урахуванням моменту $M_C = 9503 \text{ кН} \cdot \text{см}$.

Від власної ваги панелі.

$$\sigma_{ep1} = P_1 / A_{red} + (P_1 \cdot e_{op1} - M_C) / W_{red} = 553 / 1801 + (553 \cdot 26.7 - 9503) / 13195 = 0.706 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Для передаточної міцності бетону $R_{ep} = 24.5 \text{ МПа}$, за інтерполяцією табличних даних приймається $R_{ep,ser} = 18.15 \text{ МПа}$; $R_{stp,ser} = 1.58 \text{ МПа}$.

$$\varphi = 1.6 - \sigma_{ep1} / R_{ep,ser} = 1.6 - 0.706 / 1.58 = 1.15 > 1, \text{ приймається } \varphi = 1.$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки.

Вона найбільш віддалена від розтягнутої зони перерізу – нижня ядрова відстань.

$$r_{inf} = \varphi \cdot W_{red,sup} / A_{redr} = 1 \cdot 26925 / 1801 = 14.95 \text{ см}$$

Момент зовнішніх сил в стадії виготовлення відносно осі.

Вона паралельна нульовій лінії і проходить крізь ядрову точку, що найбільш віддалена від розтягнутої зони.

$$M_{r,ser} = M_C - P_1(e_{op1} - r_{inf}) = 9503 - 553(26.7 - 14.95) = 3005 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

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

$$M'_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl,sup} = 0.158 \cdot 40388 = 6381 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

$$\text{Так як } M_{r,ser} = 3005 \text{ кН} \cdot \text{см} < M'_{crc} = 6381 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Верхні початкові тріщини під час виготовлення панелі не утворюються.

Утворення нижніх тріщин в стадії експлуатації.

Повне розподілене навантаження.

$$q_{ser} = p_s \cdot b_n = 3.67 \cdot 3 = 11.01 \text{ кН} / \text{м} = 0.1101 \text{ кН} / \text{см}.$$

Розрахунковий момент від повного навантаження.

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot l_0^2}{8} = \frac{0.1101 \cdot 1186^2}{8} = 19358 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Тривале навантаження.

$$q_{l,ser} = p_{ls} \cdot b_n = 2.91 \cdot 3 = 8.73 \text{ kH / м} = 0.0873 \text{ kH / см}.$$

Розрахунковий момент від тривалого навантаження.

$$M_{l,ser} = \frac{q_{l,ser} \cdot l_0^2}{8} = \frac{0.0873 \cdot 1186^2}{8} = 15349 \text{ kH} \cdot \text{см}.$$

Максимальні напруження в стиснутім бетоні.

$$\sigma'_{ep2} = P_2 / A_{red} + (M_{ser} - P_2 \cdot e_{op2}) / W_{red,sup} = 491.5 / 1801 + (19358 - 491.5 \cdot 26.9) / 26925 = 0.501 \text{ kH / см}^2$$

Визначається.

$$\varphi' = 1.6 - \sigma'_{ep2} / R_{b,ser} = 1.6 - 0.501 / 2.55 = 1.4 > 1.$$

Приймається $\varphi' = 1$.

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки.

Вона найбільш віддалена від розтягнутої зони перерізу – верхня ядрова відстань.

$$r_{sup} = \varphi' \cdot W_{red,inf} / A_{redr} = 1 \cdot 13195 / 1801 = 7.33 \text{ см}.$$

Ядровий момент зусилля обтиску.

$$M_{zp} = P_2 (e_{op2} + r_{sup}) = 491.5 (26.9 + 7.33) = 16824 \text{ kH} \cdot \text{см}.$$

Момент тріщино утворення.

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl,inf} + M_{zp} = 0.195 \cdot 23091 + 16824 = 21327 \text{ kH} \cdot \text{см}.$$

Так як.

$$M_{ser} = 19358 \text{ kH} \cdot \text{см} < M_{crc} = 21327 \text{ kH} \cdot \text{см}.$$

$$M_{l,ser} = 15349 \text{ kH} \cdot \text{см} < M_{crc} = 21327 \text{ kH} \cdot \text{см}.$$

Нормальні тріщини в розтягнутій зоні не утворюються.

Розрахунок з розкриття тріщин не потрібен.

2.1.11 Розрахунок прогину панелі.

$$\mu = (A_{sp} + A_s) / b_m h_0 = (6.28 + 0.393) / 24 \cdot 41.5 = 0.0067.$$

$$\mu \cdot \alpha_p = 0.0067 \cdot 5.51 = 0.037.$$

$$\begin{aligned} \varphi_f &= [(b_c - b_m) h_f + \alpha_s \cdot A_s / 0.3] / b_m \cdot h_0 = \\ &= [(295 - 24) 2.5 + 4.93 \cdot 1.458 / 0.3] / 24 \cdot 41.5 = 0.7 \end{aligned}$$

$$\lambda_{lim} = 16.2.$$

Так як.

$$l_0 / h_0 = 1186 / 41.5 = 28.6 > 16.2.$$

Необхідне розрахунок з визначення прогину панелі.

Гранично допустимий прогин становить.

$$f_{\text{lim}} = l_0 / 250 = 1186 / 250 = 4.74 \text{ см}.$$

Так як розрахунком з утворення тріщин встановлено.

Вони в розтягнутій зоні вони не утворюються.

Прогин панелі визначається як для суцільного тіла.

Коефіцієнт, що враховує вплив короткочасної повзучості бетону.

$$\varphi_{b1} = 0.85.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості бетону на деформації елемента без тріщин.

$$\varphi_{b2} = 2.$$

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

$$(1/r)_2 = 15349 \cdot 2 / 0.85 \cdot 3450 \cdot 398482 = 2.63 \cdot 10^{-5} 1/\text{см}.$$

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

$$(1/r)_3 = 491.5 \cdot 26.9 / 0.85 \cdot 3450 \cdot 398482 = 1.13 \cdot 10^{-5} 1/\text{см}.$$

$$\sigma_{sb} = 1.11 + 4 + 4.13 = 9.24 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

$$\sigma'_{sb} = 0.21 + 4 + 0.78 = 4.99 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

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

$$\varepsilon_b = 9.24 / 200000 = 4.62 \cdot 10^{-5}.$$

$$\varepsilon'_b = 4.99 / 200000 = 2.5 \cdot 10^{-5}.$$

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

$$(1/r)_4 = (4.62 - 2.5)10^{-5} / 41.5 = 0.05 \cdot 10^{-5} 1/\text{см}.$$

Так як:

$$\begin{aligned} (1/r)_3 + (1/r)_4 &= (1.13 + 0.05)10^{-5} = 1.18 \cdot 10^{-5} 1/\text{см} < \varphi_{b2}(1/r)_3 = \\ &= 2 \cdot 1.13 \cdot 10^{-5} = 2.26 \cdot 10^{-5} 1/\text{см} \end{aligned}$$

Тоді приймається $(1/r)_3 + (1/r)_4 = 2.26 \cdot 10^{-5} 1/\text{см}.$

Повна кривизна посередині прольоту панелі.

$$(1/r)_{\text{tot}} = (1/r)_2 - ((1/r)_3 + (1/r)_4) = (2.63 - 2.26) \cdot 10^{-5} = 0.37 \cdot 10^{-5} 1/\text{см}.$$

Прогин панелі.

$$f = 0.104(1/r)_{\text{tot}} \cdot l_0^2 = 0.104 \cdot 0.37 \cdot 10^{-5} \cdot 1186^2 = 0.54 \text{ см} < f_{\text{lim}} = 4.74 \text{ см}.$$

Тобто прогин панелі менше гранично допустимого.

2.1.12 Розрахунок панелі в стадії виготовлення, транспортування та монтажу.

Навантаження на панель від власної ваги $c_n = 1.85 \text{ кН/м}^2$ з урахуванням коефіцієнта динамічності 1,4.

$$q_d = 1.4 c_n b_n = 1.4 \cdot 1.85 \cdot 3 = 7.77 \text{ кН/м} = 0.0777 \text{ кН/см}.$$

Повне розрахункове навантаження на панель в стадії експлуатації.

$$q = 0.1233 \text{ кН/см}.$$

Так як $q_d = 0.0777 \text{ кН/см} < q = 0.1233 \text{ кН/см}$, то міцність та тріщиностійкість панелі в зоні дії додатних згинаючих моментів під час виготовлення, транспортування та монтажу забезпечені.

РОЗДІЛ 3

ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИЙ

					КНУ.БР.192.26.196с.35 ТЕ			
		Прізвище	Підпис	Дата				
Керівник		Тімченко			Проектування будівництва чотирьохпролітної будівлі гальванічного цеху	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консульт.		Тімченко				БР		
Бакалавр		Бабенко				БІ-22-2		
Зав. каф.		Валовой						

3.1 Визначення механізації та способів ведення робіт

Вибір монтажних кранів ведеться в два етапи:

На першому етапі по факторам технічного порядку (розміри будівлі в плані і по висоті, вага, габарити та розташування збірних елементів в будівлі) визначають необхідні розміри в крана: монтажну висоту підймання крюка, необхідний виліт стріли і монтажну вагу;

На другому етапі виконують остаточний вибір підбраного комплекту кранів на основі економічного порівняння і аналізу.

Потрібну монтажну висоту підймання гака крану для будь-якої конструкції, що монтують визначають за формулою:

$$H_k = h_0 + h_z + h_e + h_{ct}$$

h_0 – висота від рівня розміщення монтажного крану до відмітки опори, на яку встановлюється елемент;

h_z – підвищення нижнього торця вертикального елемента над рівнем опори перед опусканням його на місце (0,7-1,0м);

h_e – висота елемента, що монтують, приймають за даними специфікації збірних залізобетонних елементів;

h_{ct} – конструктивна висота вантажозахватних пристроїв (стропів, зачепів, траверс).

Потрібну вантажопідйомність крану визначають з формули:

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4$$

де q_1, q_2, q_3, q_4 – вага відповідно елемента, що монтують, стропів та захватних пристосувань, монтажних пристосувань (розчалок, підмостків, кондукторів та ін.).

Довжина стріли визначається по конструкції, яка вимагає найбільшої висоти підймання крюка. Приймаємо оптимальний кут нахилу стріли к горизонту:

$$\alpha = 75^\circ.$$

Розраховуємо довжину стріли для вертикальних елементів: $L_c = \frac{H_k + h_n - h_u}{\sin \alpha}$

Визначимо виліт крюка: $L_k = L_c \cdot \cos \alpha + d$

h_1 – різниця між відмітками стоянки крана та монтуємої конструкції;

h_{oc} – відстань від основи крана до осі п'яти стріли (1,0-1,5м);

h – потрібна додаткова висота підймання конструкції (0,5-1,0м);

h_n – довжина поліспада крана (1,5-2,0м);

α – найбільший кут підймання стріли.

1). Для монтажу колон

$$Q_{\kappa} = q_e + q_{cm} + q_{mn} + q_{noc} = 9,2 + 0,18 + 0,11 + 0,06 = 9,55m$$

$$H_{\kappa} = h_0 + h_3 + h_e + h_{cm} = 0 + 1 + 12,1 + 1 = 14,1m$$

$$L_c = \frac{H_K + h_n - h_u}{\sin \alpha} = \frac{12,1 + 1 + 2 + 1 - 1,5}{\sin 75} = 12,9m$$

$$L_{\kappa} = L_c \cdot \cos \alpha + d = 12,9 \cdot \cos 75 + 1,5 = 4,84m$$

2). Для монтажу підкранових балок

$$Q_{\kappa} = q_e + q_{cm} + q_{mn} + q_{noc} = 11,7 + 0,935 = 12,64m$$

$$H_{\kappa} = h_0 + h_3 + h_e + h_{cm} = 8,35 + 1 + 3,2 + 1,4 = 13,95m$$

$$L_c = \frac{H_K + h_n - h_u}{\sin \alpha} = \frac{13,95 + 2 - 1,5}{\sin 75} = 15m$$

$$L_{\kappa} = L_c \cdot \cos \alpha + d = 15 \cdot \cos 75 + 1,5 = 5,4m$$

3). Для монтажу ферми

$$Q_{\kappa} = q_e + q_{cm} + q_{mn} + q_{noc} = 16,7 + 1,75 = 18,45m$$

$$H_{\kappa} = h_0 + h_3 + h_e + h_{cm} = 10,8 + 1 + 3,45 + 3,6 = 18,85m$$

$$L_c = \frac{H_K + h_n - h_u}{\sin \alpha} = \frac{18,85 + 2 - 1,5}{\sin 75} = 19,9m$$

$$L = L_c \cdot \cos \alpha + d = 19,9 \cdot \cos 75 + 1,5 = 6,65m$$

4). Для монтажу фундаментних балок

$$Q_{\kappa} = q_e + q_{cm} + q_{mn} + q_{noc} = 0,7 + 0,01 = 0,71m$$

$$H_{\kappa} = h_0 + h_3 + h_e + h_{cm} = 0 + 1 + 0,3 + 2 = 3,3m$$

$$L_c = \frac{H_K + h_n - h_u}{\sin \alpha} = \frac{3,3 + 2 - 1,5}{\sin 75} = 3,93m$$

$$L_{\kappa} = L_c \cdot \cos \alpha + d = 3,93 \cdot \cos 75 + 1,5 = 2,52m$$

5). Для монтажу стінових панелей

$$Q_{\kappa} = q_e + q_{cm} + q_{mn} + q_{noc} = 1,4 + 0,01 = 1,41m$$

$$H_{\kappa} = h_0 + h_3 + h_e + h_{cm} = 13,5 + 1 + 1,2 + 2 = 17,7m$$

$$L_c = \frac{H_K + h_n - h_u}{\sin \alpha} = \frac{17,7 + 2 - 1,5}{\sin 75} = 17,2m$$

$$L_{\kappa} = L_c \cdot \cos \alpha + d = 17,2 \cdot \cos 75 + 1,5 = 6,7m$$

6). Для горизонтальних елементів (плити покриття)

$$Q_k = q_e + q_{cm} + q_{mn} + q_{noc} = 2,3 + 0,53 = 2,83m$$

$$H_k = h_0 + h_z + h_e + h_{cm} = 10,8 + 3,45 + 0,3 + 1 + 1,6 = 17,15m$$

$$h_0 = H_m + O_2 - h_{ш} = 17,15 + 1,5 - 1 = 17,65m$$

$$l_0 = \frac{l_k}{2} + \frac{b_n}{2} + O_1 = 6/2 + 0,3/2 + 1 = 4,15m$$

Оптимальний кут нахилу стріли крана:

$$tg \alpha = \sqrt{\frac{h_0}{l_0}} = 2,1$$

$$\alpha = 65^\circ$$

Розрахунок довжини стріли:

За умов монтажу на мінімальному вильоті.

$$L_c^{nom} = l_0 / \cos \alpha + h_0 / \sin \alpha = 4,15 / \cos 65^\circ + 17,65 / \sin 65^\circ = 29,3m$$

Проекція стріли на горизонталь

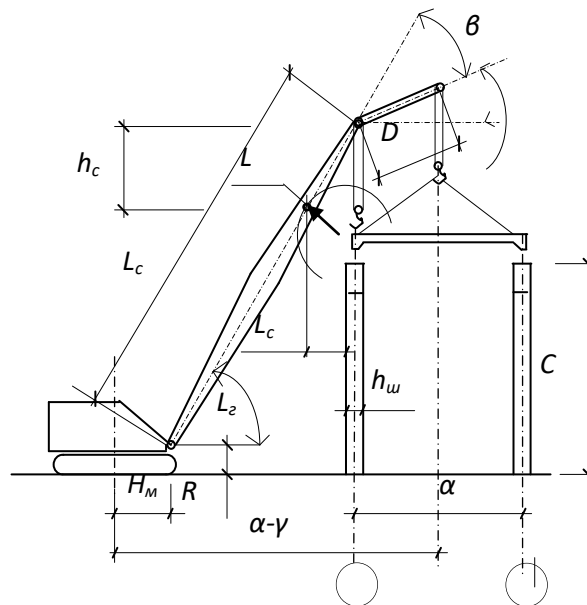


Рисунок 1 – Схема визначення потрібних технічних параметрів стрілового крана обладнаного гусаким закріпленому на стрілі вище ніж висота будівлі

$$l_c^{nom} = L_c^{nom} \cos \alpha = 12,4m$$

Потрібний виліт стріли

$$l_e^{nom} = l_c + l_{ш} = 12,4 + 1 = 13,4m$$

За умов монтажу з одного місця декількох конструкцій.

Відстань від осі проходки крана до поздовжньої осі плити, що найбільш віддалена від крана:

$$Y = \frac{l}{2} + \frac{b_{nl}}{2} = 30/2 + 3/2 = 16,5\text{м}$$

l – ширина прогону

Кут повороту стріли крана від осі проходки до найбільш віддаленої плити:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{Y}{l_c} = \frac{16,5}{12,4} = 1,33$$

$$\varphi = 53^0$$

Для монтажу крайньої конструкції потрібна більша довжина стріли. Тому спочатку визначаємо виліт подовженої стріли:

$$l_{\epsilon}^{nom} = \frac{l_{\epsilon}^{nom}}{\cos \varphi} = 22,3\text{м}$$

Проекція стріли на горизонталь:

$$l_{cn} = l_{\epsilon}^{nom} - l_{ui} = 22,3 - 1,5 = 20,8\text{м}$$

$$\operatorname{tg} \varphi \alpha = \frac{h_0 + h_z - \Delta h}{l_{cn}} = \frac{17,65 + 3,4 - 2,55}{18,7} = 1$$

$$\varphi \alpha = 45^0$$

$$\Delta h = h_{\phi} - 0,9 = 3,45 - 0,9 = 2,55\text{м}$$

$$h_z = 2 + 1,6 + 0,3 + 1 - 1,5 = 3,4\text{м}$$

Потрібна довжина подовженої стріли:

$$L_{cn}^{nom} = \frac{l_{cn}}{\cos \alpha \varphi} = 29,4\text{м}$$

Вибір кранів

Оптимальний варіант механізації вибирається на основі даних про собівартість та трудомісткість монтажних робіт, одержаних при порівнянні не менш ніж двох комплектів монтажних кранів.

Для порівняння вибирають крани близькі за технічними параметрами, але різні по технологічним параметрам.

Подальший підбір варіантів механізації монтажних робіт може бути зроблений як за рахунок перерозподілу робіт між кранами, так і за рахунок зміни складу комплектів кранів.

За вищенаведеними формулами розраховуємо всі потрібні параметри крану

Згідно рекомендацій приймаємо наступні крани для двох варіантів комплекту механізації:

Рекомендовані монтажні крани

Елемент	Q,т		H,м		Lс		№ захватк и	I варіант	II варіант
Колона	15	15	19	18,2	20	17,5	I	КС-5361	МКГ-25
Підкранова балка									
Кроквяна ферма	19	30	20,3	28	29	30	II	МКТ-100БС	СКГ-50
Плити покриття									
Фундаментні балки	12	5	24,5	17,8	28	18	III	МКТ-6-45	МКГ-16М
Стінові панелі									

Собівартість маш.-год. експлуатації крана кожного типу визначаємо з [4].

Для кранів пневмоколісного КС-5361 та гусеничного МКГ-25 на монтажі колон і

підкранових балок:

$$C_{\text{м-зм}}^{\text{КС-5361}} = 34,71 \text{ грн} (202 - 1439)$$

$$C_{\text{м-зм}}^{\text{МКГ-25}} = 36,86 \text{ грн} (202 - 1244)$$

Для кранів пневмоколісного МКТ-100БС і гусеничного СКГ-50 на монтажі кроквяних ферм і плит покриття:

$$C_{\text{м-зм}}^{\text{КС-7361}} = 57,71 \text{ грн} (202 - 1441)$$

$$C_{\text{м-зм}}^{\text{СКГ-50}} = 62,48 \text{ грн} (202 - 1246)$$

Для кранів пневмоколісного МКТ-6-45 і гусеничного МКГ-16М на монтажі стінових панелей та фундаментних балок:

$$C_{\text{м-зм}}^{\text{МКТ-6-45}} = 33,61 \text{ грн} (202 - 1438)$$

$$C_{\text{м-зм}}^{\text{МКГ-16М}} = 25,77 \text{ грн} (202 - 1243)$$

Собівартість механізованих робіт на об'єкті визначається за формулою:

$$C_0 = 1,08 \left(\sum C_{\text{м-зм}} T_i + C_d \right) + 1,53_{\text{пл}}, \text{ грн}$$

де C_d - витрати, пов'язані з улаштуванням та розбиранням підкранової колії, кабельних лотків та інших споруд (для самохідних кранів $C_d = 0$);

$C_{\text{м-зм}}$ - собівартість експлуатації крана кожного типу;

T_i - час роботи крана кожного типу на об'єкті (за калькуляцією), зм;

1,08 та 1,5 - коефіцієнти загально будівельних накладних витрат;

$\sum 3_{\text{пл}}$ - заробітна плата монтажників (підсумкова сума за калькуляцією).

Для пневмоколісних кранів

$$C_1 = 1,08 \cdot (34,71 \cdot (165,7 + 152,4) + 57,71 \cdot 441,06 + 33,61 \cdot 650,46) + 1,5 \cdot 108016,4 = 225050 \text{ грн}$$

Для гусеничних кранів:

$$C_2 = 1,08 \cdot (36,86 \cdot (165,7 + 152,4) + 62,48 \cdot 441,06 + 25,77 \cdot 650,46) + 1,5 \cdot 108016,4 = 222553 \text{ грн}$$

Враховуючи, що собівартість робіт за комплектом гусеничних кранів нижче, приймаємо його до виконання монтажних робіт.

РОЗДІЛ 4

ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВНИЦТВА

					КНУ.БР.192.26.196с.35 ТБ			
		Прізвище	Підпис	Дата				
Керівник	Тімченко				Проектування будівництва чотирьохпролітної будівлі гальванічного цеху	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консульт.	Тімченко					БР		
Бакалавр	Бабенко					БІ-22-2		
Зав. каф.	Валовой							

4.1 Технологічна карта з виконання монтажних робіт збірних конструкцій каркасу цеху.

На основі попередньої інформації, зібраної з вихідних даних, альбомів, каталогів, що містять стандартні конструкції, та довідкових матеріалів, скрупульозно сформульовано детальну специфікацію збірних елементів. Ця специфікація включає важливі деталі, такі як конкретна марка кожного елемента, точні розміри, міркування ваги та необхідна кількість для проекту. Усі відповідні дані, зібрані та проаналізовані під час цього процесу, складаються та представлені у структурованому форматі, як показано в таблиці 2.1, що забезпечує вичерпний огляд збірних елементів, які будуть використані в будівельному проекті.

Відомість елементів каркасу, які підлягають монтажу

№ п/п	Назва елемента	Марка елементів	К-ть, шт	Розміри, м			Об'єм, м ³		Вага, т	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елемента	Усіх елементів	Одного елемента	Усіх елементів
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Колони:										
1	крайні	2К108-6	84	11,85	0,4	0,7	2,96	248,64	7,4	621,6
2	середні	9К108-1	18	11,25	0,4	0,7	3,68	66,24	9,2	165,6
3	фахверкові	3КФ121-1	20	12,1	0,4	0,4	1,94	38,8	4,84	96,8
Підкранові балки:										
4	6 м	БКНВ 6-2с	76	5,95	0,6	1	1,66	126,16	4,2	319,2
5	12м	БКНВ 6-1с	28	11,95	0,65	1,4	4,63	129,64	11,7	327,6
Кроквяні конструкції:										
6	Підкр.ферми	ФП-12	14	12	0,5	3,4	3,75	52,5	9,4	131,6
7	Ферми	ФС-18-18	48	17,94	2,45	0,25	3,11	149,28	7,8	374,4
8	Ферми	ФС-30-16	26	30	3,45	0,35	6,7	174,2	16,7	434,2
9	Плити покриття	ПНС-1	492	5,97	2,96	0,3	1,07	526,44	2,3	1131,6
Стінові панелі:										
10	6×1,2 м	ПТС-2	770	6	1,2	0,25	0,63	485,1	1,4	1078
11	Фундаментні балки	ФБ6-41	76	5,05	0,2	0,3	0,27	20,52	0,7	53,2
12	Стійки воріт	СВ	16	3,6	0,4	0,4	0,58	9,28	1,44	23,04
13	Ригелі воріт	РВ	8	4,4	0,4	0,7	1,23	9,84	3,0	24
Взагалі								2036,64		4780,84

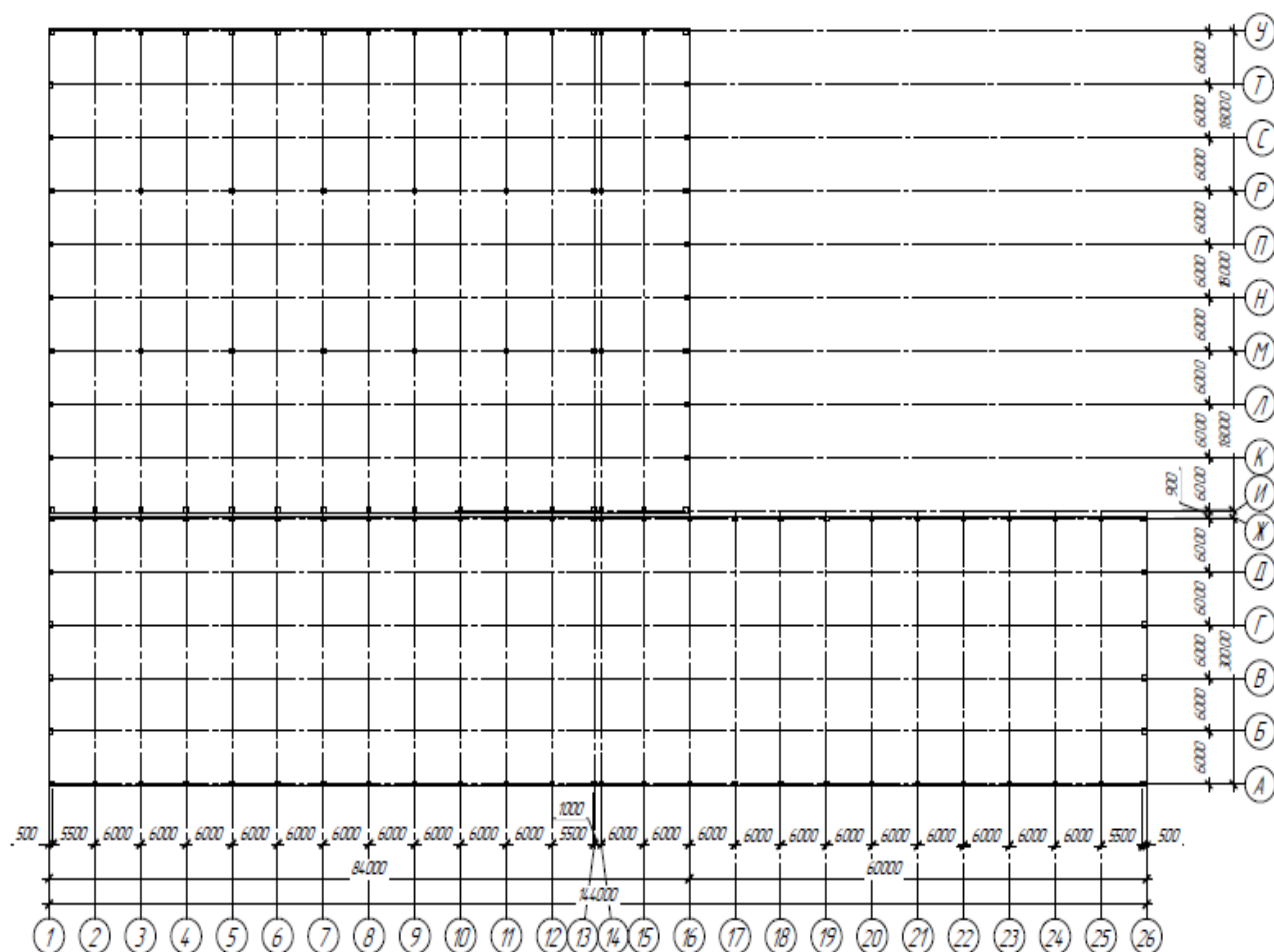


Рисунок 1 – План на позн. 0.000

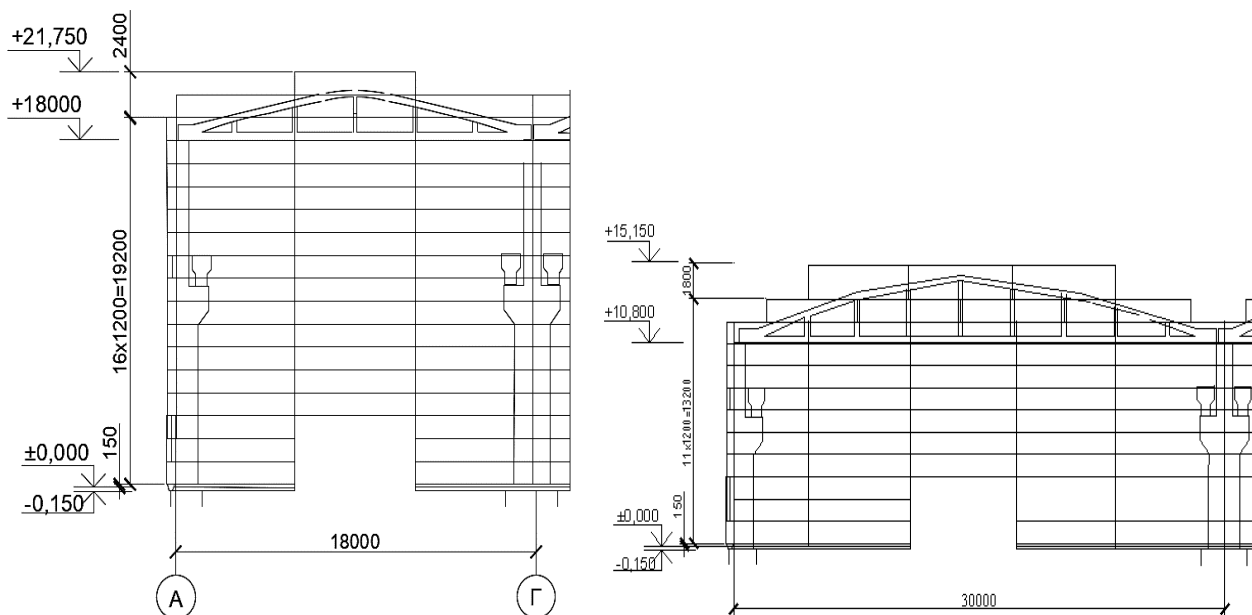


Рисунок 2 – Поперечний розріз цеху

4.2. Визначення обсягу робіт який потрібно виконати

Згідно з даними, наданими в завданні, визначення обсягів робіт має вирішальне значення. Отримані дані ретельно задокументовані в таблиці 3.1 для

довідкових та аналітичних цілей. При оцінці обсягів будівельних робіт обов'язково потрібно враховувати супутні обсяги робіт, пов'язані з різними установками. До них відносяться такі завдання, як монолічення колон в фундаментних стаканах, монолічення стиків фундаментних балок, електрозварювання з'єднань кранових балок з колонами, електрозварювання несучих елементів, а також огорожувальні елементи покриття на кшталт ферм і плит. Крім того, важливо враховувати такі дії, як заповнення швів стінових панелей або блоків при вимірюванні загального навантаження. Інформація, що стосується обсягів робіт, вимагає детального вивчення для забезпечення точності. У цьому контексті вкрай важливо включити робочу силу, залучену до розвантаження конструкцій, доставлених на будівельний майданчик для всебічної оцінки. Орієнтуючись на завдання зварювання, доцільно застосовувати цілеспрямований підхід, заснований на конкретних критеріях. Ця детальна розбивка дозволяє більш точно оцінити зварювальні роботи, задіяні в проекті будівництва.

Конструкції, які підлягають монтажу

№ п/п	Найменування робіт	Одиниця виміру	Формула підрахунку або прямий рахунок	Об'єм робіт
1	2	3	4	5
1	Розвантаження колон масою до 10т	т.		165,6
2	Монтаж колон масою до 10т	шт.		18
3	Розвантаження колон масою до 8т	т.		621,6
4	Монтаж колон масою до 8т	шт.		84
5	Розвантаження колон масою до 6т	т.		96,8
6	Монтаж колон масою до 6т	шт.		20
7	Заробка стиків колон у стаканах фундаментів	шт.		122
8	Розвантаження підкранових балок масою до 5т	т.		319,2
9	Розвантаження підкранових балок масою до 12 т	т.		327,6
10	Монтаж підкранових балок масою до 5т	шт.		76
11	Монтаж підкранових балок масою до 12т	шт.		28
12	Зварка стиків підкранових балок	п.м.	$1,4 \cdot 104$	145,6
13	Розвантаження підкрівельних ферм масою до 10т	т.		131,6

1	2	3	4	5
14	Розвантаження кроквяних ферм масою до 10т	т.		374,4
15	Розвантаження кроквяних ферм масою до 20т	т.		434,2
16	Монтаж підкроквяних ферм масою до 10т	шт.		14
17	Монтаж кроквяних ферм масою до 10т	шт.		48
18	Укрупнююча збірка кроквяних ферм масою до 20т	шт.		26
19	Монтаж кроквяних ферм масою до 20т	шт.		26
20	Зварка стиків кроквяних та підкроквяних конструкцій	п.м.	1,0· 88	88
21	Розвантаження плит покриття довжиною до 6м, площею до 20м ² при масі кроквяних конструкцій до 10т.	т.		552
22	Розвантаження плит покриття довжиною до 6м, площею до 20м ² при масі кроквяних конструкцій до 20т.	т.		579,6
23	Монтаж плит покриття довжиною до 6м, площею до 20м ² при масі кроквяних конструкцій до 10т.	шт.		240
24	Монтаж плит покриття довжиною до 6м, площею до 20м ² при масі кроквяних конструкцій до 20т.	шт.		252
25	Електрозварювання стиків плит покриття з фермою	п.м.	0,2·492	98,4
26	Заливка швів плит покриття	п.м.	(5,97+ 2,96)·492+624/2	4705,6
27	Розвантаження стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10 м ²	т.		1078
28	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10 м ²	шт.		770
29	Електрозварювання стиків стінових панелей з колоною	п.м	0,2·770	154
30	Заливка швів стінових панелей ззовні	м	(6+1,2)·770+624	6168
31	Заливка швів стінових панелей усередині	м	6·770+624	5244
32	Розвантаження фундаментних балок довжиною до 6м.	т.		53,2
33	Монтаж фундаментних балок довжиною до 6м.	шт.		76
34	Заробка стиків фундаментних балок	шт.		76

1	2	3	4	5
35	Розвантаження ригелів воріт масою до 3т	т.		24
36	Розвантаження стійок воріт масою до 1,5т	т.		23,04
37	Монтаж стійок воріт	шт.		16
38	Монтаж ригелів воріт	шт.		8
39	Зварка стиків ригелів з колонами	п.м.	0,6·8	4,8

4.3 Підрахунок потрібних матеріалів та виробів

№	Табл. ЕНиР	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потреб. матер.	Од. вим.	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100шт.	0,18	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	шт. т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,32 17,2	18 0,08 0,005 0,058 3,1
2	7-5-13	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 8т	100шт.	0,84	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	шт. т т м ³ м ³	100 0,444 0,024 0,32 14,8	84 0,37 0,02 0,27 12,43
3	7-5-12	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 6т	100шт.	0,2	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	шт. т т м ³ м ³	100 0,377 0,022 0,3 13,8	20 0,075 0,0044 0,06 2,76
4	7-9-12	Монтаж підкранових балок масою до 5т	100шт.	0,76	-підкр.балки -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,33 1,81	76 0,25 1,38
5	7-9-14	Монтаж підкранових балок масою до 12т	100шт.	0,28	-підкр.балки -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,35 3,72	28 0,098 1,04
6	7-12-33	Монтаж підкровоквних ферм масою до 10т.	100шт.	0,14	-підкр.ферми -електроди	шт. т	100 0,05	14 0,007
7	7-12-9	Монтаж ферм прогоном 18 м, при масі до 10т	100шт.	0,48	-ферми -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,16 2,52	48 0,077 1,21
8	7-12-27	Монтаж ферм прогоном 30 м, при масі до 20т	100шт.	0,26	-ферми -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,16 3,52	26 0,042 0,92
9	7-13-7	Монтаж плит покриття довжиною до 6м, площею до 20м ² , при масі кроквяних	100шт.	2,4	-плити -пров. сталева -рубейд -електроди -рогожа -лісоматер.	шт. т м ² т м ² м ³	100 0,0254 56,2 0,02 60 0,432	240 0,061 134,88 0,048 144 1,037

		конструкцій до 10т			-монт. вироби -бетон -розчин	т м ³ м ³	0,12 8,5 0,2	0,288 20,4 0,48
10	7-13-10	Монтаж плит покриття довжиною до 6м, площею до 20м ² , при масі кроквяних конструкцій до 20т	100шт.	2,52	-плити -пров. сталева -руберойд -електроди -рогожа -лісоматер. -монт. вироби -бетон -розчин	шт. т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,021 56,2 0,02 60 0,432 0,12 8,5 0,2	252 0,053 141,6 0,05 151,2 1,09 0,3 21,42 0,5
11	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м ²	100шт.	7,7	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,1 0,2	770 0,77 1,54
12	7-1-15	Монтаж фундаментних балок довжиною до 6м	100шт.	0,76	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити опалубки -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	76 0,0021 0,00076 0,0071 0,0456 4,29 2,32 0,32
13	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100 м шву	61,68	-розчин	м ³	0,84	51,8

Спираючись на раніше проведені розрахунки, вказівки нормативних документів створюю таблицю в якій вказані потреби будівництва стосовно забезпечення супутніми матеріалами та виробами.

Додаткова витратна відомість матеріалів

№ п/п	Назва матеріалів	Одиниця виміру	Кількість
1.	Колони	шт.	122
2.	Підкранові балки	шт.	104
3.	Кроквяні конструкції (ферми)	шт.	88
4.	Плити покриття	шт.	492
5.	Фундаментні балки	шт.	76
6.	Стінові панелі	шт.	770
7.	Бетон	м ³	62,43
8.	Розчин	м ³	53,1
9.	Монтажні вироби	т	6,68
10.	Металопрокат	т	0,525
11.	Лісоматеріали	м ³	2,56
12.	Руберойд	м ²	276,5
13.	Електроди	т	1,37
14.	Рогожа	м ²	295,2
15.	Цвяхи	т	0,0021
16.	Солідол	т	0,0071
17.	Щити опалубки	м ²	4,29

4.4. Розрахунок загальних витрат праці та вартості праці

Фундаментальний аспект техніко-економічних розрахунків полягає в ретельному обчисленні заробітної плати та витрат на оплату праці, ключовому елементі, необхідному для різних організаційних завдань. Цей процес не тільки допомагає у формуванні ефективного календарного плану виконання роботи, але також відіграє вирішальну роль у зображенні робочого процесу за допомогою візуальних уявлень, таких як лінійні графіки, циклограми або моделі сітки.

У ретельному процесі оцінки витрат на оплату праці та заробітної плати обов'язково потрібно охопити комплексний спектр завдань, необхідних для будівельного проекту. Це включає детальні оцінки, такі як розвантаження конструкцій, зварювальні операції, встановлення та демонтаж обладнання та інші супутні заходи, необхідні для завершення проекту.

Визначення трудових та фінансових витрат дотримується стандартизованого формату, який зазвичай практикується у будівельних фірмах, дотримуючись вказівок, викладених у нормативних документах. Цей метод розрахунку передбачає окреслення обсягу та кількості будівельних завдань, встановлення норм трудомісткості для виконання завдання, оцінку трудових та грошових витрат, та визначення необхідної робочої сили для реалізації

Оцінка витрат на будівельно-монтажні роботи колон

№ п/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНиР	Об'єм робіт		На один виміру		На весь об'єм		Склад ланки робітників
			Один виміру	Кількість	Норма часу, люд.год. / маш.год.	Розцінка, грн.	Трудомісткість, люд.год. / маш.год.	Зарплата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до:	1-5 табл. 2,	100т						Такелажні машиністи 2р-2 6р-1
	- 10т	№11		1,66	$\frac{3,2}{1,6}$	53,8	$\frac{5,3}{2,65}$	89,3	
	- 8т	№10		6,22	$\frac{3,4}{1,7}$	57,1	$\frac{21,1}{10,55}$	355,2	
	- 6т	№8		0,97	$\frac{3,8}{1,9}$	63,9	$\frac{3,7}{1,85}$	62	
2	Установка колон стріловим краном без допомоги кондукторів у фундаменти:	4-1-4 табл. 2	шт.						Монтажники 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1

	масою до:								
	- 10т	№7		18	$\frac{7}{1,4}$	126,9	$\frac{126}{25,2}$	2284,2	
	- 8т	№6		84	$\frac{6}{1,2}$	108,9	$\frac{504}{100,8}$	9147,6	
	- 6т	№5		20	$\frac{5,5}{1,1}$	99,7	$\frac{110}{22}$	1994	
3	Забивка стиків колон з фундаментами:								
	а) приймання бетонної суміші із кузова автосамосвалу до поворотної баді.	4-1-54 №19	100м ³	0,18	8,2	127,6	1,48	23	Бетонник 2р-1
	б) подача бетонної суміші до місця укладання стріловим краном.	1-6 табл. 2, №10	м ³	18,29	$\frac{0,29}{0,145}$	4,87	$\frac{5,3}{2,65}$	89,1	Такелажн 2р.-2
	в) забивка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції при об'ємі бетонної суміші в стіку до 0,1м ³ .	4-1-25 табл. 1, №2	1стик	122	1,2	23,6	146,4	2879,2	Машиніст 4р.-1 Монтажник 4р-1 3р-1

$$\frac{567,68}{923,28} = 10715,72$$

$$\frac{923,28}{165,7} = 16923,6$$

$$\text{Норма часу на одну колону } H_u = \frac{923,28}{122} = 7,57 \text{ люд.} - \text{год.}$$

$$P = \frac{16923,6}{122} = 138,7 \text{ грн.}$$

Оцінка витрат на будівельно-монтажні роботи балок підкранових

№ п/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНиР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки робітників
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, <u>люд.год</u> д. маш.год д.	Розцінка, грн.	Трудовісткість, люд.год. / маш.год	Зарплата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження підкранових балок вагою до 5т	1-5 табл №2 №7	100т	3,192	$\frac{4,2}{2,1}$	70,6	$\frac{13,4}{6,7}$	225,4	Такелажники 2р.-2 Машиніст 4р.-1
2	Розвантаження підкранових балок вагою до 12т	1-5 табл №2 №12	100т	3,276	$\frac{3}{1,5}$	50,4	$\frac{9,8}{4,9}$	165,1	Такелажники 2р.-2 Машиніст 6р.-1
3	Встановлення в проектне положення балок вагою до 5т	4-1-6, Б т.3, №3	1ел.	76	$\frac{6,5}{1,3}$	117,9	$\frac{494}{98,8}$	8960,4	Монтажники 5р.-1, 4р.-1, 3р.-2, 2р.-1 Машиніст 6р.-1
4	Встановлення в проектне положення балок вагою до 12т	4-1-6, Б т.3, №4	1ел.	28	$\frac{7,5}{1,5}$	136	$\frac{210}{42}$	3808	Монтажники 5р.-1, 4р.-1, 3р.-2, 2р.-1 Машиніст 6р.-1
5	Електрозварювання	22-1-6 №6	10п.м.	14,56	3,3	68,8	48,05	1001,7	Електрозварник 4р.-1

326,04 6308,05
67,02

Норма часу на одну балку $N_q = 326,04/40 = 8,15$ люд.-год.

$P = 6308,05/40 = 157,7$ грн.

Оцінка витрат на будівельно-монтажні роботи несучих конструкцій покрівлі

№ п/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНПР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки робітників
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, $\frac{\text{люд.г}}{\text{од. маш.г}}$	Розцінка, грн.	Трудоємність, люд.год. / маш.год	Зарплата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження підкрівельних і кроквяних ферм краном з розкладкою вагою до 10т	1-5 т.2, №11	100т	5,06	$\frac{3,2}{1,6}$	53,8	$\frac{16,19}{8,09}$	272,2	Такелаж. 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Теж, ферм вагою до 20т	1-5 т.2, №14	100т	4,342	$\frac{2,6}{1,3}$	43,7	$\frac{11,29}{5,64}$	189,7	Такелаж. 2р-2 Машиніст 6р-1
3	Розвантаження плит покриття краном з розкладкою, вагою до 3т	1-5 т.2, №5	100т	11,316	$\frac{5,4}{2,7}$	90,7	$\frac{61,1}{30,55}$	1026,4	Такелаж. 2р-2 Машиніст 4р-1
4	Встановлення підкрівельних ферм до проектного положення краном довжиною 12м	4-1-6 п.в., т.3, №4	1ел.	14	$\frac{7,5}{1,5}$	90,7	$\frac{105}{21}$	1269,8	Монтажник и: 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 Електрозвар . 6р-1
5	Встановлення ферм до проектного положення краном довжиною 18м	4-1-6 п.в., т.4, №3	1ел.	48	$\frac{8}{1,6}$	166,7	$\frac{384}{76,8}$	8001,6	Монтажник и: 6р-1, 5р-1 4р-1, 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1
6	Укрупнююча збірка ферм довжиною 30 м	4-1-5 №2	1шт.	26	$\frac{20,4}{1,7}$	376,6	$\frac{530,4}{44,2}$	9791,6	Монтажник и: 6р-1, 4р-2 3р-1, 2р-1 Електрозвар . 5р-1
7	Встановлення ферм до проектного положення краном довжиною 30м	4-1-6 п.в., т.4, №5	1ел.	26	$\frac{11}{2,2}$	203,1	$\frac{286}{57,2}$	5280,6	Те ж
8	Монтаж плит покриття, S до 20м ²	4-1-7 №11	1 ел.	492	$\frac{1,2}{0,3}$	22,2	$\frac{590,4}{147,6}$	10233,6	Монтажник 4р.-1, 3р.-2, 2р.-1
9	Електрозварювання стиків конструкцій	22-1-6 Б.т.3 №4	10 м шва	8,8	3,3	68,8	29,04	605,44	Електрозвар . 4р-1

10	Зняття монтажних люльок, драб ин	5-1-2 п.6,10	шт. шт.	102	$\frac{0,37}{0,18}$	7,3	$\frac{37,74}{18,36}$	744,6	Монтажник и: 4р-1 3р-1 Машиніст 6р-1
				102	$\frac{0,62}{0,31}$	12,2	$\frac{63,24}{31,62}$	744,6	

$\frac{2114,4}{441,06}$

38659,94

Норма часу на 1 конструкцію $H_{\text{ч}} = \frac{2114,4}{810} = 2,61 \text{ люд.} - \text{год.}$

$P = \frac{38659,94}{810} = 47,7 \text{ грн.}$

Оцінка витрат на будівельно-монтажні роботи стінових конструкцій

№ п/ п	Назва робіт	Обґрун- тування по ЕНиР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки робіт- ників
			Один. вимір у	Кіль- кість	Норма часу, $\frac{\text{люд.год}}{\text{маш.год}}$	Розцінк а, грн.	Трудомі ст-кість, люд.год. / маш.год	Зарплат а, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаженн я фундаментних балок краном з розкладанням вагою до 1т	1-5 т.2, №2	100т	0,532	$\frac{12}{6,1}$	201,66	$\frac{6,4}{3,2}$	107,3	Такелажн. 2р-2 Машиніст 4р-1
2	Розвантаженн я стінових панелей краном з установ- ленням у касети вагою до 2т	1-8 №2	100т	10,78	$\frac{6}{3}$	100,83	$\frac{64,68}{32,34}$	1086,9	Такелажн. 2р-2 Машиніст 4р-1
3	Встановлен ня фундаментн их балок до проект-ного положення краном, при масі до 1,5т	4-1-6 т.3, №1	1ел.	76	$\frac{1,1}{0,22}$	19,9	$\frac{83,6}{16,7}$	1512,4	Монтажники : 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1
4	Встановлення стінових панелей до проектного поло-ження, S до 10 м ²	4-1-8 т.2, №2	1ел.	770	$\frac{3}{0,75}$	54,4	$\frac{2310}{577,5}$	41888	Те ж
5	Електрозварю вання стиків конструкцій	22-1-6 т.2	10м	15,4	3,3	51,4	50,8	791,6	Електрозв. 4р-1

6	Розвантаження елементів воріт: -ригелі -стійки	1-5 т.2, №3,6	100т	0,24 0,23	$\frac{4,6}{2,3}$ $\frac{8,8}{4,4}$	77,30 147,88	$\frac{1,1}{0,55}$ $\frac{2,02}{1,01}$	18,55 34,01	Такелажн. 2р-2
7	Монтаж з/б елементів воріт: -ригелі -стійки	4-1-6 т.2	1ел. 1 ел.	8 16	$\frac{1,4}{0,28}$ $\frac{1,4}{0,28}$	27,60 27,60	$\frac{11,2}{2,24}$ $\frac{22,4}{4,48}$	220,8 441,6	Монтажники : 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1
8	Установка воріт краном	6-13 т.4, №3,4	1м ² поло- тен	103,7	$\frac{0,24}{0,12}$	4,43	$\frac{24,88}{12,44}$	459,3	Тесляр 4р-1 2р-1
9	Електрозварювання стиків елементів воріт	22-1-6	10 м шва	0,48	3,3	68,77	1,98	33	Електрозв. 4р-1

$$\frac{2578,66}{650,46} \quad 46593,46$$

Норма часу на 1 елемент огорожі $H_q = \frac{2578,66}{870} = 2,96 \text{ люд.} - \text{год.}$

$$P = \frac{46593,46}{870} = 53,56 \text{ грн.}$$

Оцінка витрат на роботи по улаштуванню стиків стінових огорожуючих конструкцій

№ п/ п	Назва робіт	Обгрун- тування по ЕНиР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки робіт- ників
			Один. вимір у	Кіль- кість	Норма часу, $\frac{\text{люд.год}}{\text{д. маш.год}}$	Розцінк а, грн.	Трудомі- ст-кість, люд.год. / маш.год	Зарплата, грн.	
1	Конопатка, заче-канка і розшивка швів між стіно-вими панелями це-ментним розчином з підвісної люльки ззовні будівлі з уста-новленням та переміщенн-ям підвісної люльки	4-1-28 №1,2	10 м шва	616,8	2,7	56,27	1665,36	34707,34	Монтаж- ник: 4р-1

2	По п.1 з вну- трішньої час-тини будівлі з постановко ю та переміщенн ям	4-1-28 №5,6	10 м шва	524,4	1,22	25,42	639,77	13330,25	Монтаж ник: 4р-1
3	Підноско буді- вельного мате-ріалу в робочу зону з приоб'єкт. складі на відстань 20 м зверху норми	1-19 №2	1т	2,31	1,59	24,75	3,67	57,17	Підсоб. .робітн. 1р-1
2308,8 48094,76									

Норма часу на 10 п.м. шва $H_v = \frac{2308,8}{1141,2} = 2,02 \text{ люд.} - \text{год.}$

$$P = \frac{48094,76}{1141,2} = 42,14 \text{ грн.}$$

Оцінка витрат на роботи по улаштуванню стиків залізобетонних плит покрівлі

№ п/ п	Назва робіт	Обгрун- тування по ЕНиР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки робіт- ників
			Один. вимір у	Кіль- кість	Норма часу, <u>люд.год</u> д. маш.год д.	Розцінк а, грн.	Трудомі ст-кість, люд.год. / маш.год	Зарплат а, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Приймання бе-тону з кузову автосамосва лу у баддю	4-1-54 №19	100м ³	0,418	8,2	137,80	3,43	57,6	Бетонник 2р-1
2	Подавання бетонної суміші	8-1-13 №1	м ³	41,82	$\frac{2,5}{1,2}$	42,01	$\frac{104,55}{50,2}$	1756,86	Штукатур 2р- 2
3	Заливка швів проміж плит покриття бетонним розчином механізован а	4-1-26 №3	100 м шва	47,06	4	78,63	188,24	3700,3	Монтажники: 4р-1 3р-1
$\frac{296,22}{50,2}$ 5514,76									

Норма часу на 100 м шва $H_{\text{ч}} = \frac{296,22}{47,06} = 6,29 \text{ люд.} - \text{год.}$

$$P = \frac{5514,76}{47,06} = 117,2 \text{ грн.}$$

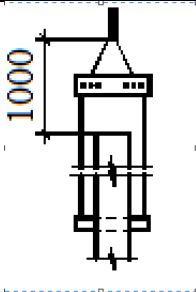
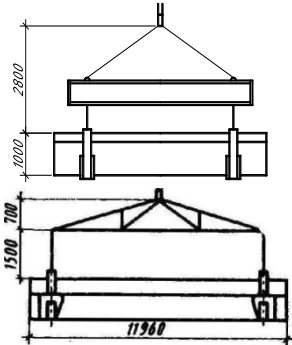
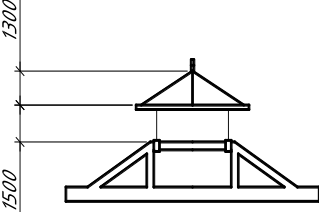
4.5 Пристосування та засоби монтажу

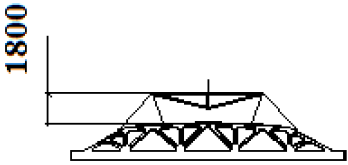
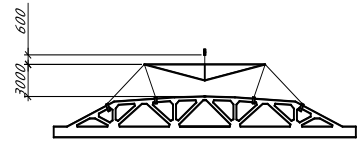
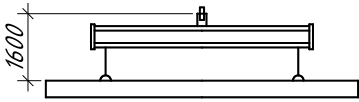
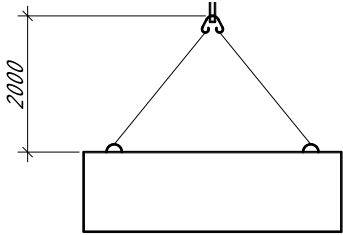
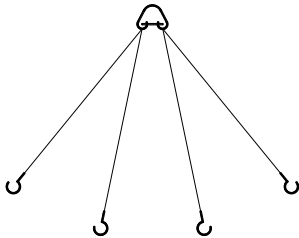
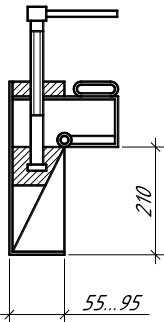
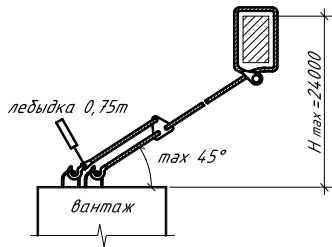
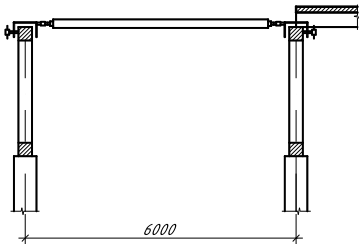
Пристрої для монтажу можна, умовно, поділити на наступні види:

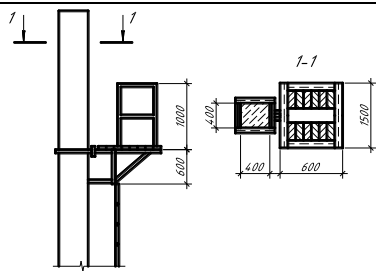
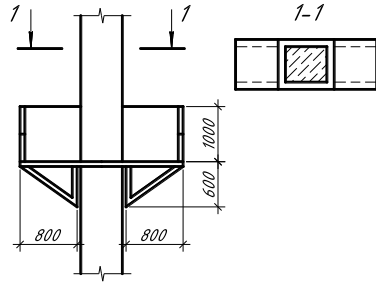
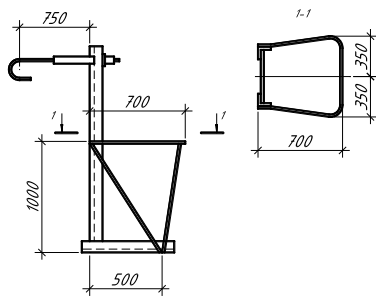
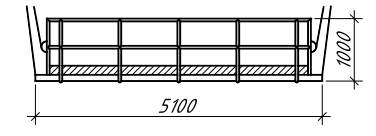
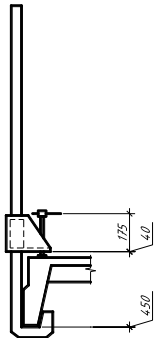
- пристрої для підйому конструкцій та елементів будівель чи споруд в проектне положення;
- устаткування використання якого має на меті закріпити конструкції в проектному положенні;
- устаткування яке виконує другорядні (допоміжні) функції для можливості розташування монтажників поблизу місць кріплення конструкцій.

При проведенні робіт перевагу слід надавати типовим конструкціям. Виходячи з останнього критерію було сформовано таблицю потреби в пристосуваннях та засобах монтажу

Пристосування та засоби монтажу

№	Елемент	Ескіз	Назва монтажних пристосувань	Характеристика		
				Вантажність	Маса, кг	Розрахункова висота, м
1	Колони		Траверса уніфікована, ЦНПОМТП РЧ-455-69	10	180	1,0
2	Підкранові балки 6 м 12м		Траверса, ПК Главстальконструкція, 185 Траверса, ПК Главстальконструкція, 1968Р-9	6 9	386 935	2,8 3,2
3	Підкровокняні конструкції 12 м		Траверса, КБ Глав буд, 7016-17	15	475	2,8

4	Кров'яні ферми прольотом 18м		Траверса, ПП Промстальконструкція 15946Р-12	10	455	1,8
5	Кров'яні ферми прольотом 30м		Траверса, ПП Промстальконструкція 15946Р-11	25	1750	3,6
6	Вкладання плит покриття довжиною 6 м		Траверса, ПП Промстальконструкція 15946Р-13	4	530	1,6
7	Установка стінових панелей та фундаментних балок довжиною 6 м		Строп двох гілковий, 2СК-2,5 3СК-5 ГОСТ 19144-73	2,5	10	2
8	Зивантаження і розкладання конструкцій		Строп чотирьох гілковий, ПП Промстальконструкція 21059М-28	3 5	90 220	4,2 9,3
9	Вивірка і тимчасове кріплення колон в стаканах фундаментів		Клиновий вкладиш, ЦНПОМТП, №7	-	10	-
10	Тимчасове кріплення колон, ферм, балок		Розчалка, ПП Промстальконструкція 2008-09	-	10	-
11	Тимчасове кріплення крокв'яних ферм при кроці 6 м		Інвентарна розпірка, ПП Промстальконструкція 4234Р-44	-	60	-

1	2	3	4	5	6	7
12	Забезпечення робочого місця на висоті		Навісна площадка з підвісною дробиною, ПК Главстальконструкція, 229	-	110	-
13	Забезпечення робочого місця на висоті		Навісні підмости, ПП Промстальконструкція 1942Р	-	40	-
14	Забезпечення робочого місця на висоті		Навісна люлька, ПП Промстальконструкція 21059М	0,1	60	-
15	Підйом робочих, інструментів та матеріалів при монтажі стінових		Люлька (ПП Промстальконструкція №4533)	0,5	-	-
16	Забезпечення робочого місця на висоті		Тимчасове огороження, ПП Промстальконструкція 4570Р-2	-	-	-

4.6 Підбір оптимального кранового обладнання

Дані роботи виконанні в розділі 3 пояснювальної записки

4.7 Виконання планування потреб в транспортних засобах

Виконання будівельно-монтажних робіт планую у припущенні того, що всі конструкції, які підлягають монтажу, перебувають на приоб'єктному складі.

Засоби переміщення конструкцій та матеріалів

№ п/п	Транспортуємий елемент	Вага одного	Лінійний розмір, м			Вид транспортного засобу	Марка тягача	Вантажопідйомність т	Кількість транспор. елементів	Загальна вага перевезених елементів
			L	b	h					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Колони	9,2	11,25	0,4	0,7	ПК-1821	КраЗ-258Б1	18	1	9,2
2	Балки підкранові	11,7	11,95	0,6	1,0	УПР-1212	МАЗ-504А	12	1	11,7
3	Кроквяні ферми	16,7	30	0,35	3,45	ПК-1724	КраЗ-258	17	1	16,7
4	Підкроквяні ферми	9,4	12	0,5	3,4	ББ-2П	КраЗ-258Б1	20	2	18,8
5	Плити покриття	2,3	5,97	2,96	0,3	У-154	МАЗ-504В	17,3	7	16,1
6	Фундаментні балки	0,7	5,05	0,2	0,3	У-80	ЗИЛ-130В1	7,6	8	5,6
7	Стінові панелі 6×1,2 м	1,4	6	1,2	0,25	УПП 1207	МАЗ-504А	12	8	11,2
8	Стійки воріт	1,44	3,6	0,4	0,4	ПК-1821	КраЗ-258Б1	18	10	14,4
9	Ригелі воріт	3	4,4	0,4	0,7	ПК-1821	КраЗ-258Б1	18	5	15

Активізація

4.8 Технологія процесів встановлення конструкцій каркасу в проектне положення

Процес установки колон в одноповерхових будинках передбачає використання методу «повороту у просторі», де колони або викладають на місцях установки, або доставляють на транспортних засобах. Для колон вагою до десяти тонн для монтажу застосовують гачки, в той час як більші колони закріплюються штирями. Потім стояки піднімаються у вертикальне положення чи обертаючи, чи ковзаючи.

Згідно першого способу передбачається переміщення крана вздовж колон, обертання його навколо бази за допомогою підйомного гака, забезпечуючи при цьому стабільність бази.

У другому методі стріла крана розташована таким чином, що дозволяє стрілі колони рухатися по шляху кочення на візці, коли гак піднімається вертикально.

Третій метод підйому передбачає поворот стріли фіксованого крана в бік бази, а дно колони залишається нерухомим. Кран залишається на місці під час підйому, при цьому стріла колони розташовується на фундаменті на відстані, рівній відходу стріли від місця заклинювання та бази.

Перед установкою залізобетонних кранових балок їх розташовують паралельно проектній компоновці якомога ближче до колон. Балки більшої ваги, зазвичай, монтують безпосередньо з засобів доставки чи перевезення. Під час підйому балка підтримується відтяжками, щоб запобігти пошкодженню колон та забезпечити правильне розташування. Після монтажу проводиться перевірка

вирівнювання балки з конструктивною міткою і колоною за допомогою рівня. Коригування проводяться шляхом зміщення кінця балки, щоб правильно його вирівняти. Після того як балка надійно встановлена, знімаються стропи, реалізуються заходи безпеки, а стики ізолюються після геодезичних оглядів.

Підготовка залізобетонних ферм і кроквяних балок до монтажу передбачає кілька етапів, включаючи збірку, облаштування люльки, стропування, тимчасове кріплення, заходи безпеки, перевірку вирівнювання. Захисний канат має вирішальне значення для руху монтажника по фермах, забезпечуючи безпеку під час монтажу. Вирівнювання ферм з колонами перевіряється шляхом суміщення розбивочних осей. Кроквяні балки і ферми часто встановлюють одночасно з крановими балками або відразу після них з використанням різних опорних конструкцій для робітників.

Установка плит покриття в каркасних спорудах, зазвичай, починається з укладання плит першого поверху (плит покриття) з тих самих платформ, що використовуються для стін. Для одноповерхових будівель початкова плита укладається за допомогою опор з раніше змонтованих балок або ферм. Наступні плити додаються тим же методом, забезпечуючи правильне вирівнювання. Конструкції плит звільняються від стропів лише після приварювання до закладних деталей у декількох точках, при цьому зварювання проводиться негайно для забезпечення достатнього рівня міцності та надійності. Тимчасового зварювання уникають для збереження цілісності конструкції.

4.9 Виконання робіт по здійсненню контролю якості

Контроль якості під час будівництва будівлі є вирішальним процесом, який включає кілька важливих етапів для забезпечення структурної цілісності та безпеки будівлі.

Першим етапом контролю якості є вхідний огляд будівельних конструкцій, виробів, напівфабрикатів. Цей етап передбачає ретельне обстеження їх зовнішнього вигляду, перевірку відповідності технічним умовам конструкції, дотримання стандартів і нормативів, підтвердження наявності необхідної супровідної документації, наприклад паспортів і сертифікатів.

Іншим значущим аспектом контролю якості є оцінка якості виробництва під час планування та виконання будівельно-монтажних заходів. Сюди входить перевірка робочої документації, будівельних матеріалів, виробів та обладнання на початковому етапі. Крім того, проводиться оперативний контроль для нагляду за конкретними будівельними процесами та завданнями, а також остаточний огляд виконаних робіт і споруд.

Операційний контроль відіграє життєво важливу роль у забезпеченні дотримання будівельних процесів зазначеної технології та стандартів. Це передбачає перевірку точності виконаних робіт порівняно з вказівками проєкту, будівельними нормами та галузевими стандартами. Він також включає перевірки просторової орієнтації, форми та розмірів елементів конструкції, а також послідовність будівельних процесів.

Операційний контроль відповідає вказівкам, викладеним у будівельних нормах, технологічних картах та схемах оперативного контролю. Ці документи детально описують операції та процеси, що підлягають моніторингу, призначають відповідальних осіб та відділів, визначають прийнятні діапазони технічних параметрів (допуски), окреслюють методи та інструменти для перевірки та встановлюють частоту контролю.

Ефективні заходи контролю якості мають важливе значення для гарантування стійкості конструкції та відповідності будівель нормам та нормам безпеки. Впроваджуючи суворі процедури контролю якості на різних етапах будівництва, можна забезпечити цілісність і надійність будівлі.

Приймальний контроль передбачає перевірку якості виконаних робіт та визначення того, чи відповідають вони проєктним та нормативним вимогам. Під час процесу приймального контролю перевіряються різні аспекти, такі як дотримання технологічних допусків, правил роботи, будівельних норм, технічних специфікацій та вимог проєкту. Додатково перевіряється наявність паспортів та сертифікатів на будівельні матеріали, вироби, напівфабрикати, щоб переконатися, що їх якісні характеристики узгоджуються з державними стандартами та проєктними умовами. Також ретельно перевіряються лабораторні дослідження, а також відповідні результати. Перевіряється точність геодезичної розбивки, фактичне позиціонування конструктивних компонентів та інші параметри. Приймальному контролю підлягають як виконані роботи, окремі структури відповідальності, так і приховані роботи, що вимагають попереднього прийняття зі створенням актів приймання. Спеціалізовані служби в рамках будівельних організацій проводять оцінку якості та приймання виконаних робіт та конструктивних складових, оснащені технічними ресурсами для забезпечення комплексного та надійного контролю. Результати оцінки документуються на схемах виконання, кресленнях, журналах робіт (включаючи загальні журнали робіт та журнали конкретних завдань, таких як монтаж, бетон, зварювання тощо) та інші відповідні виконавчі записи.

Приховані роботи приймаються через формальні акти та оцінюються спільно з представниками технічного нагляду клієнта. Звіти про перевірку

прихованих робіт складаються при завершенні процесу і безпосередньо перед початком подальшої діяльності. Робоча діяльність припиняється, якщо немає записів перевірки попередніх прихованих робіт. Контроль приймання та оцінка якості відповідальних споруд проводяться відповідно до їх готовності на етапі будівництва, часто із залученням представників технічного нагляду клієнта. Для складних структурних елементів до процесу оцінювання також можуть залучатися представники авторського нагляду проектної організації.

4.10 Розробка загальних заходів безпеки

Ті особи, які пройшли навчальні курси з безпеки, мають право здійснювати роботи з монтажу конструкцій. Перед початком робіт зона проведення робіт (підмости) повинна бути закріплена, а робота механізмів і механізмів повинна бути належним чином організована. Всі вказівки машиністу крану передаються бригадиром. Кожен кран повинен бути оснащений автоматичним обмежувачем навантаження, а всі механізми повинні пройти своєчасну перевірку перед початком монтажних робіт. Перед початком монтажних завдань такелажне обладнання випробовується з подвійним навантаженням. Залишати навантаження підвищеними (понаднормовим) категорично заборонено. Проведення робіт на відкритому повітрі заборонено під час вітряних умов, що перевищують 6 балів за шкалою, а також під час дощу, снігу або льоду. Монтаж стінових панелей заборонений, коли сила вітру п'ять балів і вище. Будівельні майданчики та робочі станції повинні бути обладнані достатнім запасом функціональних трудових інструментів, допоміжного обладнання, інвентарю та будівельної техніки. Додатково в них повинні бути пристрої сигналізації та зв'язку, засоби безпеки для огороження небезпечних зон та рухомих частин техніки, колективний захист від падіння предметів, заземлюючі пристрої будівельної техніки та заходи блискавкозахисту.

Працівники повинні бути забезпечені особистими захисними засобами та відповідним робочим одягом, володіти необхідною кваліфікацією та навичками для безпечних операцій, особливо при роботі в екстремальних умовах, таких як зимова погода, на висоті, при роботі з токсичними речовинами або при обробці процесів, що включають електричні, електрохімічні та інші небезпечні елементи.

Питання пожежозахисту повинні бути включені до відповідних розділів технічних та робочих проектів для вирішення різних аспектів, таких як умови використання чи зберігання легкозаймистих, горючих та вибухонебезпечних матеріалів. Ці проекти також повинні запропонувати рішення щодо правил правильного використання таких матеріалів та видалення залишків і відходів з

робочих місць та будівельних майданчиків. Крім того, слід враховувати позиціонування та огороження ділянок, де проводяться зварювальні роботи, а також розміщення вогнегасників, таких як вогнегасники, гідранти та інші необхідні інструменти. Категорично заборонено намагатися монтувати конструкції, у яких немає відповідних монтажних петель, оскільки це може становити значну небезпеку для оточуючих. Перш ніж піднімати будь-які елементи, важливо переконатися, що вони ретельно очищені від бруду або снігу, щоб запобігти аваріям та забезпечити безпечний процес підйому. Крім того, вкрай важливо, щоб особи не залишалися на елементах під час їх підйому, щоб уникнути будь-яких потенційних ризиків або нещасних випадків і щоб запобігти будь-яким небезпекам або травмам.

РОЗДІЛ 5

ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА

					КНУ.БР.192.26.196с.35 ОБ			
		Прізвище	Підпис	Дата				
Керівник	Тімченко				Проектування будівництва чотирьохпролітної будівлі гальванічного цеху	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консульт.	Тімченко					БР		
Бакалавр	Бабенко					БІ-22-2		
Зав. каф.	Валовой							

5.1 Підгрунтя для розробки

Споруда цеху має один поверх та чотири прольоти. Поздовжній прольот має розмір 30000 мм та довжину 144000 мм. Три інші (повздовжні) прольоти однакової висоти – 12000 мм. Величина цих прольотів також однакова по 18000 мм кожний. Довжина торцевих прольотів по 84000мм. Крок колон в поперечному напрямку – 6000мм.

Будівля цеху обладнана мостовими кранами різної вантажопідйомності, а саме 30т та 50т.

Компоновка будівлі цеху та обсяги основних конструкцій, матеріалів та виробів наведені в попередніх розділах.

Виконання робіт, попередньо, планую за 4 проміжки часу. Розбивка передбачає виокремлення частин будівлі, наближено, рівного розміру для можливості монтажу за один і той самий період часу.

Для виконання робіт приймаємо наступні засоби механізації (частина з них було підібрано в попередньому розділі).

1. Роботи з улаштування котловану для зведення підвалин та фундаментів. Виконання означених робіт передбачено екскаватором ЕО-4122. Обсяг ковша – 0,5 метрів кубічних. Розробка ґрунту здійснюється бульдозером ДЗ-19, а ущільнення катком ДУ-50.

2 Для виконання робіт з улаштування залізобетонних фундаментів використано кран на автомобільному шасі КС-2561Е.

3. Роботи з монтажу залізобетонних збірних конструкцій каркасу будівлі цеху виконується гусеничним краном СКГ-50. Залізобетонні стінові панелі монтуються за допомогою крану МКТ-6-45.

Перелік збірних елементів будівлі

№ п/п	Назва елемента	Марка елементів	К-ть, шт	Розміри, м			Об'єм, м³		Вага, т	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елемента	Усіх елементів	Одного елемента	Усіх елементів
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Колони:										
1	крайні	2К108-6	84	11,85	0,4	0,7	2,96	248,64	7,4	621,6
2	середні	9К108-1	18	11,25	0,4	0,7	3,68	66,24	9,2	165,6
3	фахверкові	3КФ121-1	20	12,1	0,4	0,4	1,94	38,8	4,84	96,8
Підкранові балки:										
4	6 м	БКНВ 6-2с	76	5,95	0,6	1	1,66	126,16	4,2	319,2
5	12м	БКНВ 6-1с	28	11,95	0,65	1,4	4,63	129,64	11,7	327,6
Кроковані конструкції:										
6	Підкр.ферми	ФП-12	14	12	0,5	3,4	3,75	52,5	9,4	131,6
7	Ферми	ФС-18-18	48	17,94	2,45	0,25	3,11	149,28	7,8	374,4
8	Ферми	ФС-30-16	26	30	3,45	0,35	6,7	174,2	16,7	434,2
9	Плити покриття	ПНС-1	492	5,97	2,96	0,3	1,07	526,44	2,3	1131,6
Стінові панелі:										
10	6×1,2 м	ПТС-2	770	6	1,2	0,25	0,63	485,1	1,4	1078
11	Фундаментні балки	ФБ6-41	76	5,05	0,2	0,3	0,27	20,52	0,7	53,2
12	Стійки воріт	СВ	16	3,6	0,4	0,4	0,58	9,28	1,44	23,04
13	Ригелі воріт	РВ	8	4,4	0,4	0,7	1,23	9,84	3,0	24
Взагалі								2036,64		4780,84

5.2 Підрахунок обсягів робіт

Зведена відомість виконання обсягів робіт

№	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Один. Вим.	Кількість
1.	Планування майданчика	1000 м²	8,856
2.	Зрізання рослинного шару товщ. 15 см	1000 м³	1,328
3.	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковш. 0,5 м³ у відвал	1000 м³	22,855
4.	Те ж з навантаженням в автосамоскиди	1000 м³	0,798
5.	Розробка ґрунту вручну (підчистка)	100 м³	0,371
6.	Бетонна підготовка під фундаменти	100 м³	0,371
7.	Влаштування монолітних фундаментів	100 м³	4,78
8.	Влаштування фундаментів під обладнання	100 м³	3,2
9.	Гідроізоляція фундаменту вертикальна	100 м²	14,65
10.	Гідроізоляція фундаменту горизонтальна	100 м²	3,7
11.	Зворотня засипка бульдозером	1000 м³	22,855
12.	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці	1000 м³	22,855
13.	Монтаж колон	шт.	122
14.	Монтаж підкранових балок	шт.	104
15.	Монтаж конструкцій покриття	м²	8856
16.	Монтаж конструкцій огорожі	м²	5544
17.	Влаштування пароізоляції в один шар	100 м²	88,56
18.	Влаштування цементно-пісочної стяжки	100 м²	88,56

19.	Влаштування утеплювача плитного	100 м ²	88,56
20.	Наклеювання тришарового рулонного килиму	100 м ²	88,56
21.	Оздоблення покрівельною сталлю	100 м ²	2,05
22.	Оздоблювальні роботи	100 м ²	44,35
23.	Ущільнення ґрунту щебенем	100 м ²	88,22
24.	Влаштування чорнової бетонної підлоги	100 м ³	8,82
25.	Влаштування чистої підлоги	100 м ³	4,41
26.	Засклення металевих рам промислових будівель	100 м ²	11,09
27.	Сантехнічні роботи	3%	868
28.	Електротехнічні роботи	3%	868
29.	Благоустрій території	1%	289
30.	Підготовка до здачі		3 дні
31.	Монтаж обладнання	10%	2893
32.	Пусконаладжувальні роботи	0,5%	145

Картка-визначник календарного графіка

№	Найменування робіт та комплекс робіт	Обсяг		код роботи	Норма на од. Виміру		Трудомісткість на весь обсяг				Основні механізми		Виконавець		Число змін	Тривалість
		од. Вим	кільк.		люд-год	маш-год	люд-год		маш-год		найменува ння	кількість	Бригада			
							норм.	прийма т.	норм.	прийма т.			Проф.	Кільк.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Планування майданчиків	1000м2	8,856	E1-30-1	-	0,6	-		5,32	8	ДЗ-42	1	Машиніст 6р-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару товщ. 15 см	1000 м3	1,328	E1-24-1	-	16,73	-		22,2	24	ДЗ-42	1	Машиніст 6р-1	1	1	3
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковш. 0,5 м3 у відвал	1000 м3	22,855	E1-12-13	15,49	33,66	354	-	769,3	768	ЕО- 5015 КАМАЗ 5511 5 шт	1	Машиніст 6р-1 Водій 2кл - 5	1		
	I		5,71				88,4		192,2	192				1	2	12
	II		5,71				88,4		192,2	192				1	2	12
	III		5,71				88,4		192,2	192				1	2	12
	IV		5,71				88,4		192,2	192				1	2	12
4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди	1000 м3	0,798	E1-17-13	18,02	52,36	14,4	-	41,8	64	ЕО- 5015 КАМАЗ 5511 - 5 шт	1	Машиніст 6р-1 Водій 2кл - 5	1		
	I		0,2		18,02	52,36	3,6		10,45	16				1	2	1
	II		0,2		18,02	52,36	3,6		10,45	16				1	2	1
	III		0,2		18,02	52,36	3,6		10,45	16				1	2	1
	IV		0,2		18,02	52,36	3,6		10,45	16				1	2	1
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка)	100 м3	0,371	E1-164-1	200,6	-	74,4	64	-				Землекоп 2р-1			
	I		0,093		200,6		74,4	16						1	2	1
	II		0,093		200,6		74,4	16						1	2	1
	III		0,093		200,6		74,4	16						1	2	1
	IV		0,093		200,6		74,4	16						1	2	1

6	Бетонна підготовка під фундаменти	100 м3	0,371	Е6-1-19	527,8	94,56	195,8	128	35				Бетонщик 3р-2			
	I		0,093		527,8	94,56	48,95	32	8,75					2	2	1
	II		0,093		527,8	94,56	48,95	32	8,75					2	2	1
	III		0,093		527,8	94,56	48,95	32	8,75					2	2	1
	IV		0,093		527,8	94,56	48,95	32	8,75					2	2	1
7	Влаштування монолітних фундаментів	100 м3	4,78	Е6-1-6	688,75	92,78	3292,24	3072	443,5				Бетонщик 4р-2 3р-2			
	I		1,2		688,75	92,78	823,1	768	110,9					4	3	8
	II		1,2		688,75	92,78	823,1	768	110,9					4	3	8
	III		1,2		688,75	92,78	823,1	768	110,9					4	3	8
	IV		1,2		688,75	92,78	823,1	768	110,9					4	3	8
8	Влаштування фундаментів під обладнання	100 м3	3,2	Е6-4-5	268,25	39,45	858,4	768	126,24				Бетонщик 4р-2 3р-2			
	I		0,8		268,25	39,45	214,6	192	31,56					4	3	2
	II		0,8		268,25	39,45	214,6	192	31,56					4	3	2
	III		0,8		268,25	39,45	214,6	192	31,56					4	3	2
	IV		0,8		268,25	39,45	214,6	192	31,56					4	3	2
9	Вертикальна гідроізоляція фундаменту	100 м2	14,65	Е8-4-7	33,5	1,11	490,8	512	16,3				Ізолювальник 4р-1 2р-1			
	I		3,66		33,5	1,11	122,7	128	4,1					2	2	4
	II		3,66		33,5	1,11	122,7	128	4,1					2	2	4
	III		3,66		33,5	1,11	122,7	128	4,1					2	2	4
	IV		3,66		33,5	1,11	122,7	128	4,1					2	2	4
10	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту	100 м2	3,7	Е8-4-3	31,76	3,24	117,5	128	12				Ізолювальник 4р-1 2р-1			
	I		0,9		31,76	3,24	29,4	32	3					2	2	1
	II		0,9		31,76	3,24	29,4	32	3					2	2	1
	III		0,9		31,76	3,24	29,4	32	3					2	2	1
	IV		0,9		31,76	3,24	29,4	32	3					2	2	1

11	Зворотня засипка бульдозером 108 л.с.	1000 м3	22,855	Е1-27-1	-	11,75	-		268,5	256	ДЗ-42	2	Машиніст 5р-1			
	I		5,7			11,75			67,1	64				2	2	2
	II		5,7			11,75			67,1	64				2	2	2
	III		5,7			11,75			67,1	64				2	2	2
	IV		5,7			11,75			67,1	64				2	2	2
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці	1000 м3	3,58	Е1-132-5, Е1-132-9	-	22,07	-		504,4	256	ДУ-50	2	Машиніст 5р-1			
	I		0,895			22,07			126,1	64				2	2	2
	II		0,895			22,07			126,1	64				2	2	2
	III		0,895			22,07			126,1	64				2	2	2
	IV		0,895			22,07			126,1	64				2	2	2
13	Монтаж колон	шт	122	Кальк. 1	7,57	1,36	923,5	960	165,9		МКГ-25	1	Монтажник 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1			
	I		30		7,57	1,36	227,1	240	40,8					5	2	3
	II		30		7,57	1,36	227,1	240	40,8					5	2	3
	III		31		7,57	1,36	234,65	240	42,15					5	2	3
	IV		31		7,57	1,36	234,65	240	42,15					5	2	3
14	Монтаж ПБ	шт	104	Кальк. 2	7,45	1,5	774,8	640	156		МКГ-25	1	Монтажник 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1			
	I		26		7,45	1,5	193,7	160	39					5	2	2
	II		26		7,45	1,5	193,7	160	39					5	2	2
	III		26		7,45	1,5	193,7	160	39					5	2	2
	IV		26		7,45	1,5	193,7	160	39					5	2	2
15	Монтаж підкр.ферм покриття 12 м	шт	14	Кальк.3	2,61		1513,8	1600			СКГ-50	1	Монтажник 6р-1 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1			
	Монтаж ферм покриття 18 м	шт	48													
	Монтаж ферм покриття 30 м	шт	26													
	Монтаж плит покриття	шт..	492													
	I	м2	2214		2,61		378,5	400						5	2	5
	II	м2	2214		2,61		378,5	400						5	2	5
	III	м2	2214		2,61		378,5	400						5	2	5
	IV	м2	2214		2,61		378,5	400						5	2	5

16	Монтаж конструкцій огорожі: Фундаментні балки	шт	76	Кальк.4,	2,96		3284	3200			МКГ-16М	1	Монтажник 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1			
	панелі	шт	770													
	I	м2	1110		2,96		821	800						5	2	10
	II	м2	1110		2,96		821	800						5	2	10
	III	м2	1110		2,96		821	800						5	2	10
	IV	м2	1110		2,96		821	800						5	2	10
17	Ущільнення ґрунту щебнем	100 м2	88,22	Е11-1-2	10,76	-	949	640	-		ДУ-47А	1	Землекоп 4р-2 3р-2 2р-1			
	I		22,1		10,76		237,25	160						5	2	2
	II		22,1		10,76		237,25	160						5	2	2
	III		22,1		10,76		237,25	160						5	2	2
	IV		22,1		10,76		237,25	160						5	2	2
18	Улаштування чорнової підлоги	100 м2	8,82	Е11-14-2	52,93	-	465,4	640	-				Бетонщик 4р-2 3р-2 2р-1			
	I		2,2		52,93		116,4	160						5	2	2
	II		2,2		52,93		116,4	160						5	2	2
	III		2,2		52,93		116,4	160						5	2	2
	IV		2,2		52,93		116,4	160						5	2	2
19	Влаштування пароізоляції в один шар	100 м2	88,56	Е12-20-1	24,49		2168,8									
	I		22,1		24,49		542,2									
	II		22,1		24,49		542,2									
	III		22,1		24,49		542,2									
	IV		22,1		24,49		542,2									
20	Влаштування утеплювача плитного	100 м2	88,56	Е12-18-3	63,67		5639									
	I		22,1		63,67		1409,75									
	II		22,1		63,67		1409,75									
	III		22,1		63,67		1409,75									
	IV		22,1		63,67		1409,75									
21	Улаштування цементно-піщаної стяжки	100 м2	88,56	1Е1 Е12-1-	38,39		3400									

	I		22,1		38,39		850										
	II		22,1		38,39		850										
	III		22,1		38,39		850										
	IV		22,1		38,39		850										
22	Наклеювання тришарового рулонного килиму	100 м2	88,56	E12-2-1	30,1		2666						бригада покрівельників 4р-1,3р-1, ізолювальник 4р-2,3р-2,2р-2				
	I		22,1		30,1		666,5						8	3	18		
	II		22,1		30,1		666,5						8	3	18		
	III		22,1		30,1		666,5	Σ=					8	3	18		
	IV		22,1		30,1		666,5	13824					8	3	18		
23	Засклення металевих рам пром.будівель	100 м2	11,09	E15-208-1	71,77	0,78	795,9	768	8,7				ЛП-4	Скляр 4р-2			
	I		2,77		71,77	0,78	199	192	2,2						4	2	3
	II		2,77		71,77	0,78	199	192	2,2						4	2	3
	III		2,77		71,77	0,78	199	192	2,2						4	2	3
	IV		2,77		71,77	0,78	199	192	2,2						4	2	3
24	Монтаж обладнання			10%			2893,1	2560						Монтажник 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1			
	I						723,8	640							10	2	4
	II						723,8	640							10	2	4
	III						723,8	640							10	2	4
	IV						723,8	640							10	2	4
25	Електротехнічні роботи			3%			868	640						Ел.монтажник 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1			
	I						217	160							5	2	2
	II						217	160							5	2	2
	III						217	160							5	2	2
	IV						217	160							5	2	2
26	Сантехнічні роботи			3%			868	768						Сантехнік 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1			
	I						217	192							4	2	3
	II						217	192							4	2	3
	III						217	192							4	2	3
	IV						217	192							4	2	3
27	Оздоблювальні роботи	100 м2	44,35	E15-152-1	15,18		673,3	512						Маляр 4р-2 2р-2			
	I		11,1		15,18		168,3	128							4	2	2
	II		11,1		15,18		168,3	128							4	2	2

	III		11,1		15,18		168,3	128					4	2	2
	IV		11,1		15,18		168,3	128					4	2	2
28	Влаштування чистої підлоги	100 м2	4,41	E11-15-1,2	63,6		280	256							
	I		1,1		63,6		70	64					4	2	1
	II		1,1		63,6		70	64					4	2	1
	III		1,1		63,6		70	64					4	2	1
	IV		1,1		63,6		70	64					4	2	1
29	Пусконаладжувальні роботи			0,5%			145	128					8	2	1
30	Благоустрій території			1%			289	256					8	2	2
31	Здача об'єкту												10	2	3

Початкова розрахункова матриця

Захватки	Планування майданчика та зрізання рослинного шару	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів, під обладнання	Вертикальна та горизонтальна гідроізоляція фундаменту	Зворотня засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підкранових балок	Монтаж конструкції покриття	Монтаж конструкцій огорожі
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	0 4 4	4 13 0 17	53 1 36 54	54 10 0 64	79 5 15 84	93 2 9 95	95 3 0 98	101 2 3 103	103 5 0 108	108 10 0 118
II		17 13 30	54 1 24 55	64 10 9 74	84 5 10 89	95 2 6 97	98 3 1 101	103 2 2 105	108 5 3 113	118 10 5 128
III		30 13 43	55 1 12 56	74 10 18 84	89 5 5 94	97 2 3 99	101 3 2 104	105 2 1 107	113 5 6 118	128 10 10 138
IV		43 13 56	56 1 0 57	84 10 27 94	94 5 0 99	99 2 0 101	104 3 3 107	107 2 0 109	118 5 9 123	138 10 15 148
Σ	4	52	4	40	20	8	12	8	20	40
зміни	1	2	2	3	2	2	2	2	2	2
робочі	1	6	3	4	2	4	5	5	5	5

Продовження таблиці

Влаштування покрівлі	Засклення проємів	Сантехнічні роботи	Електротехнічні роботи	Уцілювання щелем та улаштування чорнової підлоги	Монтаж обладнання	Чиста підлога	Оздоблювальні роботи	Пусконаладжвальні роботи	Благоустрі території	Здача об'єкту
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
11 8 1 8 13 0 6	18 1 3 18 45 4	18 4 3 18 0 7	19 0 2 19 3 2	19 2 2 19 0 4	20 0 4 20 6 4	21 3 1 21 9 4	21 4 2 21 0 6			
13 6 1 8 15 8 4	18 4 3 18 30 7	18 7 3 19 0 0	19 2 2 19 2 4	19 4 2 19 0 6	20 4 4 20 8 8	21 4 1 21 6 5	21 6 2 21 1 8			
15 4 1 8 17 16 2	18 7 3 19 15 0	19 0 3 19 0 3	19 4 2 19 1 6	19 6 2 19 4 8	20 8 4 21 10 2	21 5 1 21 3 6	21 8 2 22 2 0			
17 2 1 8 19 24 0	19 0 3 19 0 3	19 3 3 19 0 6	19 6 2 19 0 8	19 8 2 20 0 0	21 2 4 21 12 6	21 6 1 21 0 7	22 0 2 22 3 2	22 2 1 22 0 3	22 3 2 22 0 5	22 5 3 22 0 8
72	12	12	8	8	16	4	8	1	2	3
3	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
8	4	4	5	10	10	4	4	8	8	10

Розрахункова матриця

Захватки	Планування майданчика та зрізання рослинного шару	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів	Влаштування фундаментів під обладнання	Вертикальна та горизонтальна гідроізоляція фундаменту	Зворотна засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підкранових балок	Монтаж конструкцій покриття	Монтаж конструкцій огорожі	Влаштування покрівлі
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0 3 3	3 9 0 12	31 2,5 19 33,5	33,5 3,5 0 37	37 3 0 40	40 4,5 0 44,5	44,5 5,5 0 50	60,5 2,5 10,5 63	64,5 1,5 1,5 66	66 2,5 0 68,5	68,5 8,5 0 77	79 5 2 84
II		12 11,5 23,5	33,5 1,5 10 35	37 2 2 39	40 3 1 43	44,5 2,5 1,5 47	50 7,5 3 57,5	63 2 5,5 65	66 1 1 67	68,5 3 1,5 71,5	77 7 5,5 84	84 7 0 91
III		23,5 11,5 35	35 1,5 0 36,5	39 2 2,5 41	43 3 2 46	47 2,5 1 49,5	57,5 7,5 8 65	65 2 0 67	67 1 0 68	71,5 3 3,5 74,5	84 7 9,5 91	91 7 0 98
ΣT_{ij}	3	32	5,5	7,5	9	9,5	20,5	6,5	3,5	8,5	22,5	19
Зміни	1, 2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	1	6	2	8	4	2	2	5	5	5	5	20

Продовження таблиці

Захватки	Засклення проїомів	Сантехнічні роботи	Електротехнічні роботи	Уцільнення щебнем та улаштування чорнової підлоги	Монтаж обладнання	Влаштування чистої підлоги	Оздоблювальні роботи	Пусконаладжувальні роботи	Благоустрій території	Здача об'єкту
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
I	90,5 4 6,5 94,5	94,5 4 0 98,5	100,5 3 2 103,5	103,5 6,5 0 109,5	114,5 7,5 5 122	130 3 3 133	133 9 3 142			
II	94,5 3,5 3,5 98	98,5 4 0,5 102,5	103,5 3 1 106,5	109,5 10 3 119,5	122 7,5 2,5 129,5	133 4 2,5 137	142 10,5 -2 152,5			
III	98 3,5 0 101,5	102,5 4 1 106,5	106,5 3 0 109,5	119,5 10 10 129,5	129,5 7,5 0 137	137 4 0 141	152,5 10,5 8,5 163	163 1,5 164,5	164,5 1,5 166	166 3 169
Σ	11	12	9	26,5	22,5	11	30	1,5	1,5	3
Зміни	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2
Робітники	6	4	5	5	10	10	16	10	10	10

5.3 Розрахунок ТЕП календарного графіка

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

$$T_3 = 228 \text{ днів.}$$

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

$$K_{\text{щ}} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 275 / (275 + 107) = 0,655$$

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:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (169 / 275) = 0,592$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{\text{зм}} = \frac{T_{\text{зм}}}{T_{\text{дн}}} = (658,5 / 275) = 1,99$$

де $T_{\text{зм}} = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 40 + 2 \cdot 6,5 + 2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 11,5 + 2 \cdot 25,5 + 2 \cdot 6,5 + 2 \cdot 3,5 + 2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 24,5 + 2 \cdot 23 + 2 \cdot 8,5 + 2 \cdot 17,5 + 2 \cdot 13,5 + 2 \cdot 30,5 + 2 \cdot 33 + 2 \cdot 18 + 2 \cdot 28 + 1 \cdot 2,5 + 2 \cdot 2,5 + 2 \cdot 3 = 658,5$ — загальна кількість змін;

$T_{\text{дн}} = 258$ (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{Q_{\text{макс}}}{Q_{\text{сер}}} = (72 / 25) = 2,88$$

де $Q_{\text{макс}} = 72$ робітника — максимальна денна чисельність робітників;

$N = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 2 + 12 \cdot 28,5 + 16 \cdot 2,5 + 32 \cdot 2 + 20 \cdot 1,5 + 16 \cdot 0,5 + 24 \cdot 3 + 28 \cdot 1 + 12 \cdot 3,5 + 16 \cdot 1,5 + 8 \cdot 3,5 + 4 \cdot 11 + 14 \cdot 4 + 24 \cdot 0,5 + 20 \cdot 9,5 + 10 \cdot 4,5 + 50 \cdot 11,5 + 62 \cdot 0,5 + 52 \cdot 3,5 + 60 \cdot 3,5 + 20 \cdot 2,5 + 30 \cdot 1 + 18 \cdot 2 + 28 \cdot 3 + 20 \cdot 3 + 10 \cdot 5 + 30 \cdot 15 + 20 \cdot 0,5 + 40 \cdot 3 + 72 \cdot 4 + 52 \cdot 4 + 32 \cdot 22 + 20 \cdot 6 = 4238$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;
 $Q_{\text{сер}} = N / T_3 = 4238 / 169 = 25$ (робітників) — середня чисельність робітників.

5.4 Розрахунок калькуляцій за основними видами робіт

Калькуляція представлена у розділі 4.

Обчислення кількості тимчасових адміністративних об'єктів та побутових будівель.

Процес проектування тимчасових будівель передбачає спочатку встановлення підрахунку як робітників, так і персоналу і згодом підготовку комплексної інвентаризації тимчасових споруд, які повинні бути розташовані на території будівельного майданчика.

Розрахункова чисельність складається з робітників, інженерно-технічного персоналу, а також молодшого обслуговуючого персоналу.

Тимчасові будівлі можна поділити на два типи виходячи з джерела фінансування: титульний, який знаходиться на рахунку замовника, і нетитульний, який знаходиться на балансі БМО. Їх також можна класифікувати за функціональним призначенням, таким як виробничі, громадські, складські, сервісні, санітарні та побутові. Додатково тимчасові будівлі можна диференціювати виходячи з їх конструктивних особливостей, де вони можуть бути інвентарними або неінвентарними. Інвентарні будівлі можна додатково розділити на розбірні, контейнерні, мобільні, і конструкції з легких раковин.

Обчислення чисельності працюючих

Графік руху продиктовав, що верхня межа робітників на будівельному майданчику становить 72 особи. З урахуванням понижуючого коефіцієнта 0,85 загальна кількість працівників, присутніх на об'єкті, становить 84 людини. Вкрай важливо забезпечити належну безпеку і персонал МОС присутній для підтримки порядку та безпеки. Було підраховано, що 3 особи будуть потрібні для виконання цієї ролі. Решта робочої сили, що складається з ІТП та працівників, становить 9 осіб. Цей ретельний аналіз розподілу персоналу підкреслює важливість, що надається безпеці та продуктивності будівельного майданчика.

1. Визначення кількості робітників.

Максимальна кількість робочих 46 чоловік. (з графіку руху робочих).

Загальна чисельність працюючих на будові $\frac{46 \cdot 100}{85} = 54$ чол.

Число ІТП та службовців $54 - 46 = 8$ чол.

В першу зміну працює $\frac{46 \cdot 70}{100} = 32$ робітників.

ІТП та службовців $\frac{8 \cdot 80}{100} = 6$;

Усього в першу зміну працює $32 + 6 = 38$ люд. З них жінок $\frac{38 \cdot 30}{100} = 11$ чол.; чоловіків $38 - 11 = 27$ чол.

Визначення номенклатури адміністративних і санітарно-побутових приміщень, , позначена в таблиці розташованій нижче.

Експлікація адміністративних та санітарних приміщень.

Найменування і призначення приміщень	Кількість робітників	Норма площі на одного робітника	Розрахункова площа, м ²	Розміри в плані по УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м ²	Кількість будівель
Адміністративні приміщення							
Контора виконроба	8	4	32	6,9х6х2,6	Збірн.	37,7	1
Кабінет ТБ	38	15м ² на 100 чол	15	9х2,7х3,9	Конт.	22	1
Охоронна будка	2	3	6	2х2	Конт	8	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна, м ² /люд	46	0,6	27,6	6,9х6х2,6	Збірн.	37,7	1
Душова з преддушовою, м ² /люд	15	0,82	12,3	6х2,7х3,9	Збірн.	14,4	1
Умивальна, м ² /люд	38	0,06	2,28	Поєднується з гардеробною			
Туалети, м ² /люд							
Чоловічі	27	0,07	1,89	3х2,7х3,9	Конт.	8,5	1
Жіночі	11	0,14	1,54	3х2,7х3,9	Конт	8,5	1
Приміщення для просушки спецодягу, м ² /люд	38	0,2	7,6	3х2,7х3,9	Конт.	8,5	1
Приміщення для відпочинку робітників, м ² /люд	38	0,1	9	3х3	Навіс	9	1
Їдальня	38	1,2	45,6	12х9х3,92	Збірн.	70,8	1
Пункт охорони здоров'я, м ²	38	20м ² на 300-500 чол	10	6х2,7х3,9	Конт.	14,4	1
Приміщення для обігріву робітників, м ² /люд	38	0,1	9	3х3	Навіс.	9	1
Приміщення для особистої гігієни жінок, м ²	11	0,6	6,6	3х2,7х3,9	Конт.	8,5	1

5.5 Розрахунок тимчасового водопостачання

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	1	маш.-год.	12,5
Бульдозер	1	маш.-доба	450
Кран	1	маш.-доба	550
Автосамоскид	5	маш.-доба	550
Технологічні потреби:			
Оздоблювальні роботи	335,55	м ²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	121,26	м ²	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	61	люд. на зміну	12,5
Душ з переддушовою їдальня	61	люд. на зміну	25
	61	люд. на зміну	12,5

Визначимо необхідність води по споживачам.

Розрахуємо секунду витрати води на виробничо-технічні потреби, які визначають за формулою:

$$q_{вир} = \frac{S \cdot A \cdot K_{14}}{3600 \cdot n_1}$$

де S – кількість одиниць транспорту; об'єм будівельних робіт в зміну;

A – питома витрата води на виробничі потреби;

K₁₄ – коефіцієнт часової нерівномірності споживання води;

n₁ – тривалість роботи, до якої віднесена витрата води.

$$\text{Для екскаватора: } \frac{1 \cdot 10 \cdot 2}{3600 \cdot 52} = 0,000107 \text{ л/с}$$

$$\text{Для бульдозера: } \frac{1 \cdot 300 \cdot 2}{3600 \cdot 12} = 0,014 \text{ л/с}$$

$$\text{Для автокрана: } \frac{3 \cdot 300 \cdot 2}{3600 \cdot 52} = 0,0096 \text{ л/с}$$

$$\text{Для вантажівок: } \frac{5 \cdot 500 \cdot 2}{3600 \cdot 228} = 0,0061 \text{ л/с}$$

$$\text{Оздоблювальні роботи: } \frac{4435 \cdot 71 \cdot 1,5}{8 \cdot 3600} = 16,4 \text{ л/с}$$

2. Розрахункові секундні витрати води на господарсько-питні потреби
приймаємо по найбільш завантаженому дню роботи:

$$q_{\text{осп}} = \frac{b \cdot N_1 \cdot k_{2, \text{од}}}{3600 \cdot n} = \frac{15 \cdot 46 \cdot 2,7}{3600 \cdot 8} = 0,065 \text{ л / с}$$

$$q_{\text{іділ}} = \frac{b \cdot N_1 \cdot k_{2, \text{од}}}{3600 \cdot n} = \frac{10 \cdot 46 \cdot 2,7}{3600 \cdot 8} = 0,043 \text{ л / с}$$

3. Розрахункові секундні витрати води на душові установки:

$$q_{\text{душ.}} = C \cdot N_2 / 60 \cdot m$$

де C- витрачання води на одну особу, що приймає душ;

N_2 - кількість працюючих, що користуються душем; (40% від працюючих у 1 зміну).

m – тривалість роботи душової установки: (45 хвилин).

$$q_{\text{душ}} = \frac{25 \cdot 15}{45 \cdot 60} = 0,139 \text{ л / с}$$

4. Витрати води на пожежегасіння: прийнято 10 л/сек. (одночасна робота трьох гідрантів по 5 л/сек кожний), тому що територія будівельного майданчику менша за 10 га.

5. Загальні секундні витрати води:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{осп}} + q_{\text{іділ}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 26,677 \text{ л / с}$$

6. Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу

- загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{26,677 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 137,4 \text{ мм}$$

V – швидкість руху води в трубах, м/сек.

Приймаємо труби діаметром 150 мм.

на виробничі потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{16,5 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 108,1 \text{ мм}$$

Приймаємо труби діаметром 125 мм.

на господарсько-питні потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{0,247 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,7}} = 14 \text{ мм}$$

Приймаємо труби діаметром 20 мм.

5.6 Розрахунок тимчасового електропостачання

Електроенергію на будівельному майданчику витрачаємо:

1) на виробничі (технологічні) потреби: підігрівання будівельних матеріалів, розморожування мерзлого ґрунту, електропрогрівання бетону і цегляної кладки у зимовий час тощо;

2) на живлення електродвигунів будівельних машин, механізмів та установок;

3) на освітлення: внутрішнє — приміщень; зовнішнє — місць виконання робіт і під'їзних шляхів, території будівництва.

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

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

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;

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

$P_{оз}$ — 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.

Потреби електроенергії за споживачами

Споживачі.	Одиниці виміру.	Кільк.	Норма на одиницю потужності, кВт.	Загальні витрати , кВт Рс	Коеф. попиту , К1п
1	2	3	4	5	6
1.Монтажний кран СКГ-50	шт.	1	79,5	79,5	0,7
2.Монтажний кран МКГ-25	шт.	2	67,5	135	0,7
3.Монтажний кран МКГ-16М	шт.	1	30	30	0,7
4.Люлька ЛЕ-100-300	шт.	1	1,6	1,6	0,15
5.Електричний фарбопульт СО-61	шт.	1	0,27	0,27	0,15
6.Зварювальний трансформатор ТД-306У2	шт.	2	17,5	35	0,35
7.Вібратор ИВ-47	шт.	1	1,2	1,2	0,15

Електричне освітлення внутрішнє

Споживачі.	Площа	Загальна площа, м².	Норма потужності на освітлення 1м².	Загальні витрати електроенергії, кВт.
1	2	3	4	5
1. Гардеробна.	37,7	37,7	15	0,384
2. Душова.	14,4	14,4	15	0,216
3. Приміщення для обігрівання.	9	9	15	0,128
4. Приміщення для відпочинку	9	9	15	0,566
5. Туалет (чол.)	8,5	8,5	15	0,128
6. Туалет (жін.)	8,5	8,5	15	0,128
7. Їдальня	70,8	70,8	15	0,566
8. Контора виконроба.	37,7	37,7	15	0,566
9. Сторожева будка на в'їзді.	8	8	15	0,12
11. Кабінет по тех. безпеки.	22	22	15	0,128
12. Приміщення для особливої гігієни жінок	8,5	8,5	15	0,128
12. Приміщення для просушки спецодягу	8,5	8,5	15	0,566
13. Пункт охорони здоров'я	14,4	14,4	15	0,128
14. Закритий склад	20	20	3	0,045
				Σ 3,797

Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Одиниці вимірювання.	Загальна площа, м².	Освітлення. лк.	Норма потужності на 1м² площі, Вт.	Загальні витрати кВт.
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгеплану).	м²	42145	2	0,4	19,42
Площа будівлі (монтажна зона).	м²	8856	20	3	13,4
Головні проходи та проїзди.	Км	0,7	3	5 кВт/Км	3,5
Охоронне освітлення	Км	0,5	0,5	1,5 кВт/Км	0,75
Аварійне освітлення	км	0,5	0,5	1,5 кВт/Км	0,75
					Σ 37,82

$$P = \frac{1,1}{0,75} ((79,5 \cdot 0,7 + 135 \cdot 0,7 + 30 \cdot 0,7 + 1,6 \cdot 0,15 + 0,27 \cdot 0,15 + 35 \cdot 0,35 + 1,2 \cdot 0,15) + 3,797 \cdot 0,8 + 37,82) = 329,6 \text{ кВт}$$

Застосовуємо на будівельному майданчику 1 трансформаторну підстанцію

КТПН-72-4000, загальна потужність якої 400 кВт, тип трансформатора ТМ 400/6/10 і вагою 2,18 т.

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

Розрахунок кількості прожекторів на будівельному майданчику виконуємо за формулою:

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

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; $S= 30000$ м²;

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

$$n = \frac{0,2 \cdot 2 \cdot 30000}{500} = 24 \text{шт}$$

Встановлюємо по вісім ламп на одній опорі.

Для додаткового освітлення місць монтажу приймаємо:

$$n = \frac{0,2 \cdot 20 \cdot 8856}{500} \approx 70 \text{шт.}, \text{ які встановлюють по } 7 \text{ ламп на пересувній}$$

освітлювальній щоглі.

Розрахунок потреби в тимчасових складах

№ п/п	Найменування матеріалів, конструкцій і деталей	Одиниця виміру	Час використання в днях	Потреба		Коефіцієнти		Норма запасу в днях	Запас матеріалів, що підлягає збереженню	Норма зберігання м-лу на 1м2 підлоги складу	Розрахункова площа складу, м2	Коефіцієнти на проходи і проїзди	Загальна розрахункова площа складу	Прийнята площа складу, м2	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	період ті надходження	період ті використання								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Колони	м ³	12	353,68	29,5	1,1	1,3	3	126,56	0,8	158,2	1,25	197,75	13x16(208)	відкр.
2	Підкранові балки	м ³	8	258,8	32,35	1,1	1,3	3	138,78	0,75	185,04	1,2	222	13x18(234)	відкр.
3	Кроквяні ферми	м ³	20	375,98	13,8	1,1	1,3	3	59,2	0,07	845,7	1,2	1014,8	30x34(1020)	відкр.
4	Плити покриття	м ³	20	526,44	26,3	1,1	1,3	3	112,8	0,5	225,6	1,2	270,7	12x23(276)	відкр.
5	Стінові панелі	м ³	40	485,1	12,1	1,1	1,3	3	510,9	1	510,9	1,3	664,2	18x37(666)	відкр.
6	Електроди	т	53	1,37	0,026	1,1	1,3	3	0,11	0,7	0,16	1,2	0,192		закр.
7	Металопрокат	т	12	0,525	0,044	1,1	1,3	3	0,19	2	0,1	1,2	0,12		навіс.
8	Цвяхи і дрiт	т	45	0,12	0,003	1,1	1,3	3	0,013	2,5	0,0052	1,2	0,006		закр.
9	Деталі кріплення	т	47	6,68	0,14	1,1	1,3	3	0,6	0,7	1	1,2	1,2		закр.
10	Руберойд	т	20	0,553	0,028	1,1	1,3	3	0,12	2,8	0,043	1,2	0,052		навіс.
11	Рогожа	м ²	20	295,2	14,76	1,1	1,3	3	63,32	4,5	14,1	1,2	16,92		закр.
12	Щити опалубки	м ²	40	4,29	0,11	1,1	1,3	3	0,47	40	0,01	1,2	0,012		навіс.
13	Мастильні матеріали	т	40	0,071	0,001	1,1	1,3	3	0,004	0,8	0,005	1,2	0,006		Навіс

Навіси : 0,19 м² Приймаємо 2х2=4 м²

Закриті : 18,32 м² Приймаємо 4х5=20 м²

5.7 Опис будівельного генерального плану

Будівельний генеральний план розроблено для стадії монтажних робіт. На БГП наносимо контури будівлі з зазначенням монтажною зони будівлі та робочої і небезпечної зони роботи крана. Монтажна зона, де можливе падіння вантажу при встановленні та закріпленні елементів, охоплює територію на відстані до 19,7 м від контуру будівлі (дана зона визначена для монтажу верхньої стінової панелі). На БГП її позначаємо штриховою лінією, а на місцевості — попереджувальними написами і знаками. Робота крана на монтажі конструкцій в монтажній зоні ведеться за нарядом-допуском. Робоча зона кожного крана окреслюється радіусом максимального робочого вильоту стріли; позначаємо її на окремих характерних стоянках кожного з кранів. Небезпечна зона — це простір, де можливе падіння вантажу при його переміщенні з урахуванням вірогідного розсіювання при падінні. Межу цієї зони визначаємо відстанню по горизонталі від стоянки крану за формулою:

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

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

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

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

Тимчасові електромережі зображенні схематично: вказані трансформаторні підстанції, розподільні шафи. Радіус обслуговування однієї розподільчої шафи 25

м. На будівельному майданчику розміщені кабельні освітлювальні і силові мережі електропостачання. В будівництві використовуємо струм 380 В для роботи електродвигунів і технологічних потреб та 220 В для освітлення. Кабельні мережі прокладаємо на глибині 0,8 м.

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

5.8 Техніко-економічні показники будгенплану

У процесі складання будгенплану ми конкретизуємо кілька техніко-економічних параметрів, які відіграють важливу роль у визначенні доцільності реалізації проекту.

Коеф. забудови:

$$K_3 = F_2 / F_1 = 6374 / 45807 = 0,14$$

де F_1 — загальна площа території за генеральним планом, м²;

F_2 — площа забудови об'єктів, що будуються, м².

Коефіцієнт використання площі території визначають за формулою:

$$K_{вик} = (F_2 + F_{м.б.}) / F_1 = (6374 + (612 + 5340)) / 6374 = 0,3$$

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

$$F_1 = 30000 \text{ м}^2$$

$$F_2 = 8856 \text{ м}^2$$

$$K_3 = 0,3$$

$$F_{т.б.} = 5500 \text{ м}^2$$

$$K_{вик.} = 0,48 \text{ м}^2$$

Довжина тимчасових доріг дорівнює 600 м ;

Довжина тимчасових мереж водопостачання 655 м;

Довжина тимчасових мереж електропостачання 1500м.

РОЗДІЛ 6 **ОХОРОНИ ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКИ** **ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ**

					КНУ.БР.192.26.196с.35 ОПБЖ			
		Прізвище	Підпис	Дата				
Керівник	Тімченко				Проектування будівництва чотирьохпролітної будівлі гальванічного цеху	Стадія	Аркуш	Аркушів
Консульт.	Тімченко					БР		
Бакалавр	Бабенко					БІ-22-2		
Зав. каф.	Валовой							

6.1 Заходи з техніки безпека при веденні монтажних робіт.

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

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

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

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

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

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

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

Фарбування й антикорозійний захист конструкцій і устаткування у випадках, коли це виконується на будівельному майданчику, необхідно робити до

піднімання конструкцій на проектну позначку. Після піднімання зазначених конструкцій фарбування чи здійснення антикорозійного захисту допускається виконувати тільки в місцях стиків і з'єднань конструкцій.

6.2 Заходи з техніки безпеки при веденні електрозварювання.

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

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

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

6.3 Техніка безпеки при переміщенні вантажів та їх розміщені на складах.

При виконанні вантажно-розвантажувальних робіт не допускається стропування вантажу, який знаходиться в нестійкому положенні. Перед завантаженням, розвантаженням панелей, блоків та інших залізобетонних конструкцій монтажні петлі повинні бути оглянуті і очищені від бетону. Перед початком робіт слід підібрати вантажозахватні пристосування відповідно до ваги і характеру вантажу, що піднімається. Стропи повинні бути підібрані з врахуванням числа гілок такої довжини, щоб кут між двома гілками був не більше 90°, та відповідати вантажопідйомності конструкції, що підіймають. Перед підійманням вантажу стріловими самохідними кранами перевірити за вказівником вантажопідйомність, а також встановлений машиністом виліт стріли на відповідність вазі вантажу, що піднімається.

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

Складувати конструкції та матеріали на будівельному майданчику і робочих місцях необхідно так:

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

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

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

6.4 Заходи безпеки при виконанні робіт на будмайданчику.

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

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

Список використаних джерел

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. Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 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. Методичні вказівки до виконання курсового та дипломного проектування з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / Д.А. Крішко. – Кривий Ріг. – КНУ, 2020. – 32 с.
7. Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 16 с.
8. 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.
9. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. – К.: Мінбуд України, 2006 – 75 с.
10. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 75 с.
11. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
12. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник / А.М. Павліков – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.
13. ДСТУ 3760:2019 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – К.: ДП «УкрНДНЦ», 2019. – 21 с.
14. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010.

– 43 с.

15. ДСТУ Б В.2.7-220:2009. Будівельні матеріали. Бетони. Визначення міцності механічними методами неруйнівного контролю. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 27 с.

16. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Вимоги проектування. – К.: Мінбуд України, 2006 – 15 с.

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

18. Методичні вказівки до виконання курсового проекту №2 «Залізобетонні конструкції одноповерхової виробничої будівлі» з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / Є.В. Люльченко. – Кривий Ріг: КНУ, 2019. – 16 с.

19. ДБН А.3.1.-5-2009. Організація будівельного виробництва. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 67 с.

20. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів. – К.: Мінрегіонбуд України, 2001. – 104 с.

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

22. Технологія будівельного виробництва; Підручник./ В.К.Черненко, М.Г. Єрмоленко, Г.М. Батура та ін.; за ред. В.К. Чернетка, М.Г. Єрмоленка.– К.: Вища школа, 2002. – 430 с.

23. Технология строительного производства / О.О. Литвинов, Ю.М.Беляков – К.: Вища школа, 1985. – 479 с.

24. 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 / В.В. Рогозін. — Кривий Ріг: КНУ, 2012. – 64 с.

25. 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 / В.В. Рогозін. — Кривий Ріг: КНУ, 2011. – 24 с.

26. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт з дисципліни "Технологія будівельного виробництва" за темою "Технологія зведення монолітних залізобетонних фундаментів" – Кривий Ріг: КНУ, 2021. – 64 с.

27. Методичні вказівки до виконання курсового та дипломного проектування з дисципліни "Зведення і монтаж будинків та споруд" Частина 2. – Кривий Ріг.: КНУ, 2020 р., – 64 с.

28. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві». – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012. – 94 с.

29. ДБН Д.2.7-2000 «Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів». – К.: Держбуд України, 2001. – 239 с.