

КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет: Будівельний факультет
Кафедра: Промислове, цивільне і міське будівництво
Спеціальність: 192 Будівництво та цивільна інженерія
Освітньо-професійна програма: Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедрою _____

“ _____ ” _____ 20 _____ р.

З А В Д А Н Н Я НА ВИПУСКНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА СТУДЕНТОВІ

Коваленко Олександрі Руслановні

(прізвище, ім'я, по батькові)

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

Місце будівництва – м. Полтава.

Будівля, що проектується – Будівля одноповерхова промислова каркасна, з п'яти прогонів, чотирьох поздовжньо з'єднаних та одного торцевого. Перший прогоном $L_1=36$ м, довжиною $B_1=90$ м, з відміткою оголовку колон $H_1=18$ м, кроком колон $a_1=6$ м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1=30$ т, другий, третій, четвертий та п'ятий $L_2/L_3/L_4/L_5=18$ м, довжиною $B_2/B_3/B_4/B_5=72$ м, з відміткою оголовку колон $H_2/H_3/H_4/H_5=16,8$ м, кроком колон $a_2/a_3/a_4/a_5=12$ м, обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю $Q_2/Q_3/Q_4/Q_5=50/30/30/50$ т. Конструкції залізобетонні: колони крайніх та середніх рядів, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, підкранові балки довжиною 6 та 12 м, кроквяні балки 18 м, плити покриття ребристі $1,5 \times 12$ м та $1,5 \times 6$ м, фундаментні балки довжиною 6 та 12 м, стінові панелі довжиною 6 та 12 м, висотою 1,2 м. Конструкції металеві: ферми 36 м.

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

будівлі). Організація будівництва (сітьовий графік, будгенплан, охорона праці і безпека життєдіяльності).

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

6. Дата видачі завдання _____

Керівник _____
(підпис)

Завдання прийняв до виконання _____
(підпис)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

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

Студент-дипломник _____
(підпис)

Керівник роботи _____
(підпис)

Архітектурно-будівельний розділ

На сьогодні необхідно долати одноманітність, непривабливість, монотонність окремих пром будівель, сприяти створенню різноманітних виразних архітектурно художніх композицій та естетичних характеристик окремих пром будівель. Значення цих архітектурно-художніх задач значне, тому що на пром підприємствах постійно працює велика кількість робітників і умови їх праці повинні бути на високому рівні, що в свою чергу буде сприяти значному підвищенню працездатності та ефективності праці.

Рішення архітектурно-художніх задач повинно базуватися на комплексному підході до проектування дизайну пром будівель в органічному поєднанні усіх його сторін : естетичності, функціональній доцільності, конструктивній і технологічній прогресивності та економічності.

1. Вихідні дані для проектування

Будівля проектується у м. Полтава по вул. Сонячна, 15.

Характеристика району будівництва:

- район будівництва м. Полтава, Полтавської обл.;
- снігове нормативне навантаження -1,11 кПа;
- глибина промерзання 1,1 м;
- середньорічна швидкість вітру в районі м. Полтава складає -5,0 м/с;
- ґрунтові води знаходяться на глибині - 4,9 м;
- ґрунти переважно супіски та піски;
- рельєф місцевості спокійний з ухилом у південному напрямку до моря.

2. Опис генерального плану

Місце розташування пром будівлі цеху – м. Полтава. Генеральний план ділянки розроблений у відповідності з існуючими умовами у двох варіантах благоустрою.

Проектом передбачено, що головні пішохідні підходи та під'їзди до будівлі виконуються з боку вулиці вул. Сонячна, 15. Транспортний зв'язок здійснюється по магістральним автодорогам регульованого руху.

Проектним рішенням передбачається (**варіант 1**):

- Забезпечення протипожежних вимог до розташування будівлі по відношенню до існуючої будівлі;
- Забезпечення стоку дощової та талої води забезпеченням плануванням тротуарів;
- Благоустрій території з метою виконання функціональних вимог будівлі;
- Забезпечення екологічних вимог;
- Забезпечення зон відпочинку для працівників;

Проектним рішенням передбачається озеленення та благоустрій території.

Основним елементом озеленення є розміщення дерев вздовж тротуарів, розміщення клумб з сторони центрального ганку будівлі, а також влаштування газонів.

Проектом передбачено на північній частині будівлі розташування господарського подвір'я, яке захищено з усіх сторін огорожею вистою 1.2 м.

Господарське подвір'я має службову парковку. Зі східною частини маємо двосторонню дорогу яке веде на господарське подвір'я через пункт пропуску.

На південній частини перед лицевою частиною будівлі передбачена парковка для працівників на 8 машино-місць.

Проектним рішенням передбачається (**варіант 2**):

- Забезпечення протипожежних вимог до розташування будівлі по відношенню до існуючої будівлі;
- Забезпечення стоку дощової та талої води забезпеченням плануванням тротуарів;
- Благоустрій території з метою виконання функціональних вимог будівлі;
- Забезпечення екологічних вимог;
- Забезпечення зон відпочинку для працівників;

Генеральний план виконано відповідно до вимог ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій» та ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія».

Техніко-економічні показники до генерального плану

№	Найменування	Од. виміру	Кількість
1	Площа ділянки	га	4,54
2	Площа забудови	м ²	4512
3	Площа доріг, доріжок та майданчиків з тв. покриттів. покриттям	м ²	2 130
4	Площа озеленення	м ²	565
5	Коефіцієнт озеленення		0,33

3.Зовнішнє оздоблення

Оздоблення промислових об'єктів в першу чергу оберігає будівлю від атмосферних та інших зовнішніх впливів, забезпечує естетичний зовнішній вигляд будівлі і збільшує термін його експлуатації.

Оздоблювальні роботи - комплекс будівельних процесів, пов'язаних із зовнішньою, внутрішньою обробкою промислових будівель і споруд. Оздоблювальні роботи проводяться в період будівництва після процесу монтажу будівель або під час ремонту або реконструкції об'єктів промислового призначення. До їх виконання необхідно завершити основні ремонтні, будівельно

монтажні, санітарно-технічні роботи.

Основне призначення оздоблювальних робіт – це надання будівлям,

конструкціям і спорудам відповідних якостей: міцність, довговічність, декоративність і стійкість до шкідливих впливів навколишнього середовища. Також оздоблення будівель підвищує протипожежний захист, покращує звукоізоляцію і збільшує термін служби будівельних конструкцій.

В дизайн-проекті запропоновано 2 варіанти зовнішнього оздоблення стін промбудівлі.

1-й варіант (бюджетний): зовнішні стіни фарбуються акриловою фасадною фарбою Ceresit СТ 42, колір бежевий.

2-й варіант (комерційний) :

а) зовнішні стіни оздоблюються декоративною штукатуркою Ceresit СТ 64 та фарбуються акриловою фасадною фарбою Ceresit СТ 42 (кольори на прикладі фасадів, зі збереженням імпонування відтінків кольорів);

б) зовнішні стіни оздоблюються утеплювачем, які кріпляться на каркас з металопрофілю, задля збереження тепла в приміщенні цеху: гідроізоляція - гідробар'єр, утеплювач волокнистий, тарілчастий дюбель, арматурна сітка, ґрунтовка і поверху декоративна штукатурка Ceresit СТ 64 та фарбуються акриловою фасадною фарбою Ceresit СТ 42. Цоколь оздоблюють облицювальною плиткою.

Вікна замінюються на металопластикові чорного кольору.

Ворота фарбуються в чорний колір.

При розробці фасадних рішень та елементів будівлі були виконані вимоги ДБН В.1.1.7–2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва».

$$R_{sp} = 0.7 \cdot 35 = 24.5 \text{ МПа} > 11 \text{ МПа.}$$

Попередньо значення попереднього напруження арматури без урахування втрат приймається $\sigma_{sp} = R_{s,ser} - p = 785 - 60 = 725 \text{ МПа}$, де $p = 30 + 360/l_n = 30 + 360/12 = 60 \text{ МПа}$.

До тріщиностійкості панелі покриття ставляться вимоги 3-ї категорії, тобто в панелі допускається нетривале розкриття тріщин $a_{crcl} = 0,3 \text{ мм}$ та тривале розкриття $a_{crcl2} = 0,2 \text{ мм}$.

1.2. Визначення навантаження

На панель покриття діє постійне та тимчасове навантаження. Постійне навантаження складається з ваги теплової ізоляційного шару та власної ваги панелі. Тимчасове навантаження створює вага снігового покриву та вага пилу.

Склад та конструкція теплової ізоляційного шару приймаються залежно від типу, призначення та місця будівництва промислової будівлі, для якої проектується панель. Навантаження від снігу та від пилу залежать від місця будівництва.

1.2.1. Підрахунок постійного навантаження від власної ваги панелі

Визначений за прийнятими розмірами об'єм панелі покриття разом з бетоном замоноличування становить $v = 2,72 \text{ м}^3$ при щільності залізобетону $\rho = 2,5 \text{ т/м}^3$. Нормативне навантаження від власної ваги панелі з бетоном замоноличування на 1 м^2 покриття

$$\tilde{n}_n = v \cdot \rho \cdot 9,81 / l_n \cdot b_n = 2,72 \cdot 2,5 \cdot 9,81 / 12 \cdot 3 = 1,85 \text{ кН/м}^2$$

1.2.2. Підрахунок тимчасового навантаження

Підрахунок повного навантаження на 1 м покриття наведено у таблиці, де розрахункові навантаження надані з урахуванням коефіцієнта надійності з призначення $\gamma_n = 1.2$.

Підрахунок навантаження на панель покриття, кПа (кН/м²)

Вид навантаження	Коефіцієнт надійності з навантаження γ_f	Навантаження		
		Експлуатаційне	Граничне при	
			$\gamma_f = 1$	$\gamma_f > 1$
Постійне				
Шар гравію, втоплений в дьогтьову мастику	1,3	0,15	0,143	0,185
Руберойдовий килим	1,1	0,1	0,095	0,105
Асфальтова стяжка $t=2 \text{ см}$, $\rho = 1,8 \text{ т/м}^3$ ($0,02 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 9,81 = 0,353$)	1,2	0,353	0,336	0,403
Мінеральний утеплювач $t=10 \text{ см}$ $\rho = 0,5 \text{ т/м}^3$ ($0,1 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 9,81 = 0,490$)	1,2	0,490	0,588	0,705
Обмазочна пароізоляція				

Разом навантаження від ізоляційного шару Панель покриття з бетоном замонолічування	1,1 1,1	0,06 $i_n=1,14$ $c_n=2,05$	0,057 $i_s=1,2$ $c_s=2,46$	0,063 $i=1,44$ $c=2,70$
Усього постійне навантаження ($g=i+c$) Змінне Снігове (короткочасне) Снігове (квазипостійне) Пилове (тривале)	 1,14 1 1,3	 $S_n=1,2$ 0,32 $d_n=0,15$	 $g_s=3,66$ $S_n=1,44$ 0,384 $d_n=0,18$	 $g=4,14$ $S=149$ 0,384 $d=0,23$
Усього змінне навантаження ($v=s+d$)		$V_n=1,67$	$V_s=2,00$ 4	$V=2,104$
Усього повне навантаження ($\rho = g + v$) в т.ч.: тривалої дії ($\rho_l = g + v$) короткочасної дії $\rho_{sht} = s$		$P_n=5,16$ $P_{nl}=3,06$ $P_{n,sht}=1,$ 4	$P_s=5,66$ $P_{sl}=3,07$ $P_{s,sht}=1,3$ 3	$P=6,24$ $P_l=3,34$ $P_{sht}=1,6$

1.3. Розрахунок плити панелі

1.3.1. **Визначення типу плити**

Плита панелі, що має товщину $t=25$ мм є однорядною багатопролітною нерозрізною плитою з вічками-ділянками, які защемлені вздовж контура поперечними та поздовжніми ребрами.

Розміри ділянок плити у світлі між гранями ребер: середніх l_1 та крайніх l_{1e} уздовж панелі:

$$l_1=149-(16/2)\cdot 2=133 \text{ см};$$

$$l_{1e}=151-27,5-16/2=116 \text{ см};$$

$$\text{середніх та крайніх упоперек панелі } b_1=295-14\cdot 2=267 \text{ см.}$$

Так як відношення більшого боку вічок-ділянок плити до меншого $b_1/l_1=267/133=2,01>2$ та $b_1/l_{1e}=267/116=2,31>2$, плита панелі розраховується як балочна плита, що опирається на поперечні ребра.

1.3.2. **Розрахункова схема та визначення навантаження**

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

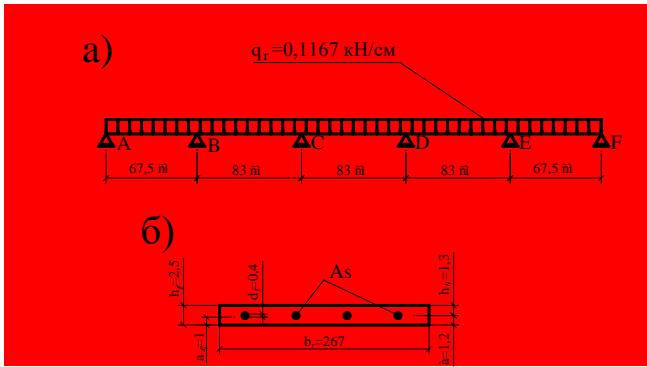


Рис. Розрахункова схема(а) та розрахунковий переріз плити(б)

Розрахункове навантаження від власної ваги на 1 м^2 площі плити

$$r = 1 \cdot t \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1 \cdot 0,025 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 1,2 = 0,641 \text{кН} / \text{м}^2 .$$

Розрахункове постійне розподілене навантаження, що діє на плиту з вантажної площадки завширшки $b_1 = 2,67 \text{м}$:

$$g_r = (i + r)b_1 = (1,44 + 0,641) \cdot 2,67 = 5,55 \text{кН} / \text{м} .$$

Розрахункове тимчасове розподілене навантаження, що діє з тієї ж вантажної площадки

$$v_r = v \cdot b_1 = 2,67 \cdot 2,104 = 4,77 \text{кН} / \text{м} .$$

Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на плиту

$$g_r = g_r + v_r = 5,55 + 4,77 = 10,32 \text{кН} / \text{м} = 0,103 \text{кН} / \text{см} .$$

1.3.3. Визначення зусиль

Згинаючий момент в крайніх прольотах плити (див. рис., прольоти А-В та Е-Ф)

$$M_{ab} = q_r l_{1e}^2 / 11 = \frac{0,103 \cdot 116^2}{11} = 125,99 \text{кН} \cdot \text{см} .$$

Згинаючий момент в середніх прольотах та на середніх підпорах

$$M_{bc} = M_c = \pm q_r l_1^2 / 16 = \frac{0,105 \cdot 133^2}{16} = 113,87 \text{кН} \cdot \text{см} .$$

Для подальшого розрахунку приймається момент, що має найбільше значення, тобто $M_{bc} = 125,99 \text{кН} \cdot \text{см} .$

1.3.4. Розрахунок арматури

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

Призначається діаметр поздовжніх стрижнів зварної сітки $d_1 = 4 \text{ мм}$, поперечних стрижнів $d_2 = 3 \text{ мм}$. Захисний шар бетону робочих стрижнів приймається $a_\ell = 10 \text{ мм}$, тоді

$$a = a_l + d_1 / 2 = 1 + 0,5 / 2 = 1,25 \text{см} .$$

Робоча висота перерізу $h_o = t - a = 2,5 - 1,25 = 1,25 \text{ см}$.

Розрахунковий коефіцієнт $\alpha_m = \frac{M_{bc}}{R_b \cdot b_1 \cdot h_o^2} = \frac{125,99}{1,95 \cdot 267 \cdot 1,25^2} = 0,017$.

За значенням $\alpha_m = 0,017$ знаходяться коефіцієнти $\xi = 0,19$ та $\zeta = 0,99$.

Потрібна площа перерізу арматури $A_{s,req} = \frac{M_{bc}}{\zeta \cdot R_s \cdot h_o} = \frac{125,99}{0,99 \cdot 36,5 \cdot 1,25} = 2,82 \text{ см}^2$.

Приймається 15Ø5 Вр-I загальною площею $A_s = 2,95 \text{ см}^2 > A_{s,red} = 2,95 \text{ см}^2$.

Коефіцієнт армування $\mu = \frac{A_s}{b_1 \cdot h_o} = \frac{2,95}{267 \cdot 1,25} = 0,008 > \mu_{min} = 0,0005$.

Поздовжні стрижні арматурної сітки плити розміщуються з кроком $\nu = b_1 / 20 = 267 / 20 = 12,3 \text{ см}$, приймається крок поздовжніх стрижнів $\nu = 15 \text{ см}$.

1.3.5. Конструювання арматурної сітки

Довжина та ширина зварної арматурної сітки, якою армується плита панелі призначаються з урахуванням захисного шару бетону з торців панелі $a_{bc} = 15 \text{ см}$ та з боків панелі $a_{bl} = 10 \text{ см}$. Довжина зварної арматурної сітки $l_n = 11940 - 2 \cdot a_{bc} = 11940 - 2 \cdot 15 = 11910 \text{ мм}$; ширина сітки $a_n = 2950 - 2 \cdot a_{bl} = 2950 - 2 \cdot 10 = 2930 \text{ мм}$.

Кількість кроків поперечних стрижнів $n_1 = l_n / u = 11910 / 250 = 47,64 \approx 47$; кількість кроків поздовжніх стрижнів $n_2 = a_n / \nu = 2930 / 150 = 19$.

Довжина кінцевих випусків: $c_1 = (l_n - n_1 \cdot u) / 2 = (11910 - 47 \cdot 250) / 2 = 80 \text{ мм}$;
 $c_2 = (a_n - n_2 \cdot \nu) / 2 = (2930 - 19 \cdot 150) / 2 = 40 \text{ мм}$.

Зварна арматурна сітка позначається С1. Марка сітки С1

$$\frac{4Bp - I - 150}{3Bp - I - 250} 2930 \times 11910 \frac{80}{40}$$

Креслення сітки та відомість витрат арматури на її виготовлення наведені в альбомі.

1.3.6. Перевірка міцності плити на дію зосередженого навантаження

Плита панелі перевіряється на додаткову дію зосередженого навантаження, що утворюється від ваги робітника з інструментом $\nu_{n,sh} = 1 \text{ кН}$ прикладеного посередині середнього прольоту.

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

$$M = (g_r + db_1) \cdot l_1^2 / 16 + \nu_{n,sh} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot l_1 / 6 = \\ = \frac{(5,05 + 0,16 \cdot 2,67) \cdot 1,33^2}{16} + \frac{1 \cdot 1,2 \cdot 0,95 \cdot 1,33}{6} = 0,86 \text{ кН} \cdot \text{м} = 86 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$\text{Відносна висота стисненої зони } \xi = \frac{\mu \cdot R_s}{R_b} = \frac{0,0096 \cdot 36,5}{1,95} = 0,177.$$

За значенням $\xi=0,177$ із табл. [2] $\alpha_m = 0,164$. Несуча здатність плити

$$M_{adm} = \alpha_m \cdot R_b \cdot b_1 \cdot h_0^2 = 0,164 \cdot 1,95 \cdot 267 \cdot 1,25^2 = 133,41 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

Так як $M_{adm} = 134,4 \text{кН} \cdot \text{см} > M = 125,99 \text{кН} \cdot \text{см}$, міцність плити на додаткову дію зосередженого навантаження забезпечена.

1.4. Розрахунок поперечного ребра

Для проектування панелі досить виконати розрахунок одного будь-якого проміжного поперечного ребра як більш завантаженого. Армування середнього і крайніх поперечних ребер приймається за результатом розрахунку проміжного ребра.

1.4.1. Визначення навантаження

Повне навантаження на поперечне ребро складається з постійного навантаження від ваги теплоізоляційного шару, власної ваги плити та власної ваги ребра, а також тимчасового від снігу та пилю. Навантаження на ребро передається з вантажної площі плити, ширина якої дорівнює відстані між осями поперечних ребер $l_w = 149$ см.

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від теплоізоляційного шару (див. табл. підрахунку навантаження)

$$i_w = i \cdot l_w = 1,445 \cdot 1,49 = 2,111 \text{кН} / \text{м}.$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної ваги плити (див. п.1.3.)

$$r_w = r \cdot l_w = 0,641 \cdot 1,49 = 0,955 \text{кН} / \text{м}.$$

Розрахункове навантаження від власної ваги ребра з середньою шириною

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

$$w = b_m (h - h_f) \cdot 1 \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,1(0,15 - 0,025) \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 1,2 = 0,32 \text{кН} / \text{м}.$$

Загальне розрахункове постійне навантаження

$$g_w = i_w + r_w + w = 2,14 + 0,955 + 0,32 = 3,42 \text{кН} / \text{м}.$$

Розрахункове тимчасове рівномірно розподілене навантаження

$$v_w = v \cdot l_w = 2,1 \cdot 1,49 = 3,12 \text{кН} / \text{м}.$$

Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на поперечне ребро панелі

$$g_w = g_w + v_w = 3,42 + 3,12 = 6,549 \text{кН} / \text{м} = 0,0654 \text{кН} / \text{см}.$$

1.4.2. Розрахункова схема і розрахунковий переріз

За розрахункову схему поперечного ребра приймається одно-прольотна вільно лежача балка таврового перерізу, що завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахункова схема поперечного ребра приведена на рис.

Поперечне ребро заввишки $h=15$ см в стисненій зоні працює спільно з примикаючою ділянкою плити завтовшки $h_f=t=2,5$ см.

Розрахунковий проліт (відстань між осями поздовжніх ребер)
 $l_o = 295 - 2(14/2) = 281$ см.

Так як $h_f = 2,5$ см $> 0,1h = 0,1 \cdot 15 = 1,5$ см, ширина плити (полиці таврового перерізу), що враховується в розрахунку приймається $b_f = b_{sup} + l_o/3 = 16 + 281/3 = 110$ мм $< l_w = 149$ мм.

Переріз поперечного ребра приводиться до еквівалентного таврового з прямокутним ребром завширшки $b_m = 10$ см (рис.,б).

1.4.3. Розрахункові зусилля

Згинаючий момент посередині прольоту
 $M_w = q_w \cdot l_o^2 / 8 = 0,0654 \cdot 281^2 / 8 = 645,51$ кН · см.

Поперечна скла на підпорі $Q = q_w \cdot l_o / 2 = 0,0654 \cdot 281 / 2 = 9,189$ кН.

1.4.4. Розрахунок поздовжньої арматури

Поперечне ребро армується одним плоским зварним каркасом. Робоча поздовжня арматура класу А-III приймається діаметром більш 10 мм. Мінімальна товщина захисного шару бетону для поздовжньої робочої арматури має бути не менш 15 мм (як для всіх ребер завтовшки менш 250 мм) і не менш діаметра стрижня.

Для визначення робочої висоти перерізу попередньо призначається діаметр поздовжньої робочої арматури $d=14$ мм, захисний шар бетону приймається $a_l=15$ мм, маємо $a_s = a_l + d/2 = 1,5 + 1,4/2 = 2,2$ см, робоча висота перерізу $h_o = h - a_s = 15 - 2,2 = 12,8$ см.

Так як

$M_w = 645,51$ кН · см $< M_f = R_b \cdot b_f \cdot h_f (h_o - 0,5h_f) = 1,95 \cdot 110 \cdot 2,5(12,8 - 0,5 \cdot 2,5) = 3913$ кН · см, межа стисненої зони проходить в полиці таврового перерізу і тому за розрахунковий приймається прямокутний переріз завширшки $b_f=110$ см.

$$\alpha_m = M_w / R \cdot b_f \cdot h_o^2 = 645,51 / 195 \cdot 110 \cdot 12,8^2 = 0,0183 \text{ із табл. [2] } \zeta = 0,99.$$

Потрібна площа перерізу робочої арматури

$$A_{s,req} = M_w / R_s \cdot \zeta \cdot h_o = 645,51 / 36,5 \cdot 0,991 \cdot 12,8 = 1,39$$
 см².

Приймається 1 Ø 14 А-III з $A_s = 1,313$ см² $> A_{s,req} = 1,539$ см².

Коефіцієнт армування (без урахування зв'язів полиці)
 $\mu = A_s / b_m \cdot h_o = 1,539 / 10 \cdot 12,8 = 0,0012 > \mu_{min} = 0,0005$.

1.4.5. Розрахунок поперечної арматури

Довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу
 $c = 2,5h = 2,5 \cdot 12,8 = 32 \text{ см}$.

Для важкого бетону (табл.5 додатку) [7] $\varphi_{b4} = 1,5$.

Гранична поперечна сила на краю похилого перерізу, яку здатне витримати поперечне ребро панелі без участі поперечної арматури
 $Q_b = \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,13 \cdot 10 \cdot 12,8^2 / 32 = 9,98 \text{ кН}$

Так як $Q = 9,189 \text{ кН} \leq Q_b = 9,98 \text{ кН}$, поперечна арматура встановлюється конструктивно.

Поперечні стрижні приймаються діаметром 4 мм класу Вр-І ($A_{sw} = 0,126 \text{ см}^2$; $R_{sw} = 265 \text{ МПа}$).

1.4.6. Конструювання арматурних каркасів

Плоскі арматурні каркаси проміжних поперечних ребер позначаються КР2, середнього і торцевого – КР3. З умови зварюваності при діаметрі поздовжньої арматури 12 мм поперечні стрижні приймаються діаметром 4 мм (табл.7 додатку) [7].

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

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

висота каркасів: КР2 - $a = h - 2a_b = 150 - 2 \cdot 10 = 130 \text{ мм}$;

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

Для поліпшення анкерування робочої поздовжньої арматури плоских каркасів, на їх кінцях приварюються арматурні з класу АШ коротуни завдовжки 60 мм і діаметром 10 мм. Плоскі арматурні каркаси для армування поперечних ребер показано в альбомі креслень.

1.5. Розрахунок поздовжніх ребер

1.5.1. Розрахункова схема

Два поздовжніх ребра панелі разом з плитою удають є згинальний елемент П-образного перерізу. Для зручності розрахунку такий переріз приводиться до еквівалентної таврової форми з полицею у стисненій зоні.

Середня ширина зведеного ребра еквівалентного перерізу (рис.,б)

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

Так як $h_f' = 2,5 \text{ см} < 0,1h = 0,1 \cdot 45 = 4,5 \text{ см}$ ширина стисненої полиці, що вводитьсья в розрахунок приймається $b_f' = 295 \text{ см}$.

За розрахункову схему поздовжніх ребер приймається одно-прольотна балка таврового перерізу, що вільно обпирається на підпори і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

Розрахунковий проліт - відстань між осями підпор, що віддалені від торців панелі на $a=5\text{см}$ (рис.,а) $l_o = l_c - 2a = 1196 - 2 \cdot 5 = 1186\text{ см}$.

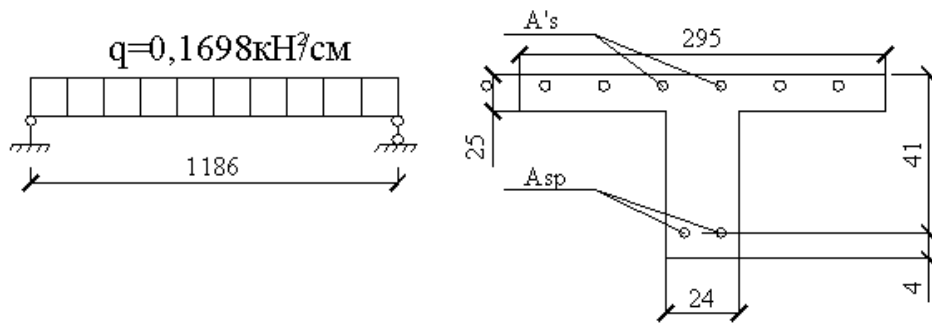


Рис. Розрахункова схема (а) та зведений розрахунковий переріз (б) поздовжніх ребер

1.5.2. Розрахункове навантаження та зусилля

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

Розрахункове повне навантаження (див. табл. підрахунку навантажень)
 $q = pb_n = 6.24 \cdot 3 = 18.72\text{кН / м} = 0,187\text{кН / см}$.

Згинаючий момент посередині прольоту $M = \frac{ql_o^2}{8} = \frac{0,187 \cdot 1186^2}{8} = 3287.18\text{кН} \cdot \text{см}$

Поперечна сила в перерізі біля підпори від повного навантаження

$$Q_{\max} = \frac{ql_o}{2} = \frac{0,187 \cdot 1186}{2} = 110.89\text{кН}.$$

1.5.3. Розрахунок поздовжньої арматури

Попередньо приймається найбільш можливий діаметр попередньо напруженої арматури $d=30\text{ мм}$ (на запас). Приймаючи до уваги мінімальну товщину захисного шару бетону $a_l=25\text{ мм}$ (див. рис.,б), отримуємо

$a_{sp} = a_l + d / 2 = 2,5 + 3 / 2 = 4\text{см}$, тоді робоча висота перерізу

$$h_0 = h - a_{sp} = 45 - 4 = 41\text{см}.$$

В стисненій зоні зведеного таврового перерізу розміщені поздовжні стрижні сітки С1 та монтажні стрижні плоских арматурних каркасів поздовжніх ребер.

Загальна площа перерізу арматури $20\text{Ø}4$ та $2\text{Ø}5$ в стисненій зоні зведеного ребра $A'_s = 2.91\text{см}^2$.

Так як $M_f = R_b \cdot b_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5h_f) + R_{sc} \cdot A'_s (h_0 - a'_s) =$
 $= 1,95 \cdot 295 \cdot 2,5(41 - 0,5 \cdot 2,5) + 36,5 \cdot 2,9(41 - 1,3) = 61367\text{кН} \cdot \text{см} > M = 32879.18\text{кН} \cdot \text{см}$

межа стисненої зони проходить в полиці і площа перерізу попередньо напруженої арматури визначається як для прямокутного перерізу завширшки $b_f' = 295 \text{ см}$.

$$\text{Визначається значення } \alpha_m = M / R \cdot b_f' \cdot h_0^2 = 32879.18 / 1,95 \cdot 295 \cdot 41^2 = 0,034.$$

Із таблиці 6 [7] для арматури класу Вр-II та важкого бетону класу В35 знаходимо $\xi_r = 0,48$. Із табл.9 [7] для $\alpha_m = 0,034$ $\xi = 0,04$ та $\zeta = 0,98$.

Так як $\xi = 0,037 < \xi_r = 0,46$, стисненої арматури, що є достатньо для перерізу, додаткова стиснена арматура за розрахунком не потрібна.

$$\text{Так як } 0,5 \xi_r = 0,5 \cdot 0,48 = 0,24 > \xi = 0,04, \gamma_{s6} = \eta = 1,15.$$

Враховуючи арматуру плоских каркасів $2 \text{ } \varnothing 5$ Вр-I з $A_s = 0,393 \text{ см}^2$ ($R_s = 360 \text{ МПа}$), потрібна площа перерізу попередньо напруженої арматури $A_{sp,req} = (M - R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0) / \gamma_{s6} \cdot R_{sp} \cdot \zeta \cdot h_0 =$
 $= (32879.18 - 36 \cdot 0,393 \cdot 0,982 \cdot 41) / 1,68 \cdot 105,5 \cdot 0,985 \cdot 41 = 7 \text{ см}^2$, приймається $2 \text{ } \varnothing 22$ А-V із $A_{sp} = 7,6 \text{ см}^2$.

Попередньо напружена арматура розміщується по 14 стержнів в кожному поздовжньому ребрі.

1.5.4. Розрахунок поперечної арматури

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

$$\alpha_p = E_{sp} / E_b = 190000 / 34500 = 5,50.$$

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

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha_p \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 5,5 \cdot 0,001 = 1,027 < 1,3.$$

Коефіцієнт, що враховує міцність та вид бетону $\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 19,5 = 0,8$.

Так як $0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b_m \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,027 \cdot 0,8 \cdot 1,95 \cdot 24 \cdot 41 = 472,94 \text{ кН} > Q_{\max} = 110,89 \text{ кН}$, міцність поздовжніх ребер на дію поперечної сили по похилій смузі між похилими, тріщинами забезпечена, тобто прийняті розміри поперечного перерізу поздовжніх ребер достатні.

Значення попереднього напруження без урахування втрат (див. п.1.1) $\sigma_{sp} = 119,5 \text{ кН} / \text{см}^2$. Орієнтовно значення сумарних втрат попереднього напруження приймається $\sigma_{los} = 100 \text{ МПа} = 10 \text{ кН} / \text{см}^2$.

Коефіцієнт точності натягнення арматури для електротермічного (електротермомеханічного, механічного) способу натягнення арматури $\gamma_{sp} = 0,9$.

Орієнтовне значення зусилля попереднього обтиснення з урахуванням усіх втрат (без урахування ненапруженої арматури) $P = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp} = 0,9 \cdot (72 - 10) \cdot 7,6 = 424,08 \text{ кН}$.

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

$$\varphi_n = 0,1P / R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0 = 0,1 \cdot 424,08 / 0,125 \cdot 25,5 \cdot 41 = 0,32 \geq 0,5,$$

Якщо виявиться, що $\varphi_n > 0,5$, то φ_n приймається рівним 0,5, отже $\varphi_n = 0,5$.

Довжина проєкції найбільш небезпечного похилого перерізу $c = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 41 = 103 \text{ см}$.

Для важкого бетону (табл.5 додатку) [7]: $\varphi_{b3} = 0,6$; $\varphi_{b4} = 1,5$.

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

$$Q_b = \varphi_{b4}(1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0^2 / c = \frac{1,5(1 + 0,5) \cdot 0,125 \cdot 25,5 \cdot 41^2}{103} = 117,04 \text{ кН}.$$

Так як значення Q_b повинно бути не менш $Q_{b,\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0 =$
 $= \frac{0,6(1 + 0,5) \cdot 0,125 \cdot 25,5 \cdot 41}{103} = 46,81 \text{ кН}$, приймається $Q_b = 117,04 \text{ кН}$.

Рівномірно розподілене навантаження з урахуванням еквівалентного тимчасового навантаження

$$q_1 = (q + v/2)b_n = (4,14 + 2,10/2) \cdot 3 = 155 \text{ кН/м} = 0,155 \text{ кН/см}.$$

Поперечна сила на краю похилого перерізу, який починається від підпори і має довжину $c = 103 \text{ см}$: $Q = Q_{\max} - q_1 c = 110,89 - 0,155 \cdot 103 = 94,33 \text{ кН}$.

Так як $Q = 94,33 \text{ кН} \leq Q_b = 46,81 \text{ кН}$, поперечна арматура встановлюється конструктивно.

1.5.5. Конструювання плоских арматурних каркасів

В кожному поздовжньому ребрі устанавлюється по одному плоскому арматурному каркасу, які позначаються КР1. Каркаси виготовляються із дротової арматури класу Вр-І, поздовжні стрижні приймаються діаметром 5 мм, поперечні - 4 мм.

Крок поперечних стрижнів на кінцевих ділянках каркасу (на відстані $l_n/4 = 12/4 = 3 \text{ м}$ від кожної підпори) $S_1 = h/2 = 45/2 = 22,5 \text{ см} > 15 \text{ см}$, приймається $S_1 = 15 \text{ см}$.

Крок поперечних стрижнів в середній частині каркасу $S_2 = (3/4)h = (3/4) \cdot 45 = 33,7 \text{ см}$, приймається $S_2 = 30 \text{ см}$.

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

Довжина каркасу КР1 $l_1 = 11960 - 180 \cdot 2 = 11600 \text{ мм}$;

висота каркасу (з урахуванням захисного шару бетону $a_b = 10 \text{ мм}$)

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

Арматурний каркас поздовжнього ребра панелі КР1 наведений в альбомі.

1.6. Конструктивне армування панелі

Кінці поздовжніх ребер панелі додатково армуються поперечною арматурою у вигляді зігнутих зварних сіток С2, які охоплюють всі поздовжні та поперечні стрижні прикінцевих ділянок каркасів КР1 (див. альбом креслень). Додаткова сітка С2 проєктується з дротової арматури класу Вр-І, діаметр

поздовжніх і поперечних стрижнів 4 мм, їх крок 100 мм. Довжина сітки С2 приймається 460 мм.

Довжина ділянки, де розміщується сітка С2 має бути при використанні дрової попередньо напруженої арматури не менш $80d=80\cdot 5=400$ мм, приймаємо 400 мм.

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

Вути панелі армуються сітками С4 та С5 із дрової арматури класу Вр-І діаметром 3 або 4 мм. В кутах панелі розміщуються закладні деталі (креслення сіток наведені в альбомі креслень).

1.7. Розрахунок монтажних петлів

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

Характеристичне навантаження від власної ваги панелі з урахуванням коефіцієнта динамічності вважається розподіленим тільки на три петлі. Діаметр стрижня петлі d підбирається за зусиллям, що припадає на петлю.

Для панелі в із важкого бетону діаметр стрижня петлі приймається $d=20$ мм, виступаюча над бетоном частина петлі $h=80$ мм, радіус закруглення $R=30$ мм.

Мінімальна глибина запуску петлі у бетон $h_b = 15d = 15 \cdot 20 = 300$ мм, приймається $h_b = 300$ мм.

Мінімальна довжина анкетування петлі $l_{an} = 25d = 25 \cdot 25 = 625$ мм.

Висота петлі $h_p = h + h_b = 100 + 320 = 420$ мм.

Будова монтажної петлі наведена в альбомі.

1.8. Геометричні характеристики поперечного перерізу панелі

Значення геометричних характеристик поперечного перерізу потрібні для розрахунку панелі за граничними станами другої групи - визначення тріщин та прогину.

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

Для визначення геометричних характеристик використовується еквівалентний переріз з урахуванням поздовжньої арматури, що прийнята за розрахунком міцності

Рис. До визначення геометричних характеристик поперечного перерізу поздовжніх ребер

1 - верхня ядрова точка; 2 - центр ваги зведеного перерізу; 3 - нижня ядрова точка

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

$$\text{Із розрахунку міцності (див.п.1.5): } A_{sp} = 7,6 \text{ см}^2; A_s = 0,393 \text{ см}^2; A'_s = 2,91 \text{ см}^2.$$

Загальна площа перерізу арматури, що перетинає еквівалентний переріз

$$A_{s,tot} = A_{sp} + A_s + A'_s = 7,6 + 2,1 + 0,393 = 10,903 \text{ см}^2$$

Коефіцієнти зведення для напруженої та ненапруженої арматури:

$$\alpha_p = E_{sp} / E_b = 190000 / 34500 = 5,50;$$

$$\alpha_s = E_s / E_b = 170000 / 34500 = 4,92$$

Площа зведеного перерізу

$$A_{red} = A + \alpha_p A_{sp} + \alpha_s (A_s + A'_s) = 11757,5 + 5,5 \cdot 7,6 + 4,92 \cdot (0,393 + 2,91) = 1807,32 \text{ см}^2.$$

Статичний момент бетонного перерізу щодо нижньої грані панелі

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

Статичний момент зведеного перерізу щодо нижньої грані

$$S_{red,inf} = S_{inf} + \alpha_p \cdot A_{sp} \cdot a_{sp} + \alpha_s [A_s a_s + A'_s (h - a'_s)] =$$

$$= 53940 + 6,2 \cdot 5,5 \cdot 7,6 \cdot 4 + 4,72[(0,393 \cdot 2,5 + 2,91(45 - 1,3))] = 54712,7 \text{ см}^3$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до нижньої та верхньої граней

$$y_0 = S_{red,inf} / A_{red} = 54712,7 / 1807,32 = 30,27 = 30,3 \text{ см};$$

$$y'_0 = h - y_0 = 45 - 30,3 = 14,7 \text{ см}.$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до центрів ваги розтягнутої та

$$y_{sp} = y_0 - a_{sp} = 30,3 - 4 = 26,3 \text{ см};$$

стисненої арматури: $y_s = y_0 - a_s = 30,3 - 2,5 = 27,8 \text{ см};$

$$y'_s = y'_0 - a'_s = 1,7 - 1,3 = 13,4 \text{ см}.$$

Момент інерції бетонного перерізу щодо центра ваги зведеного перерізу

$$I = b'_f (h'_f)^3 / 12 + b'_f \cdot h'_f (y'_0 - 0,5h'_f)^2 + b_m (h - h'_f)^3 / 12 + b_m (h - h'_f) [y_0 - 0,5(h - h'_f)]^2 =$$

$$= 295 \cdot 2,5^3 / 12 + 295 \cdot 2,5(30,3 - 0,5 \cdot 2,5)^2 + 24(45 - 2,5)^3 / 12 + 24(45 - 2,5)[30,3 - 0,5(45 - 2,5)]^2 =$$

$$= 776440,6 \text{ см}^4.$$

Момент інерції зведеного перерізу щодо цього центра ваги

$$I_{red} = I + \alpha_p \cdot A_{sp} \cdot y_{sp}^2 + \alpha_s [A_s \cdot y_s^2 + A'_s (y'_s)^2] =$$

$$= 776440,6 + 5,5 \cdot 7,6 \cdot 26,3^2 + 4,92[0,393 \cdot 27,7^2 + 2,91 \cdot 13,4^2] = 809386,3 \text{ см}^4.$$

Момент опору зведеного перерізу щодо нижньої розтягнутої грані

$$W_{red,inf} = I_{red} / y_0 = 809386,3 / 30,3 = 26712,41 \text{ см}^3.$$

Момент опору зведеного перерізу щодо верхньої стисненої грані

$$W_{red,sup} = I_{red} / y'_0 = 809386,3 / 14,7 = 55060,29 \text{ см}^3.$$

Пружно-пластичний момент опору зведеного перерізу щодо нижньої розтягнутої грані з урахуванням не пружних деформацій бетону

$$W_{pl,inf} = 1,5 \cdot 26712,41 = 40068,61 \text{ см}^3.$$

Так як $b'_f / b_m = 295 / 24 = 12,3 > 2$ та $h'_f / h \geq 0,06 < 0,2$, приймається $\gamma = 1,5$.

Пружно-пластичний момент опору зведеного перерізу щодо верхньої грані під час обтиснення панелі з урахуванням не пружних деформацій бетону (полиця в розтягненій зоні)

$$W_{pl,sup} = \gamma W_{red,sup} = 1,5 \cdot 55060,29 = 82590,43 \text{ см}^3.$$

1.9. Розрахунок з утворення нормальних тріщин

Оскільки до тріщиностійкості панелі ставиться вимоги 3-ї категорії, тобто розкриття тріщин дозволяється, розрахунок з утворення тріщин виконується для з'ясування потреби розрахунку з розкриття тріщин та установлення випадку для розрахунку прогину (з тріщинами або без тріщин в розтягненій зоні).

В розрахунку з утворення тріщин приймаються: коефіцієнт точності натягнення арматури $\gamma_{sp} = 1$ та коефіцієнт надійності з навантаження $\gamma_f = 1$.

1.9.1. Утворення верхніх початкових тріщин в стадії виготовлення

Максимальні напруження в стиснутім бетоні (на краю нижньої грані перерізу) від дії зусилля P_1 в стадії виготовлення з урахуванням моменту $M_c = 10773,69 \text{ кН} \cdot \text{см}$ від власної ваги панелі

$$\sigma_{bp1} = P_1 / A_{red} + (P_1 \cdot e_{op1} - M_c) / W_{red,inf} = 525,62 / 1807,32 + (525,62 \cdot 26,3 - 10773,69) / 26712,41 = 0,40 \text{ кПа}$$

Для передаточної міцності бетону $R_{bp} = 19,5 \text{ МПа}$, за інтерполяцією табличних даних (табл.1) із [7] між класами В25 приймається $R_{bp,ser} = 0,7 \cdot 29 = 20,3 \text{ МПа}$; $R_{btp,ser} = 1,47 \text{ МПа}$.

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{bp1} / R_{bp,ser} = 1,6 - 0,40 / 20,3 = 0,03 > 1, \text{ приймається } \varphi = 1.$$

Коефіцієнт φ має бути не менш 0,7 та не більш 1.

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

$$r_{inf} = \frac{\varphi \cdot W_{red,sup}}{A_{red}} = \frac{1 \cdot 55060,29}{1807,32} = 30,46 \text{ см}.$$

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

$$M_{r,ser} = M_c - P_1(e_{op1} - r_{inf}) = 10773,69 - 525,62(26,3 - 30,46) = 12960,27 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Згинаючий момент, що здатний сприймати переріз під час утворення тріщин

$$M'_{crc} = R_{btp,ser} \cdot W_{pl,sup} = 1,47 \cdot 82590,43 = 121407,93 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Так як $M_{r,ser} = 12960,27 \text{ кН} \cdot \text{см} < M'_{crc} = 12140,793 \text{ кН} \cdot \text{см}$, верхні початкові тріщини в стадії виготовлення панелі не утворюються.

1.9.2. Утворення нижніх тріщин в стадії експлуатації

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

$$q_{ser} = p_s \cdot b_n = 5,1 \cdot 3 = 15,3 \text{ кН} / \text{м} = 0,153 \text{ кН} / \text{см}.$$

Розрахунковий момент від повного навантаження:

$$M_{ser} = q_{ser} l_o^2 / 8 = 15.3 \cdot 1186^2 / 8 = 26765.22 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

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

$$q_{l,ser} = p_{ls} \cdot b_n = 5.66 \cdot 3 = 16.98 \text{кН} / \text{м} = 0,1698 \text{кН} / \text{см}.$$

Розрахунковий момент від тривалого навантаження

$$M_{l,ser} = q_{l,ser} l_o^2 / 8 = 0,1698 \cdot 1186^2 / 8 = 29855 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

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

$$\begin{aligned} \sigma'_{bp2} &= P_2 / A_{red} + (M_{ser} - P_2 \cdot e_{02}) / W_{red,sup} = \\ &= 414.45 / 1807.32 + (29855 - 414.455 \cdot 28.57) / 55060.29 = 0.07 \text{кН} / \text{см}^2. \end{aligned}$$

$$\varphi' = 1,6 - \sigma'_{bp2} / R_{b,ser} = 1,6 - 0,07 / 2,9 = 1,57 > 1, \text{ приймається } \varphi' = 1.$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки, що найбільш віддалена від розтягнутої зони перерізу - верхня ядрова відстань

$$r_{sup} = \varphi' \cdot W_{red,inf} / A_{red} = 1 \cdot 26712.41 / 1807.32 = 14.78 \text{см}.$$

Ядровий момент зусилля обтиснення

$$M_{rp} = P_2 (e_{op2} + r_{sup}) = 414.5(28.57 + 14.78) = 17866.40 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

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

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl,inf} + M_{rp} = 0.55 \cdot 40068.61 + 17966.40 = 14509.44 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

Так як

$$M_{ser} = 29765.22 \text{кН} \cdot \text{см} > M_{crc} = 14509.44 \text{кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{l,ser} = 26765.22 \text{кН} \cdot \text{см} < M_{crc} = 14509.44 \text{кН} \cdot \text{см},$$

нижні короточасні тріщини в стадії експлуатації утворюються, нижні тривалі тріщини також утворюються, розрахунок з визначення ширини розкриття нижніх тріщин в стадії експлуатації потрібен.

Приклад 4. Розрахунок з утворення в стадії експлуатації нормальних тріщин в розтягненій зоні поздовжніх ребер при відсутності верхніх початкових тріщин. Вихідні дані: $A_{red} = 1808 \text{см}^2$; $P_2 = 414.45 \text{кН}$; ексцентриситет $e_{02} = 27.4 \text{см}$; момент опору зведеного перерізу: $W_{red,sup} = 55060.29 \text{см}^3$, $W_{red,inf} = 26612 \text{см}^3$, $W_{pl,inf} = 40068.61 \text{см}^3$;

Потрібно визначити чи утворюються нормальні тріщини в розтягненій зоні та встановити необхідність розрахунку з їх розкриття, якщо вони утворюються.

$$q_{ser} = \rho_s \cdot b_n = 5.66 \cdot 3 = 1698 \text{кН} / \text{м} = 0,168 \text{кН} / \text{см}.$$

Розрахунковий момент від повного навантаження

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot l_0^2 / 8 = 0.168 \cdot 1186^2 / 8 = 25539 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

$$q_{l,ser} = \rho_{ls} \cdot b_n = 3.84 \cdot 3 = 11.52 = 0.115 \text{кН} / \text{см}.$$

Розрахунковий момент від тривалого навантаження

$$M_{l,ser} = q_{l,ser} \cdot l_0^2 / 8 = 0.115 \cdot 1186^2 / 8 = 20220 \text{кН} \cdot \text{см}.$$

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

$$\sigma_{bp2} = \frac{P_2}{A_{red}} + (M_{ser} - P_2 e_{02}) / W_{red, sup} =$$

$$= 415 / 1808 + (29593 - 415 * 27,4) / 55060 = 0.56 \text{ кН/см}^2.$$

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{bp2} / R_{b, ser} = 1,6 - 0.56 / 2.35 = 1.36 > 1,$$

приймається $\varphi = 1$.

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки, що найбільш віддалена від розтягнутої зони - верхня ядрова відстань

$$r_{sup} = \varphi \cdot W_{red, inf} / A_{red} = 1 * 26612 / 1808 = 14.74 \text{ см.}$$

Ядровий момент зусилля обтиснення

$$M_{rp} = P_2 (e_{op2} + r_{sup}) = 415 * (27.4 + 14.71) = 17476 \text{ кН*см.}$$

Згинаючий момент, що сприймається нормальним перерізом під час утворення тріщин - момент тріщино-утворення.

$$M_{crc} = R_{bt, ser} \cdot W_{pl, inf} + M_{rp} = 0.23 * 40068 + 17476 = 26691 \text{ кН*см.}$$

Так як

$$M_{ser} < M_{crc} = 25539 < 26691 \text{ кН*см;}$$

$$M_{l, ser} = 20220 \text{ кН*см} < M_{crc} = 26691 \text{ кН*см,}$$

нормальні тріщини в розтягненій зоні (а ні короточасні, ні тривалі) не утворюються. Розрахунок з розкриття тріщин не потрібен.

1.10.3. РОЗРАХУНОК З РОЗКРИТТЯ НОРМАЛЬНИХ ТРІЩИН

Визначення ширини розкриття верхніх початкових тріщин, що утворюються під час виготовлення

Ширина розкриття тріщин визначається в найбільш небезпечному перерізі в місці закріплення монтажних петлів, що на відстані $l = 80$ см від торця панелі. Момент в цьому перерізі від власної ваги панелі з урахуванням коефіцієнта динамічності

$$M = 1,4 \cdot q_w \cdot l^2 / 2 = 0.065 \cdot 80^2 / 2 = 291 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Ексцентриситет стискуючого зусилля

$$e_{sp1} = e_{op1} + y_s = 36.38 + 13.4 = 39.78 \text{ см}$$

Замінюючий момент

$$M_s = P_1 \cdot e_{sp1} + M_w = 471,4 * 42,86 + 245 = 20449 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$e_{stor1} = M_s / P_1 = 21533.6 / 534.5 = 40.32 \text{ см}$$

Приймається

$$z = 0.97 e_{stor1} = 0.97 \cdot 40.32 = 39.11 \text{ см}$$

Приріст напруження в арматурі

$$\sigma_s = (P_1 (e_{sp} - z) + M_w) / A_s z = (538.5 (40.32 - 39.11) + 291) / 0.895 * 39.11 =$$

$$= 129.6 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Приймається дротова арматура періодичного профілю

Робоча висота перерізу

$$h_0 = h - a_s = 45 - 1.3 = 43.7 \text{ см}$$

1.10.4. РОЗРАХУНОК З РОЗКРИТТЯ ПОХИЛИХ ТРІЩИН

Розрахунок виконується з метою визначення чи утворюються похилі тріщини та установлення потреби в розрахунку з розкриття тріщин.

Поперечна сила від повного навантаження в підпорному перерізі

$$Q_{ser} = q_{ser} l_0 / 2 = 0,168 \cdot 1186 / 2 = 99,6 \text{ кН}$$

Приймається ширина обпирання панелі $l_q = 12$ см (.відстань від торця панелі до краю грані підпори).

Попередні. напруження в арматурі з урахуванням втрат $\sigma_1 \dots \sigma_5$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 = 74,6 - 2,17 = 72,43 \text{ кН / см}^2$$

Довжина зони передачі напружень для арматури $< l = 22$ мм, що напружується без анкерів

$$l_p = (w_p \sigma_{sp1} / R_{bp} + \lambda_p) d = (0,25 \cdot 732,43 / 2,35 + 10) 2,2 = 39$$

Зусилля обтиснення в перерізі 1-1

$$P_{2,I} = P_2^x (l_x / \lambda_p) = 228 (12 / 41,8) = 65,45 \text{ кН}$$

Для перерізу II-II, $l_x = l_p$, $P_{2,II} = 228 \text{ кН}$.

Нормальні напруження на рівні центра ваги зведеного перерізу панелі (.тобто при $y = 0$):

$$\sigma_{x,I} = P_{2I} / A_{red} = 64,45 / 1808 = 0,0362 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_{x,II} = P_{2II} / A_{red} = 228 / 1808 = 0,126 \text{ кН / см}^2$$

Статичний момент зведеної площі частини перерізу, що знаходиться вище за центр ваги перерізу, відносно осі, яка проходить через отой центр

$$S'_{red} = b'_f h'_f (h - y_0 - h'_f / 2) + (h - y_0 - h'_f) b'_m + \alpha_s A'_s (h - y_0 - a'_s) =$$

$$54 \cdot 2,5 (45 - 30,3 - 2,5 / 2) + (45 - 30,3 - 2,5) 24 + 5,23 \cdot 0,895 \cdot$$

$$* (45 - 30,3 - 1,3) = 2166 \text{ см}^3$$

Для перерізу 1-1 (не беручи до уваги незначну відстань $x = 7$ см від осі до грані підпори) приймається $Q_{ser} = Q_1 = 64,637 \text{ кН}$

Відстань від краю панелі до осі підпори 5 см. Переріз II-II від-дален від осі підпори на відстань,

$$x_2 = l_p - 5 = 39 - 5 = 34 \text{ см}$$

Розрахункове розподілене навантаження з урахуванням еквівалентного тимчасового навантаження

$$q_{q,ser} = (g_s + V_s / 2) b_n = (3,66 + 2,004 / 2) 3 = 0,139 \text{ кН / см}$$

для перерізу II-II

$$Q_{II} = Q_{ser} - q_{1,ser} x_2 = 99,6 - 0,13 \cdot 34 = 98,87 \text{ кН}$$

Дотичні напруження в перерізах 1-1 та II-II:

$$\tau_{xy,I} = Q_I S'_{red} / I_{red} b_m = 99,61 \cdot 2166 / 809386 \cdot 24 = 0,0001110 \text{ кН / см}^2$$

$$\tau_{xy,II} = Q_{II} S'_{red} / I_{red} b_m = 98,87 \cdot 2166 / 809386 \cdot 24 = 0,0001102 \text{ кН / см}^2$$

Для перерізу I-I:

$$x_1 = 7 \text{ см}$$

$$y_1 = 30,3 \text{ см}$$

$$d_1 = x_1 / h = 7 / 45 = 0,16 \text{ см}$$

$$\beta_1 = y_1 / h = 30.3 / 45 = 0.67 \text{ см}$$

$$\sigma_{yI} = \varphi_y Q_I / b_m h = 0.74 \cdot 64.63 / 24 \cdot 45 = 0.0442 \text{ кН / см}^2$$

Для перерізу II-II

$$\alpha_{II} = x_2 / h = 1.99 > 0.7$$

напруження = 0.

Головні розтягуючі та головні стискуючі напруження в бетоні :

Переріз I-I

$$\sigma_{m(mc)I} = - + (\sigma_{xI} + \sigma_{yI}) / 2 + \sqrt{((\sigma_{xI} \sigma_{yI}) / 2)^2 + \tau_{xy,I}^2} = \text{кН / см}^2$$

$$\sigma_{m,I} = -(0.0362 + 0.035) / 2 + \sqrt{((0.0362 \cdot 0.035) / 2)^2 + 0.0362^2} =$$

$$-(0.0365 + 0.0362) \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_{mc,I} = 0.06 \text{ кН / см}^2$$

Переріз II-II

$$\sigma_{m(mc)II} = - + 7 \sigma_{xII} / 2 + \sqrt{(\sigma_{xII} / 2)^2 + \tau_{xy,II}^2}$$

$$\sigma_{m,II} = - + (\sigma_{xI} + \sigma_{yI}) / 2 + \sqrt{((\sigma_{xI} \sigma_{yI}) / 2)^2 + \tau_{xy,I}^2} = 0.68 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_{mc,II} = - + (\sigma_{xI} + \sigma_{yI}) / 2 + \sqrt{((\sigma_{xI} \sigma_{yI}) / 2)^2 + \tau_{xy,I}^2} = 1.94 \text{ кН / см}^2$$

Так як для обох перерізів:

$$0.5 \cdot R_{bser} = 0.5 \cdot 25.2 = 12.5 \text{ МПа} > \sigma_{mcl} = 0.74 \text{ МПа}$$

$$0.5 \cdot R_{bser} = 12.6 = 14.5 \text{ МПа} > \sigma_{mcII} = 1.94 \text{ МПа}$$

Так як

$$\gamma_{b4} R_{bser} = 1 \cdot 1.8 = 1.8 \text{ МПа} > \sigma_{mII} = 0.006 \text{ МПа к}$$

$$\gamma_{b4} R_{bser} = 1.8 = 2.10 \text{ МПа} > \sigma_{mIII} = 0.68 \text{ МПа}$$

Розрахунок з розкриття тріщин не потрібен

1.10. Розрахунок прогину панелі

Площа перерізу всієї поздовжньої арматури в стисненій зоні перерізу (25 $\varnothing 4$, та 2 $\varnothing 5$) $A'_s = 2.9 \text{ см}^2$.

$$\mu \cdot \alpha_p = 0.00812 \cdot 5.85 = 0.05;$$

$$\varphi_f = [(b'_f - b_m) h'_f + \alpha_s \cdot A'_s / 0.3] / b_m \cdot h_0 = [(295 - 24) 2.5 + 5.23 \cdot 2.9 / 0.3] / 24 \cdot 41 = 0.7$$

Із табл.8 [7] для найближчих значень $\mu \cdot \alpha_p$ та φ_f знаходимо $\lambda_{lim} = 12.5$.

Так як $l_0 / h_0 = 1186 / 41 = 28.9 > \lambda_{lim} = 11$, розрахунок з прогину панелі потрібен.

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

Так як розрахунком з утворення нормальних тріщин встановлено, що в розтягнутій зоні панелі тріщини не утворюються, прогин визначаємо як для суцільного тіла.

Коефіцієнт, що враховує вплив короткочасної повзучості бетону на деформації елемента без тріщин $\varphi_{b1} = 0.85$.

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

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

$$(I/r)_2 = M_{l,ser} \cdot \varphi_{b2} / \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red} = 17054.98 \cdot 2 / 0.85 \cdot 889553.27 \cdot 3600 = 1.25 \cdot 10^{-5} (1/\tilde{n}\tilde{i})$$

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

$$(I/r)_3 = P_2 \cdot e_{op2} / \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red} = 915.33 \cdot 26.9 / 0.85 \cdot 889553.27 \cdot 3600 = 0.9 \cdot 10^{-5} (1/\tilde{n}\tilde{i})$$

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

$$\varepsilon_b = \sigma_{sb} / 2 \cdot 10^5 = 0.68 + 5 + 2.26 = 8.24$$
$$\varepsilon_b' = \sigma_{sb} / s = 8.24 / 20000 = 4.12 \cdot 10^{-2}$$

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

$$(I/r)_4 = (\varepsilon_b - \varepsilon_b') h_0 = (56.05 - 33.05) \cdot 10^{-5} / 41 = 0.56 \cdot 10^{-5} (1/cm)$$

Оскільки

$$(I/r)_3 + (I/r)_4 = 1.46 \cdot 10^{-5} < \varphi_{b2} \cdot (I/r)_3 = 1.8 \cdot 10^{-5} (1/cm)$$

Приймається

$$(I/r)_3 + (I/r)_4 = 1.8 \cdot 10^{-5} (1/cm)$$

Повна кривизна посередині прольоту панелі:

$$(I/r)_{tot} = (I/r)_2 - ((I/r)_3 + (I/r)_4) = 0.55 \cdot 10^{-5} (1/cm)$$

Прогин панелі

$$f = 0.104 \cdot (I/r)_{tot} \cdot l_0^2 = 0.104 \cdot 6.31 \cdot 10^{-5} \cdot 1186^2 = 4.65(cm) < f_{lim} = 4.74(cm)$$

Прогин панелі, менше гранично допустимого.

1.13. Розрахунок панелі в стадії виготовлення, транспортування та монтажу

Навантаження на панель від власної ваги s з урахуванням коефіцієнта динамічності

$$q_d = 1.4c_n b_n = 1.4 \cdot 2.05 \cdot 3 = 0.0861 kH/cm$$

Повне розрахункове навантаження на панель в стадії експлуатації, так як

$$q_d = 1.4c_n b_n = 0.0861 kH/cm < q = 0.12 kH/cm$$

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

Розрахунок панелі в стадії виготовлення транспортування та монтажу полягає в перевірці міцності тріщиностійкості в місцях розміщення монтажних петлів, де виникають від'ємні моменти, що підсумовуються з моментами від дії сил попереднього обтиснення..

Перевірка міцності

Перевіряється міцність перерізу при позацентровому стисненні .

Для попередньо напруженої арматури, що натягується механічним способом

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,1 \text{кН} / \text{см}$$

Коефіцієнт точності натягнення арматури

$$\gamma_{sp} = I + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1$$

Втрати попереднього напруження в арматурі під час досягнення бетоном стисненої зони граничного стану

Зусилля в арматурі , що напружується

$$N_{con} = (\gamma_{sp} \sigma_{sp1} - \sigma_{los.c}) A_{sp} = (1,1 \cdot 69,3 - 33) \cdot 7,6 = 328 \text{кН}$$

Найневигідніший момент від ваги панелі, що розтягує верхню грань на відстані $l_0 = 80$ см від торця під час піднімання панелі

$$M_{\alpha} = q_d l_c^2 / 2 = 0,0861 \cdot 80^2 / 2 = 276 \text{кНсм}$$

$$R_{bp} = 1,2 \cdot 1,95 = 2,34 \text{кН} / \text{см}^2$$

Висота стисненої зони

$$x = (N_{con} + R_s A_s) / R_{bp} b_m = (328 + 36,5 \cdot 2,9) / 2,34 \cdot 24 = 7,73 \text{см}$$

Ексцентриситет поздовжнього зусилля

$$e = h_{01} - a'_{sp} + M_d / N_{con} = 43,7 - 4 + 276 / 328 = 40,5 \text{см}$$

Міцність панелі в стадії виготовлення.

$$M_{adm} = R_{bp} b_m x (h_0 - 0,5x) = 2,3424 \cdot 7,73 \cdot (43,7 - 0,5 \cdot 7,73) = 173000 \text{кНсм}$$

Так як

$$N_{con} e = 328 \cdot 40,5 = 133000 \text{кНсм} < M_{adm} = 173000 \text{кНсм}$$

міцність панелі в стадії виготовлення, транспортування та монтажу забезпечена.

Перевірка тріщиностійкості

Перевіряється утворення тріщин в верхній зоні панелі там, де розміщені монтажні петлі. Такі перерізи є найбільш небезпечні під час піднімання панелі.

Навантаження на панель від дії власної вага (без урахування коефіцієнта динамічності)

$$q_w = c_n b_n = 2,05 \cdot 3 = 6,15 = 0,0615 \text{кН} / \text{см}$$

Від'ємний момент від ваги панелі на відстані $l_c = 80$ см від торця

$$M_w = q_w l_c^2 / 2 = 0,0615 \cdot 80^2 / 2 = 49,2 \text{кНсм}$$

Обчислюються:

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{bp1} / R_{bp,ser} = 1,6 - 1,43 / 1,46 = 0,62 > 0,7$$

приймається $\varphi = 1$

$$r_b = \varphi \cdot r_{inf} = 0,7 \cdot 8,77 = 6,14 \text{см}$$

Момент від власної ваги та зусилля попереднього обтиснення

$$M_1 = P_1 (e_{op1} - r_b) + M_w = 534,5 (26,38 - 6,14) + 49,2 = 10868 \text{кНсм}$$

Так як

$$R_{btp,ser} W_{pl,sup} = 0,138 \cdot 82590 = 9835,54 \text{кНсм} > M_1 = 10868 \text{кНсм}$$

В місцях розміщення монтажних петлів, під час підймання панелі, тріщини не утворюються. Таким чином, умови роботи панелі під час виготовлення, транспортування та монтажу не потребують додаткового армування у порівнянні з роботою в стадії експлуатації.

Розділ Організаційно технологічний
Специфікація збірних конструкцій

Таблиця 1

№ п / п	Назва елементів	Марка елемент а	Кількість шт.	Розміри, м.			Об'єм, м ³		Маса, т		
				довжина	ширина	товщина	одного елемента	усіх	одного елемента	усіх	
1	Колони крайнього ряду	2К108-6 1КД168	36	11	70	40	2,96	106,5	7,4	266,4	
				85				0			6
				0				0			175,7
				18				13			6
2	Колона середнього ряду	2КД168	21	18	19	60	10,1	212,9	25,4	533,4	
				15				0			4
				0				0			
				0				0			
3	Фахверкові колони	2КФ- 117-1 9КФ175- 1	2	11	40	30	1,4	2,8	3,51	7,02	
				0				0			3,8
				17				60			533,4
				50				0			9,51
4	Підкранова балка 6м	БКНВ6- 3С	56	5,9	0,6	1,0	1,66	92,96	4,2	235,2	
				5							
5	Підкранова балка 12м	БКНВ6- 2С	36	11,	1,4	0,6	4,63	166,6	11,7	421,2	
				95				5			8
6	Підкровоквяна ферма 12м	ФП-12	12	12	3,4	0,5	3,75	45	9,4	112,8	
7	Кровляна балка 12м	1БДР12- 1	18	11,	0,2	1,3	1,9	136,8	4,7	84,6	
				96				4			9
8	Кровляна ферма 18м	ФС18-18	52	18	0,2	2,4	3,11	161,7	7,8	405,6	
								5			2
9	Плити покриття 6м	ПНС- 1...4	35	5,9	2,9	0,3	1,07	428	2,3	920	
				7				6			
10	Фундаментні балки 6м	ФБ6-41	54	5,0	0,2	0,3	0,27	14,58	0,7	37,8	
				5							
11	Стінові панелі 6х1,2м	ПСЛ16	79	6	0,2	1,2	1,7	1346,	1,9	1504,8	
				2				4			4
12	Стійки воріт	СВ	12	3,6	0,4	0,4	0,57	6,91	1,44	17,28	
											6
13	Ригелі воріт	РВ	6	4,4	0,4	0,7	1,23	7,39	3,08	18,48	
											2
Взагалі:			15				3437,		5270,		
			03				9		26		

2 Визначення обсягів монтажних робіт

За даними приведеними у завданні визначається об'єм робіт. Одержані дані записують у вигляді табл.2. Визначаючи об'єми будівельних робіт необхідно враховувати об'єми робіт, супроводжуваних монтажем: замонолічування колон в стакани фундаментів, замонолічування стиків фундаментних балок, електрозварювання стиків підкранових балок з колонами, електрозварювання стиків несучих і огорожуючих елементів покриття (ферм, плит), заливку швів стінових панелей або блоків. У відомості об'ємів робіт належить враховувати роботи по розвантаженню конструкцій, що постачають на будівельний майданчик. Обсяг зварних робіт орієнтовано можна прийняти за наступними показниками:

- стики однієї ферми з колонами 1,2-1,8 п.м. шва;
- стики підкранової балки з консолями колон 1,0-1,2 п.м. шва;
- стики однієї плити з верхніми поясами ферм або балок 0,1-0,25 п.м. шва;
- стики стінової панелі з колоною 0,2-0,3 п.м. шва;
- стики одного ригеля зі стійкою воріт 0,4-0,6 п.м. шва

Відомість розрахунку об'ємів робіт

Таблиця 2

№	Назва робіт	Од. вим.	Формула підрахунку	Обсяг
1	2	3	4	5
1	Розвантаж. та монтаж колон масою до 4т	шт./т	-	2/7,02
2	Розвантаж. та монтаж колон масою до 8т	шт./т	-	36/266,4
3	Розвантаж. та монтаж колон масою до 10т	шт./т	-	28/266,2
4	Розвантаж. та монтаж колон масою до 20т	шт./т	-	8
5	Розвантаж. та монтаж колон масою до 30т	шт./т	-	26/439,4
6	Заробка стиків колон з фундаментами	стик.	-	21/533,4
7	Розвантаж. та монтаж підкран. балок масою до 5т	шт./т	-	113
8	Розвантаж. та монтаж підкран. балок масою до 13т	шт./т	-	56/235,2
9	Електрозварювання стиків підкранових балок	п.м	$n*1,2$	36/421,2
10	Розвантаж. та монтаж крокв. балок 12 м масою до 5т	шт./т	-	110,4
11	Розвантаж. та монтаж крокв. ферм 18 м масою до 8т	шт./т	-	18/84,6
12	Розвант. та монтаж підкрок. ферм 12 м масою до 10т	шт./т	-	52/405,6
13	Електрозварювання ферм/балок з колонами	п.м	$n*1,5$	12/112,8
14	Розвантаження плит покриття масою до 3т	т	-	123
15	Монтаж плит покриття 6×3 м	шт.	-	920
16	Електрозварювання стиків плит покриття з фермами	п.м	$n*0,2$	352
17	Заливка швів плит покриття	м	$L=(a+b)n+P/2$	70,4
18	Розвантаження фундаментних балок масою до 1т	т	-	3321
19	Монтаж фундаментних балок до 6 м	шт.	-	37,8
20	Розвантаж. стінових панелей масою до 2т	т	-	54
21	Монтаж стінових панелей площею до 10 м ²	шт.	-	1504,8
22	Електрозварюван. стиків стінових панелей з колон.	п.м	$n*0,2$	792
23	Заробка зовнішніх стиків стінових панелей	м	$L=(a+b)n+P$	158,4
24	Заробка внутрішніх стиків стінових панелей	м	$L =a*n+P$	6008,4
25	Розвантаж. ригелів воріт масою до 4т	т	-	5058
26	Розвантаж. стійок воріт масою до 1,5т	т	-	18,48
27	Монтаж стійок воріт	шт.	-	17,28
28	Монтаж ригелів воріт	шт.	-	12
29	Електрозварювання ригелів воріт	п.м	$n*0,6$	6
	Розвантаження з/б елементів	т	-	3,6
				5270,26

Відомість витрат основних матеріалів, напівфабрикатів і виробі

Таблиця 3

№ п/п	Таблиця ДБН	Назва робіт	Вимірник	Кількість	Назва потрібних матеріалів	Одиниця виміру	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	7-5-4	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 4 т	100 шт.	0,02	колони бетон лісоматеріал металопрокат електроди	шт. м ³ м ³ т т	100 9,7 0,3 0,296 0,017	2 0,194 0,006 0,00592 0,00034
2.	7-5-13	Монтаж колон прямокутного перерізу до 8 т	100 шт.	0,36	колони бетон лісоматеріал металопрокат електроди	шт. м ³ м ³ т т	100 14,8 0,32 0,444 0,024	36 5,328 0,1152 0,15984 0,00864
3.	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу до 10 т	100 шт.	0,28	колони бетон лісоматеріал металопрокат електроди	шт. м ³ м ³ т т	100 17,2 0,32 0,444 0,026	28 4,816 0,0896 0,12432 0,00728
4.	7-6-9	Монтаж колон двохгілкових з базою більш 1,1 м, масою до 20т	100 шт.	0,26	колони прокат електроди лісоматер. бетон	шт. т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,45 57,8	26 0,11544 0,00676 0,117 15,028
5.	7-6-10	Монтаж колон двохгілкових з базою більш 1,1 м, масою до 30т	100 шт.	0,21	колони прокат електроди лісоматер. бетон	шт. т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,48 131	21 0,09324 0,00546 0,1008 27,51
6.	7-9-12	Монтаж підкранових балок масою до 5т	100 шт.	0,56	підкран. балки монт.вироб и електроди	шт. т т	100 1,81 0,33	56 1,0136 0,1848
7.	7-9-14	Укладання підкранових балок масою до 11 т	100 шт.	0,36	підкр.балки вироб и мон-ні електроди	шт. т т	100 3,72 0,35	36 1,3392 0,126
8.	7-12-5	Монтаж балок та ферм прольотом 12м	100 шт.	0,3	балки електроди	шт. т	100 0,1	30 0,03
9.	7-12-9	Монтаж кроквяних ферм прольотом 18м	100 шт.	0,52	ферми електроди монт.вироб и	шт. т т	100 0,16 2,52	52 0,0832 1,3104

10.	7-13-17	Монтаж плит покриття довжиною до 6м, площею до 20м ² , при масі кроквяних конструкцій до 15т	100 шт.	3,52	плити проволока руберойд електроди рогожа лісоматер. вироби мон. бетон розчин.	шт. т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,026 95,29 0,03 89,3 0,582 0,07 13 0,6	352 0,09152 335,420 8 0,1056 314,336 2,04864 0,2464 45,76 2,112
11.	7-1-15	Монтаж фундаментних балок масою до 1,5т	100 шт.	0,54	фундам. балки бетон розчин лісоматеріал и щити цвяхи	шт. м ³ м ³ м ³ м ² т	100 3,05 0,42 0,06 5,65 0,00276	54 1,647 0,2268 0,0324 3,051 0,00149 04
12.	7-16-1	Монтаж зовнішніх панелей стін довжиною до 7м, площею до 10м ²	100 шт.	7,92	панелі вироби монт. електроди	шт. т т	100 0,2 0,1	7892 1,584 0,792
13.	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей цементним розчином	100 м	60,08	розчин	м ³	0,84	50,4672

Зведена відомість потреб матеріалів, напівфабрикатів і конструкцій
Таблиця 4

№	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1.	Колони крайні	шт.	62
2.	Колони середні	шт.	21
3.	Колони фахверкові	шт.	30
4.	Підкранові балки, 6 м	шт.	56
	Підкранові балки, 12 м	шт.	36
5.	Балки та ферми 12 м	шт.	30
6.	Ферми 18 м	шт.	52
7.	Плити покриття	шт.	352
8.	Фундаментні балки до 6м	шт.	54
9.	Стінові панелі довжиною до 7м, площею до 10 м ²	шт.	792
10.	Стійки воріт	шт.	12
11.	Ригелі воріт	шт.	6
12.	Бетон	м ³	100,283
13.	Розчин	м ³	52,806
14.	Вироби монтажні	т	5,4836
15.	Електроди	т	1,32008

16.	Лісоматеріали	м ³	2,50964
17.	Щити	м ²	3,051
18.	Цвяхи	т	0,00149
19.	Рогожа	м ²	314,336
20.	Прокат	т	0,49876
21.	Проволока	т	0,09152
22.	Руберойд	м ²	335,421

4 Вибір монтажних механізмів

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.

Потрібна висота підйому гака $H_r^{nom} = H_M + h_M + h_e + h_c$, де

H_M - висота монтажного горизонту від рівня стоянки крану (для колон, фундаментів та інших конструкцій, опорна плоскість яких влаштовується нижче рівня стоянки крана). Для сходових маршів та інших елементів, які мають нахил у проектному положенні і опорні площини котрих знаходяться в двох рівнях, слід враховувати у розрахунках вертикальну відмітку верхньої опори;

h_M - монтажний запас або підвищення нижньої площини підйомного елемента над монтажним горизонтом (0.7-1.0м);

h_e - висота елемента, що монтується, приймають за даними специфікації збірних залізобетонних елементів;

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

Потрібну вантажопідйомність крану визначають з формули:

$$Q^{nom} = q_e + q_c + q_{мп} + q_{пос}$$

q_e , q_c , $q_{мп}$, $q_{пос}$ - вага відповідно елемента; що монтується, стропів та захватних пристосувань; монтажних пристосувань (розчалок, підмостків, кондукторів та ін.).

$$\text{Довжина стріли: } L_c = \frac{H_M - h_{ш} + h_3 + h_c + h_n + h_{ел}}{\sin \alpha}, \text{ де}$$

H_M – різниця між відмітками стоянки крана та монтуємої конструкції;

$h_{ш}$ – відстань від основи крана до осі п'яти стріли ($h_{ш}=1,5$);

h_3 – запас (не менше 1 метру);

h_c – висота самого елемента;

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

$h_{ел}$ – висота елемента;

α - найбільший кут підймання стріли (можна прийняти 67-72°).

Потрібний виліт стріли $l_6^{nom} = L_c \cdot \cos \alpha + l_{uu}$.

При монтажі конструкцій кранами обладнаними гусаком використовуємо наступні формули:

Довжина стріли без гусака: $L_c = \sqrt{l_c^2 + (H - h_{uu})^2}$

Потрібна проекція стріли на горизонталь:

$$l_c = \frac{\left(O + \frac{e_k}{2} \right) (H_c - h_{uu})}{h_n + h_c}$$

Потрібна довжина гусака

$$L_6^{nom} = \frac{l_{nz} / 2 + l_3}{\cos(\alpha - \beta)}, \text{ де}$$

l_3 - зазор між торцем плити та поздовжньою віссю (ферми, балки, стіни) у проектному стані приймається 0,1-0,2 м;

α - найбільший кут підйому основної стріли з гусаком, приймається $\alpha = 75-80^\circ$;

β - кут між осями основної стріли і гусака, $\beta = 20-40^\circ$.

Виліт стріли з гусаком

$$l_c^2 = L_c^2 \cos \alpha + L_2 \cos(\alpha - \beta) + l_{uu}$$

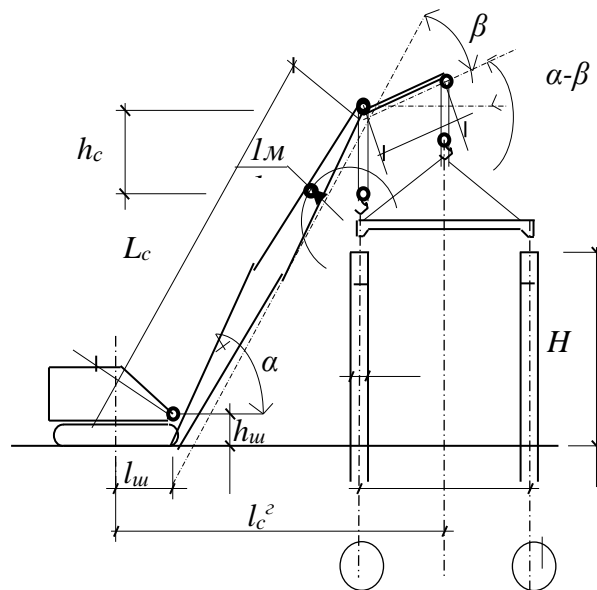


Схема визначення потрібних технічних параметрів стрілового крану обладнаного гусаком закріпленому на стрілі вище ніж висота будівлі

Для колон

$$H_m = 0 + 0,5 + 18,15 + 1,5 = 20,15 \text{ м}$$

$$L_c = (20,15 + 2 - 1,5) / \sin 70^\circ = 21,98 \text{ м}$$

$$l_b = L_c \cos 70^\circ + 1,5 = 9,02 \text{ м}$$

$$Q = 25,4 + 0,52 + 0,12 + 0,04 + 0,06 = 26,14 \text{ т}$$

Для підкранових балок

$$H_m = 11,85 + 0,5 + 1 + 2,8 = 16,15 \text{ м}$$

$$L_c = (13,05 - 1,5) / \sin 70^\circ + (0,5 + 1 + 2,8 + 1,5) / \sin 70^\circ = 22,45 \text{ м}$$

$$l_b = L_c \cos 70^\circ + 1,5 = 9,18 \text{ м}$$

$$Q=11,7+0,94=12,64 \text{ т}$$

Для кроквяних ферм та балок

$$H_m = 0,5 + 16,8 + 1,39 + 2,8 = 21,49 \text{ м}$$

$$L_c = (16,8 - 1,5) / \sin 70^\circ + (0,5 + 1,39 + 2,8 + 1,5) / \sin 70^\circ = 25,91 \text{ м}$$

$$l_b = L_c \cos 70^\circ + 1,5 = 10,36 \text{ м}$$

$$Q = 7,8 + 1,75 = 9,55 \text{ т}$$

Для плит покриття

$$Q = 2,3 + 0,53 = 2,83 \text{ т};$$

$$H_m = 16,8 - 1,5 + 1,39 + 0,5 + 0,3 + 1,6 = 19,09 \text{ м};$$

$L_c = 25,91$ м приймаємо як для монтажу ферм

$$L_2 = \frac{l_{n2} / 2 + l_3}{\cos(\alpha - \beta)} = \frac{6 / 2 + 0,1}{\cos(75^\circ - 30^\circ)} = 4,38 \text{ м}$$

α - найбільший кут нахилу основної стріли з гусаком, $\alpha = 80^\circ$,

β - кут між осями основної стріли і гусака, $\beta = 30^\circ$

Потрібний виліт гака:

$$l_{в.г.} = L_c \cos \alpha + L_r \cos(\alpha - \beta) + l_{ш} = 25,91 \cos 75^\circ + 4,38 \cos(75^\circ - 30^\circ) + 1,5 = 11,3 \text{ м}$$

Для стінових панелей

$$H_m = 19,2 + 0,5 + 1,2 + 2 = 22,9 \text{ м}$$

$$L = (19,2 - 1,5) / \sin 70^\circ + (0,5 + 1,2 + 2 + 2) / \sin 70^\circ = 24,9 \text{ м}$$

$$l_b = L_c \cos 70^\circ + 1,5 = 10,02 \text{ м}$$

$$Q = 1,9 + 0,01 = 1,91 \text{ т}$$

Для фундаментних балок

$$H_m = 0 + 0,5 + 0,3 + 2 = 2,8 \text{ м}$$

$$L = (0,5 - 1,5 + 0,3 + 2) / \sin 70^\circ = 1,38 \text{ м}$$

$$l_b = L_c \cos 70^\circ + 1,5 = 1,97 \text{ м}$$

$$Q = 0,7 + 0,01 = 0,71 \text{ т}$$

Табл. 6

Рекомендовані монтажні крани

Параметри	Марка крану				
	H, м	Q, т	L _c (L _r), м	L _b , м	
Конструкції					
Колони	20,15	26,14	21,98	9,02	СКГ – 50 (L _c =30м)
Підкранові балки	16,15	12,64	22,45	9,18	КС – 7361 (L _c =24м)
Кроквяні ферми	24,49	9,55	25,91	10,36	СКГ – 50 (L _c =30м, L _r =19м)
Плити покриття	19,09	2,83	25,91 (4,38)	11,3	КС – 7362 (L _c =25м, L _r =15м)
Стінові панелі	22,9	1,91	24,9	10,02	Э-1258Б (L _c =28м)
Фундаментні балки	2,8	0,71	1,38	1,97	МКТ-6-45 (L _c =28м)

5 Калькуляція трудових витрат і заробітної плати.

Калькуляція заробітної плати і трудових витрат є основою виконання усіх техніко-економічних розрахунків, а також служить для складання календарного

плану виконання робіт (що може відобразитися у лінійному графіку, циклограмі, сітковій моделі).

Складаючи калькуляцію трудових витрат і заробітної плати потрібно якомога повніше охопити перелік робіт, які потрібно виконати на об'єкті, що будується. Наприклад, враховувати розвантаження конструкцій, зварювальні роботи, улаштування і розбирання монтажних та допоміжних засобів та інше.

Калькуляція трудових і грошових витрат складається за типовою формою прийнятої у будівельних організаціях на основі діючих ЕНиР. Калькуляція витрат складається з переліку та обсягу будівельних робіт; норм часу трудомісткості на здійснення цих робіт; з трудових та грошових витрат на здійснення плануючого обсягу робіт та конкретного числа виконавців плануючих робіт. Вона складається на весь об'єкт будівництва та враховує усі трудові та грошові витрати при виконанні робіт.

Калькуляція витрат на монтаж колон

Таблиця 7

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год	Розцінка, грн	Трудомістк. люд-год маш-год	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1—5	Розвантаження колон гусенич-ним краном з розкладанням масою до 4т масою до 8т масою до 10т масою до 20т та більш	100т	0,07 2,66 2,66 9,73	<u>4,6</u> 2,3 <u>3,4</u> 1,7 <u>3,2</u> 1,6 <u>2,6</u> 1,3	77,3 57,14 53,78 43,69	<u>0,32</u> 0,16 <u>9,04</u> 4,52 <u>8,51</u> 4,26 <u>25,3</u> 1,65	5,41 151,9 9 143,0 5 425,1 0	Такелажник 2р-2 Машиніст бр-1
2	4—1—4	Установка колон стріловим краном у стака-ни фундаментів масою до 4т	шт.	2	<u>4,3</u> 0,86	83,45	<u>8,6</u> 1,72	166,9	Монтажник бр-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст бр-1
3	4—1—4	Теж масою до 8т	шт.	36	<u>6</u> 1,2	135,8 4	<u>216</u> 43,2	4890, 24	—

4	4-1-4	Теж масою до 10т	шт.	28	<u>7</u> 1,4	116,4 4	<u>196</u> 39,2	3260, 32	-"-
5	4-1-4	Теж масою до 20т	шт.	26	<u>11</u> 2,2	213,4 7	<u>286</u> 50,4	5550, 22	-"-
6	4-1-4	Теж масою до 30т	шт.	21	<u>12</u> 2,4	232,8 7	<u>252</u> 38,4	4890, 27	-"-
7	E4-1-4 т.2 п. 2	Заробка стиків колон з фундаментами	1 стик	113	1,2	23,59	135,6	2665, 67	Монтажник 4р-1 3р-1
8	E4-1-54 т.1 п.19	Приймання бет. суміші із кузова автосамоскиду до бадді	100 м ³	0,52	8,2	137,8	4,26	71,66	Бетонник 2р-1
9	E1-6 т.2	Подача бет. сум. до місця укла-дання краном	м ³	52,88	<u>0,29</u> 0,145	4,87	<u>15,34</u> 7,67	257,5 3	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1

1152,71 22478,36

195,44

Норма часу на 1 елемент Нч=1152,71/113= 10,2 люд.-год.

P=22478,36/113=198,92 грн.

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок Таблиця 9

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год	Розцінка, грн	Трудомістк. люд-год маш-год	З/плата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	E1-5 т.2 п.7	Розвантаж. підкранових балок краном масою до 5т масою до 13т	100т	2,35	<u>4,2</u> 2,1	70,58	<u>9,87</u> 4,94	165,8 6	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
				4,21	<u>3</u> 1,5	50,42	<u>12,63</u> 6,32	212,2 7	

2	Е4-1-6 т.2 п.3	Установка балок в проектне положення масою до 5т масою до 11т	1 еле м.	56 36	$\frac{6,5}{1,3}$ $\frac{7,5}{1,5}$	126,1 4 145,5 5	$\frac{364}{72,8}$ $\frac{270}{54}$	7063, 84 5239, 80	Монтажн ик 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Е22-1-6	Електрозварювання стиків підкранових балок з колонами	10 м шву	11,04	2,5	52,10	27,6	575,1 8	Електрозвар ар 4р-1

684,1 13256,95

138,06

Норма часу на 1 елемент $Nч=684,1/92=7,44$ люд.-год.

$P=13256,95/92=144,1$ грн.

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття Таблиця 10

№	ЕНи Р	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год	Розцінка, грн	Трудоміст люд-год маш-год	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-5 т.2	Розвантаження ферм та балок краном масою до 5т масою до 8т масою до 10т	100т	0,85 4,06 4,21	$\frac{4,2}{2,1}$ $\frac{3,4}{1,7}$ $\frac{3,2}{1,6}$	70,58 57,14 53,78	$\frac{3,57}{1,79}$ $\frac{13,8}{6,9}$ $\frac{13,47}{6,74}$	59,99 231,9 9 226,4 1	Такелажн ик 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Е4-1-6 т.4	Установка кроквяних конструкцій краном прогоном до 12м прогоном до 18м	1 ел.	30 52	$\frac{5}{1}$ $\frac{8}{1,6}$	104,2 166,7 2	$\frac{150}{30}$ $\frac{416}{83,2}$	3129, 00 8669, 44	Монтажни к 6р-1,5р- 14р-1, 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1

3	E22-1-3	Електрозварю-вання стиків ферм з колон,	10 м шву	12,3	2,5	52,10	30,75	640,83	Електрзварн. 4р-1
4	E1-5, п.5	Розвант. плит покриття краном масою до 3т	100т	9,2	<u>5,4</u> 2,7	90,75	<u>49,68</u> 24,84	834,90	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
5	E4-1-7 п.10	Монтаж плит покриття пло-щею до 20 м ²	1 ел	352	<u>1,2</u> 0,3	22,15	<u>422,4</u> 105,6	7796,80	Монтажник 4р-1, 3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
6	E22-1-6	Електрозвар . монтаж стиків плит покриття з фермами	10 м шву	7,04	2,5	52,10	17,6	366,78	Електрзварнр. 4р-1
7	E5-1-2	Зняття монтажних гойдалок та дробин	шт. шт.	140 140	<u>0,37</u> 0,18 <u>0,62</u> 0,31	7,27 12,19	<u>51,8</u> 25,2 <u>86,8</u> 43,4	1017,80 1706,6	Монтажник 4р-1 3р-1

1255,87 24680,54

327,67

Норма часу на 1 елемент Нч=1255,87/434= 2,89 люд.-год.

Р=24680,54/434=56,87 грн.

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі Таблица 11

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год маш-год	Розцінка, грн	Трудоміст люд-год маш-год	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	E1-5 т.1 п.2	Розвантаження стінових панелей краном масою до 2т	100т	15,05	<u>7,2</u> 3,6	121,00	<u>108,36</u> 54,18	1821,05	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	E4-1-8 т.2 п.2	Установка сті-нових	1 елем	792	<u>3</u> 0,75	58,97	<u>2376</u> 594	46704,24	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-1, 2р-1

		панелей краном площ. до 10м ² до 15м ²							Машиніст бр-1
3	Е22-1-3	Електрозварю-вання стиків стінових панелей з колонами	10 м шву	15,84	2,5	52,10	39,6	825,26	Електрозварю-вання стиків стінових панелей з колонами 4р-1
4	Е1-5 т.1 п.3	Розвантаження фундаментних балок краном масою до 1т	100т	0,38	<u>12</u> 6,1	201,6 6	<u>4,56</u> 2,32	76,63	Такелажник 2р-2 Машиніст бр-1
5	Е4-1-3 т 2 п 3	Установка фун-дамент. балок масою до 1,5т	1ел.	54	<u>1,1</u> 0,22	21,35	<u>59,4</u> 11,88	1152,90	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст бр-1
6	Е1-5	Розвантаження ригелів та стійок воріт до 1,5 т до 4 т	100т	0,17 0,18	<u>8,8</u> 4,4 <u>4,6</u> 2,3	147,8 8 77,30	<u>1,5</u> 0,75 <u>0,83</u> 0,41	25,14 13,91	Такелажник 2р-2 Машиніст бр-1
7	Е4-1-6 т 2 п 5	Монтаж з/б ел-тів воріт до 1,5 т до 4 т	1 ел.	6 12	<u>2,4</u> 0,48 <u>1,4</u> 0,28	46,57 27,17	<u>14,4</u> 2,88 <u>16,8</u> 3,36	279,42 326,04	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст бр-1
8	Е22-1-6	Електрозварю-вання стиків елементів воріт	100 м шву	0,36	2,5	52,10	0,9	18,76	Електрозварю-вання стиків елементів воріт 4р-1

2622,35 51243,35

669,78

Норма часу на 1 елемент Нч=2622,35/864= 3,04 люд.-год.

Р=51243,35/864=59,31 грн.

Калькуляція витрат на заробку стиків конструкцій огорожі

Таблиця 12

№	ЕНи Р	Назва робіт	Обсяг робіт	На одиницю виміру.	На весь обсяг	Склад ланки
---	-------	-------------	-------------	--------------------	---------------	-------------

			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд.-год	Розцінка, грн	Трудоміст люд.-год маш.-год	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е-4-1-28, п.2 і 3	Конопатка, зачеканка та розшивка швів між стіновими панелями ззовні цементним розчином з підвісної люльки	10м шва	600,84	2,7	56,27	1622,27	33809,27	Монтажнік 4р-1
2	Е-4-1-28 п.5 і 6	Конопатка, чеканка та розшивка швів між стіновими панелями зсередини цементним розчином з підвісної люльки	10м шва	505,8	1,22	25,42	617,08	12857,44	Монтажнік 4р-1

2239,35 46666,71

Норма часу на заробку 10 м шву

$N_{вр} = 2239,35 / 1106,64 = 2,02$ люд.-год.

$P = 46666,71 / 1106,64 = 42,17$ грн.

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

Таблиця 13

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг			Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу люд.-год	Розцінка, грн	Трудоміст люд.-год	З/плата грн		
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	
1	Е4-1-54	Приймання бетону з кузову автосамос-киду у баддю	100м ³	0,46	8,2	137,80	3,77	63,39	Бетоннік 2р-1	
2	Е1-19 п.2	Подавання суміші	м ³	45,76	2,51,2	42,01	114,454,91	1922,38	Машиніст 3р-1 Бетоннік 2р-2	

3	E4-1-19	Заливка швів про-між плит покриття бетонн. розчином	100 м шва	33,2 1	4	78,6 3	132,84	2611, 30	Монтаж н: 4р-1 3р-1
---	---------	---	-----------	-----------	---	-----------	--------	-------------	------------------------------

251,01

4597,07

62,4

Норма часу на заливку 100 п.м. швів плит:

$N_q = 251,01 / 33,21 = 7,56$ люд.-год.

$P = 4597,07 / 33,21 = 138,42$ грн.

6 Техніко-економічний аналіз можливих варіантів монтажу

Собівартість механізованих робіт на об'єкті визначається за формулою
 $C_0 = 1,08 \sum C_{м-зм.} \cdot T_{оч} + 1,5 \sum Z_{пл.}$

$C_{м-зм.}$ - собівартість експлуатації механізму;

$\sum Z_{пл.}$ - заробітна плата монтажників – підсумкова сума за калькуляцією, 1,08 і 1,5 – коефіцієнти загально будівельних накладних витрат.

$C_{м-зм.} = \left(\frac{E}{T_{оч}} + A + C_{м.е} \right) \cdot 8$ (визначене з ДБН Д.2.7-2000)

E - одноразові витрати по доставці машини на будівельний майданчик, по монтажу і демонтажу машин, пробному пуску та на допоміжні пристрої (ДБН)
 A - річні амортизаційні відрахування і витрати на утримання і ремонт машин

$T_{оч}$ - час роботи крана на кожному об'єкті, зм.

8 – експлуатаційні витрати за годину, які включають витрати на проведення усіх видів ремонту, окрім капітальних.

Для СКГ-50 $C_{м-г} = 62,48$ грн (202-1246)

Для Э-1258Б $C_{м-г} = 36,86$ грн (202-1244)

Для КС – 7361 $C_{м-г} = 57,71$ грн 202-1441)

Для КС-7362 $C_{м-г} = 57,71$ грн 202-1441)

Для МКТ-6-45 $C_{м-г} = 33,61$ грн (202-1438)

Визначаємо собівартість механізованих робіт на об'єкті для 1 та 2 варіантів:

Для 1 варіанту

$C_0^1 = 1,08 \cdot (62,48 \cdot (195,44 + 138,06) + 62,48 \cdot 327,67 + 33,86 \cdot 669,78) + 1,5 \cdot 111659,2 = 237810,86$ грн.

Для 2 варіанту

$C_0^2 = 1,08 \cdot (57,71 \cdot (195,44 + 138,06) + 57,71 \cdot 327,67 + 33,61 \cdot 669,78) + 1,5 \cdot 111659,2 = 233509,87$ грн.

По результатам підрахунку приймаємо комплект 2 варіанту.

Питома собівартість робіт $C = C/V = 233509,87 / 3437,9 = 67,92$ грн./м³

Питома трудомісткість робіт $q = Q/V = 8205,39 / 3437,9 = 2,39$ люд.-год./м³

По результатам підрахунку приймаємо комплект 2 варіанту.

7 Вибір транспортних засобів

Для перевезення збірних залізобетонних конструкцій при монтажі будівлі та споруд використовується автомобільний транспорт.

Тип транспортних засобів приймаємо за справ очними даними. Вибрані транспортні засоби заносимо в таблицю.

Табл. 14

Вибір транспортних засобів

№	Транспортуєми й елемент	Маса, т	Розміри, мм			Вид транспорт.	Марка тягача	Вантажопід. т	Кільк.	Заг. маса, т	
			L	B	H						
1.	Колони	25,4	18150	190	600	МАЗ	ПП- 12	25	1	25,	
		16,9	18150	0	500	-				4	
		9,51	17150	130	400	504А				2	16,
		7,4	13050	0	400					3	9
		3,51	12900	800	400					7	19,
				600					02		
				400					22,		
									2		
									24,		
									57		
2.	Підкранові балки	4,2	5950	600	1000	МАЗ - 504В	УПР- 1812	18	4	16, 8	
3.	Балки та ферми 18 м 12 м 12 м	7,8	17940	250	2450	КрАЗ -258	2ПФ- 80	20	2	15,	
		4,7	11960	240	1390					4	6
		9,4	12000	500	3400					2	18,
									8		
									18,		
									8		
4.	Плити покриття	2,3	5970	296 0	300	КРА 3- 258Е 1	ПЛ- 1724	16,5	2	16, 1	
5.	Фундаментні балки	0,7	5050	150	450	ЗИЛ- 130Б 1	У-80	7,6	1 0	7	
6.	Стінові панелі	1,9	6000	240	1200	МАЗ - 504Б В	НАМ И- 790Б	13	6	11, 4	

1. ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ТА ВИБІР МЕТОДІВ ВИКОНАННЯ РОБІТ

Будівля одноповерхова промислова каркасна, з п'яти прогонів, чотирьох поздовжньо з'єднаних та одного торцевого. Перший прогоном $L_1=36$ м, довжиною $B_1=90$ м, з відміткою оголовку колон $H_1=18$ м, кроком колон $a_1=6$ м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1=30$ т, другий, третій, четвертий та п'ятий $L_2/L_3/L_4/L_5=18$ м, довжиною $B_2/B_3/B_4/B_5=72$ м, з відміткою оголовку колон $H_2/H_3/H_4/H_5=16,8$ м, кроком колон $a_2/a_3/a_4/a_5=12$ м, обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю $Q_2/Q_3/Q_4/Q_5=50/30/30/50$ т. Конструкції залізобетонні: колони крайніх та середніх рядів, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, підкранові балки довжиною 6 та 12 м, кроквяні балки 18 м, плити покриття ребристі $1,5 \times 12$ м та $1,5 \times 6$ м, фундаментні балки довжиною 6 та 12 м, стінові панелі довжиною 6 та 12 м, висотою 1,2 м. Конструкції металеві: ферми 36 м.

Приймаємо 5 захваток, що дорівнює кількості прольотів будівлі та мають приблизно однакові обсяги робіт.

Приймаємо наступні методи виконання робіт:

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

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

3. Монтажні роботи. Одноповерхову промислову будівлю монтуємо самохідними стріловими кранами на гусеничному ході. Першим монтажним потоком встановлюємо колони за допомогою крану СКГ-63А, другим — підкранові балки (СКГ-63А), третім — конструкції покриття: кроквяні балки і ферми, плити покриття (СКГ-50), четвертим — стінові панелі (Э-125ВВ). Монтаж конструкцій виконуємо з попередньою розкладкою біля місць монтажу. Елементи каркасу монтуються вздовж прольотів будівлі методом вільного піднімання (окрім монтажу колон, який виконуємо методом обертання "в просторі"), при якому конструкції наводять на опори в процесі їх вільного переміщення.

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

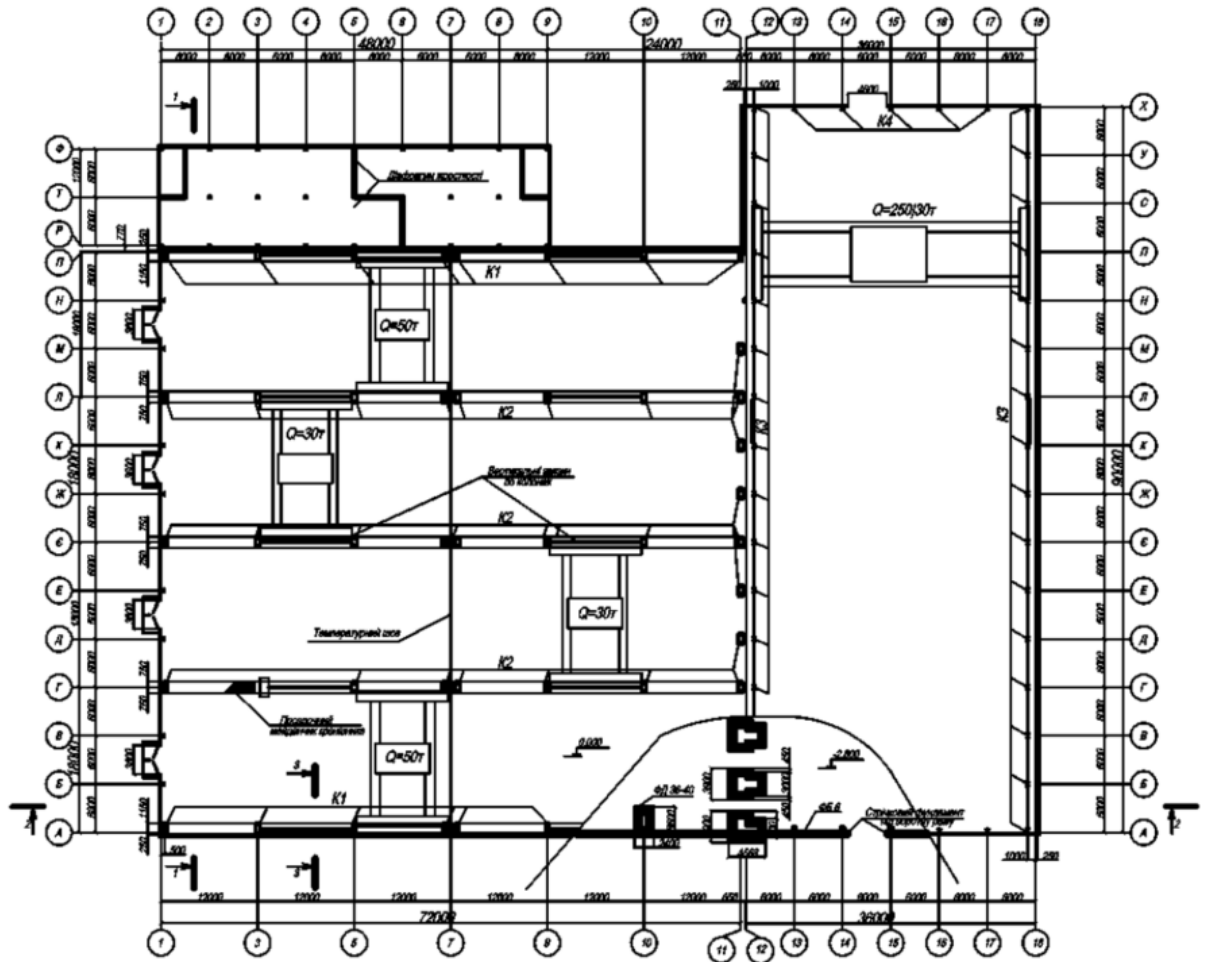


Рис. 1.1 — Схема будівлі

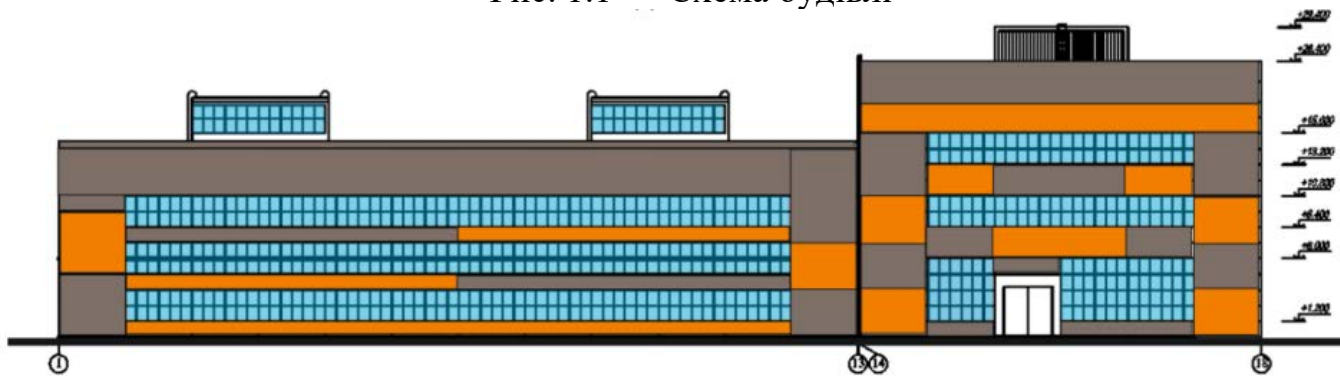


Рис. 1.2 — Схема розташування стінових панелей фасаду 1-18

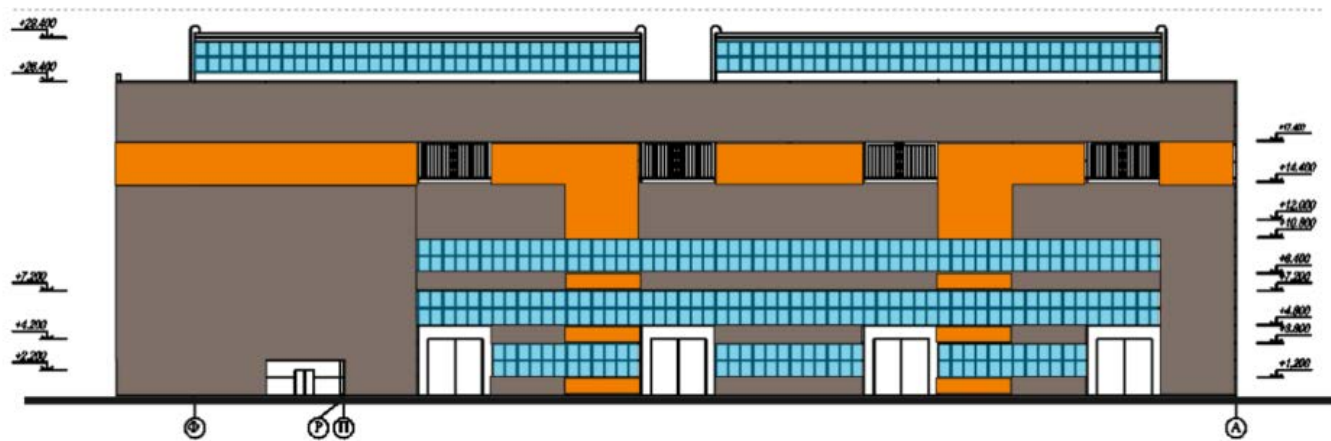


Рис. 1.3 — Схема розташування стінових панелей фасаду Ф-А

Таблиця 1.1.

Специфікація збірних елементів

№ з / п	Назва елементів	Марка елемента	Кількість,	Розміри, м.			Об'єм, м ³		Маса, т	
				довжина	ширина	товщина	одного елемента	усіх	одного елемента	усіх
1	Колони крайнього ряду	1КД180	34	19350	1300	600	8,72	296,48	21,6	734,4
		3КД120	16	13350	1300	500	4,57	73,12	11,4	182,4
2	Колона середнього ряду	4КД120	24	13350	1400	600	5,32	127,68	13,5	324
3	Фахверкові колони	9КФ175-1	10	17500	600	400	3,8	38	9,51	95,1
		3КФ13	16	13300	400	400	1,4	22,4	5,32	85,12
		3-1		00	0	0			2	
4	Підкранова балка 12м	БКНБ6-2С	48	11,95	1,4	0,65	4,63	222,24	11,7	561,6
5	Підкранова балка 6м	БКНБ6-3С	30	5,95	0,6	1,0	1,66	49,8	4,2	126
6	Кроквяна балка 18м	БДР18-1	32	17960	1640	320	3,4	108,8	8,5	272
7	Кроквяна ферма 36м	-	17	36000	3150	250	-	-	4,8	81,6
8	Плити покриття 12м	ПНП28	14	119	45	29	2,4	357,	7	1008
		...34	4	60	0	60	8	12		
9	Плити покриття 6м	ПНС10	36	597	30	14	0,6	223,	1,4	504
		...13	0	0	0	90	2	2		
10	Фундаментні балки 12м	ФБН-1-К	12	10200	400	300	1,11	13,32	2,8	33,6
11	Фундаментні балки 6м	ФБ6-12	36	5050	450	400	0,6	21,6	1,5	54
12	Стінові панелі 12x1,2м	ПСПВ	13	120	12	30	3,4	448,	4,8	633,6
		12-1...5	2	00	00	0	8			
13	Стінові панелі 6x1,2м	ПС6-	64	6	0,	1,	1,7	110	1,9	1231,
		1...7	8		24	2	1,6	1,6	2	
14	Стійки воріт	СВ	12	3,6	0,4	0,4	0,576	6,91	1,44	17,28
15	Ригелі воріт	РВ	6	4,4	0,4	0,7	1,232	7,39	3,08	18,48
Взагалі:			1577					3118,46		5962,38

2. ВИЗНАЧЕННЯ ОБСЯГІВ РОБІТ

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

ВІДОМІСТЬ ОБСЯГІВ РОБІТ

Таблиця 2.1.

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика $(S \times 1,15) = (72 \times 72 + 36 \times 90) \times 1,15 = 8424 \times 1,15$	1000 м ²	9,69
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см $(S \times 0,15) = 7884 \times 0,15$	1000 м ³	1,26
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал $(V_{\text{к}} = S \times h - V_{\text{г}}) = 8424 \times 3,0 - 1870$	1000 м ³	23,4
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди $(V_{\text{г}} = V_{\text{пф}} + V_{\text{фк}} + V_{\text{фо}} + S \times (0,1 + 0,02)) = 65 + 395 + 400 + 8424 \times 0,12$	1000 м ³	1,87
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) (кільк.фунд. $\times S_{\text{ф}} \times 0,1$) = $1,5 \times 1,5 \times 26 + 1,5 \times 1,8 \times 16 + 3,3 \times 2,4 \times 74 \times 0,1$	100 м ³	0,65
6	Бетонна підготовка під фундаменти (кільк.фунд. $\times S_{\text{ф}} \times 0,1$) = $1,5 \times 1,5 \times 2 + 2,7 \times 2,1 \times 18 + 3,3 \times 2,4 \times 95 \times 0,1$	100 м ³	0,65
7	Влаштування монолітних фундаментів ($V_{\text{фк}} = \Sigma \text{кільк.фунд.} \times V_{\text{ф}}$) = $= 26 \times 2,6 + 74 \times 4,42$	100 м ³	3,95
8	Влаштування фундаментів під обладнання $(V_{\text{фо}} = 80 \text{ м}^3 \times \text{кільк.прольотів}) = 80 \times 5$	100 м ³	4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна $74 \times 17,1 + 26 \times 12,18$	100 м ²	15,82
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $74 \times 4,5 + 26 \times 1,44$	100 м ²	3,7
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. ($V_{\text{к}}$)	1000 м ³	23,4
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці ($V_{\text{к}}$)	1000 м ³	23,4

13	Монтаж колон	шт.	100
14	Монтаж підкранових балок	шт.	78
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м ²	8424
16	Монтаж конструкції огорожі (S _o =P×h)=216×12+180×18+72×6	м ²	6264
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м ²	84,24
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м ²	84,24
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м ²	84,24
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м ²	84,24
21	Оздоблення покрівельною сталлю (0,7×L)= (216+252)×0,7	100 м ²	3,28
22	Фарбування стін з середини приміщень (S _o)	100 м ²	62,64
23	Фарбування фасадів (S _o)	100 м ²	62,64
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S _o)	100 м ²	18,79
25	Фарбування конструкцій покриття (S×1,6)	100 м ²	134,8
26	Уцільнення ґрунту щебнем (S)	100 м ²	84,24
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м ²	84,24
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м ²	84,24
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S _o)	100 м ²	18,79
30	Сантехнічні роботи (V _{буд.} ×0,03)	3%	1160,85
31	Електротехнічні роботи (V _{буд.} ×0,03)	3%	1160,85
32	Благоустрій території (V _{буд.} ×0,01)	1%	386,92
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання (V _{буд.} ×0,1)	10%	5804,25
35	Пусконаладжувальні роботи (V _{буд.} ×0,005)	0,5%	193,48

3. КАРТКА-ВИЗНАЧНИК СІТЬОВОГО ГРАФІКА

Таблиця 3.1.

№	Назва робіт та комплекс робіт	Обсяг робіт		Код роботи	Норма на одиницю виміру.		Трудомісткість на весь обсяг				Основні механізми		Виконавець		Число змін	Тривалість, дні
		Оди. виміру	Кількість		люд-год	маш-год	Люд-год		Маш-год		Наймен.	Кільк.	Бригада			
							Норм.	Прийн.	Норм.	Прийн.			Проф.	Кільк.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Планування майданчика	1000 м ²	9,69	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	5,81	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м ³	1,26	РЭСН 1-24-2	-	19,55	-	-	24,63	24,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	2	1,5
3	Розробка ґрунту екскаватором з емк. ковша 0,5 м ³ у відвал I II III IV V	1000 м ³	23,4 9,72 3,57 3,37 3,37 3,37	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	457,4 6 190,0 3 69,79 65,88 65,88 65,88	-	994,5 2 413,1 151,7 3 143,2 3 120 120 120 120 143,2 3 143,2 3	840 352 128 120 120	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1, Водій 2кл.-5	1+ 5	2	22 8 7,5 7,5 7,5

4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди I II III IV V	1000 м ³	1,87 0,67 0,33 0,29 0,29 0,29	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	41,33 14,81 7,29 6,41 6,41 6,41	-	119,54 42,83 21,09 18,54 18,54 18,54	104 40 16 16 16 16	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст 6р-1 Водій 2кл.-5	1+ 5	2 2 2 2 2	2,5 1 1 1 1
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) I II III IV V	100 м ³	0,65 0,29 0,15 0,07 0,07 0,07	РЭСН 1-164-2	261,8	-	170,18 75,92 39,27 18,33 18,33 18,33	144 64 32 16 16 16	-	-	-	-	Землекоп 3р-1, 2р-1	2	2	2 1 0,5 0,5 0,5
6	Бетонна підготовка під фундаменти I II III IV V	100 м ³	0,65 0,29 0,15 0,07 0,07 0,07	РЭСН6-1-19	527,8	94,56	343,08 153,06 79,17 36,95 36,95 36,95	304 144 64 32 32 32	81,3 29,31 20,8 8,51 11,34 11,34	-	КС-2561Е	1	Бетонник 3р--2	2	2	4,5 2 1 1 1

7	Влаштування монолітних фундаментів I II III IV V	100 м ³	3,95 1,76 0,81 0,46 0,46	РЭСН 6-1-8	340,7 5	66,85	1345,98 599,72 276,01 156,75 156,75 156,75	1152 512 256 128 128	264,06 117,66 54,15 30,75 30,75	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	4 2 1 1 1
8	Влаштування фундаментів під обладнання I II III IV V	100 м ³	4 0,8 0,8 0,8 0,8	РЭСН 6-4-5	268,2 5	39,45	1073 214,6 214,6 214,6 214,6 214,6	960 192 192 192 192	157,8 31,56 31,56 31,56 31,56	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	4	2	3 3 3 3 3
9	Вертикальна гідроізоляція фундаментів I II III IV V	100 м ²	15,82 7,02 3,22 1,86 1,86	РЭСН 8-4-7	33,5	1,11	529,97 235,17 107,87 62,31 62,31 62,31	496 208 96 64 64	13,98 4,57 3,67 1,58 2,08 2,08	-	-	-	Ізолувальник 4р-1, 3р-1	2	2	6,5 3 1,5 2 2

1 0	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту	100 м ²	3,7	РЭСН 8-4-3	31,76	3,24	117,5	128	11,99	-	-	-	Ізоловальник 4р-1, 3р-1	2	2	1,5	
	I		1,66				52,72		48							5,38	1
	II		0,78				24,77		32							2,53	1
	III		0,42				13,34		16							1,36	0,5
	IV		0,42				13,34		16							1,36	0,5
	V		0,42				13,34		16							1,36	0,5
1 1	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с.	1000 м ³	23,4	РЭСН 1-27-2	-	13,75	-	-	321,7	280	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	2	7	
	I		9,72						133,6							112	3
	II		3,57						5							48	2,5
	III		3,37						49,09							40	2,5
	IV		3,37						46,34							40	2,5
	V		3,37						46,34							40	2,5
1 2	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці	1000 м ³	23,4	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	392,1	336	Ду-50	1	Машиніст бр-1	1	2	8,5	
	I		9,72						162,9							136	3,5
	II		3,57						1							56	3
	III		3,37						59,83							48	3
	IV		3,37						56,48							48	3
	V		3,37						56,48							48	3

1 3	Монтаж колон I II III IV V	Шт.	100 44 20 12 12 12	Калькуляція	12,09	2,4	1209 531,9 6 241,8 145,0 8 145,0 8 145,0 8	1040 480 200 120 120 120	240,0 1 105,6 48 28,8 28,8 28,8	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р- 2,2р-1	5	2	6 2,5 1,5 1,5 1,5
1 4	Монтаж підкранових балок I II III IV V	Шт.	78 30 18 12 12 6	Калькуляція	7,74	1,57	603,7 2 232,2 139,3 2 92,88 92,88 46,44	520 200 120 80 80 40	122,4 6 47,1 28,26 18,84 18,84 9,42	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р- 2,2р-1	5	2	2,5 1,5 1 1 0,5

1 5	<p>Монтаж балок покриття 18м Монтаж ферм покриття 36м Монтаж плит покриття 12×3м Монтаж плит покриття 6×1,5м</p> <p>I II III IV V</p>	Шт.	553	Калькуляція	2,88	0,75	1592,64	1400	414,75	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1,4р-2,3р-1, Електрозварн. 5р-1	5	2	11,5 5 1,5 1,5 1,5 1,5
1 6	<p>Монтаж стінових панелей 6 м Монтаж стінових панелей 12 м Монтаж фонд. балок 6 м Монтаж фонд. балок 12 м Монтаж елем. воріт</p> <p>I II III IV V</p>	Шт.	846	Калькуляція	3,24	0,84	2741,04	2320	710,64	-	МКТ-6-45, ЛІЕ-100-300	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	18 4 1,5 1,5 4

2 0	б) Влаштування утеплювача плитного I II III IV V	100 м ²	84,24 32,4 12,96 12,96 12,96 12,96	РЭСН 12-18-3	63,67	-	5363, 55 2062, 91 825,1 6 825,1 6 825,1 6 825,1 6								
2 1	в) Улаштування цементно-піщаної стяжки I II III IV V	100 м ²	84,24 32,4 12,96 12,96 12,96 12,96	РЭСН 12-22-1	38,39	-	3233, 96 1243, 84 497,5 3 497,5 3 497,5 3 497,5 3								

2 4	Засклення металевих рам промислових будівель I II III IV V	100 м ²	18,79 11,03 3,24 0,65 0,65 3,24	РЭСН 15-208-1	71,77	0,78	1349, 98 791,6 2 232,5 3 46,65 46,65 232,5 3	1152 672 192 48 48 192	14,68 8,6 2,53 0,51 0,51 2,53	-	-	-	Бригада склярів 3р-6	6	2	7 2 0,5 0,5 2
2 5	Монтаж обладнання I II III IV V			15%			6570, 5 1314, 1 1314, 1 1314, 1 1314, 1 1314, 1 1314, 1	480 960 960 960 960			МКТ-6-45	1	Монтажник 5р-2, 4р-2, 3р-4, 2р-2	10	2	6 6 6 6 6

2 6	Електротехнічні роботи I II III IV V			3%			1314, 1	1200					Ел.монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	3 3 3 3 3
2 7	Сантехнічні роботи I II III IV V			3%			1314, 1	1120					Сантехнік 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1	4	2	3,5 3,5 3,5 3,5 3,5

28	а) Фарбування стін з середини приміщень I II III IV V	100 м ²	62,64 36,72 10,8 2,16 2,16 10,8	РЭСН 15-152-1	15,18	-	950,8 7 557,4 1 163,9 4 32,79 32,79 163,9 4	-							
29	б) Фарбування фасадів I II III IV V	100 м ²	62,64 36,72 10,8 2,16 2,16 10,8	РЭСН 15-155-2	30,85	-	1932, 45 1132, 81 333,1 8 66,64 66,64 333,1 8	-							

30	в) Фарбування заповнень віконних прорізів I II III IV V	100 м ²	18,79 11,03 3,24 0,65 0,65 3,24	РЭСН 15-176-3	163,02	-	3066,39 1798,11 528,18 105,96 105,96 528,18	-							
31	г) Фарбування конструкцій покриття I II III IV V	100 м ²	134,8 51,84 20,74 20,74 20,74 20,74	РЭСН 15-180-6	42,9	-	5782,94 2223,94 889,75 889,75 889,75 889,75	-							

	Σ (оздоблювальні роботи) I II III IV V	100 м ²	247,39 52,74 60,91 41,61 31,21 60,92	Калькуляція	Калькуляція	-	11732,65 5712,27 1915,05 1095,14 1095,14 1915,05	10240 4864 1664 1024 1664	-	-	-	-	Маляр 4р-8, 2р-8	16	2	19 6,5 4 4 6,5
3 2	Влаштування чистої підлоги I II III IV V	100 м ²	84,24 32,4 12,96 12,96 12,96 12,96	РЭСН 11-15-3	42,2	-	3554,92 1367,28 546,91 546,91 546,91 546,91 546,91	3120 1200 480 480 480	-	-	-	-	Бетонник 4р-5, 3р-5	10	2	7,5 3 3 3 3
3 3	Пусконаладжувальні роботи			0,5%			219,02	200						10	1	2,5
3 4	Благоустрій території			1%			438,03	400						10	2	2,5
3 5	Здача об'єкту			3 дні										10	2	3

5. РОЗРАХУНОК ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ СІТЬОВОГО ГРАФІКА

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

$$T_3 = 250 \text{ днів.}$$

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

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 428 / (428 + 574,5) = 0,427$$

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:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (250 / 428) = 0,416$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{з.м} = \frac{T_{з.м}}{T_{дн}} = (852 / 428) = 1,99$$

де $T_{з.м} = 1 \cdot 1 + 1,5 \cdot 2 + 2 \cdot 59 + 2 \cdot 14 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 19 + 2 \cdot 21 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 6,5 + 2 \cdot 17,5 + 2 \cdot 29 + 2 \cdot 34 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 17,5 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 45,5 + 2 \cdot 30 + 2 \cdot 20,5 + 2 \cdot 40 + 1 \cdot 2,5 + 2 \cdot 2,5 + 2 \cdot 3 = 852$ — загальна кількість змін;

$T_{дн} = 428$ (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{Ч_{макс}}{Ч_{сер}} = (82 / 27) = 3,04$$

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

$N = 1 \cdot 1 + 1,5 \cdot 2 + 12 \cdot 46,5 + 16 \cdot 6,5 + 32 \cdot 4 + 40 \cdot 2 + 32 \cdot 1 + 28 \cdot 2 + 12 \cdot 6 + 16 \cdot 4 + 8 \cdot 5,5 + 28 \cdot 1,5 + 14 \cdot 5,5 + 28 \cdot 2,5 + 34 \cdot 2 + 30 \cdot 1,5 + 20 \cdot 0,5 + 10 \cdot 7,5 + 20 \cdot 6 + 10 \cdot 12 + 50 \cdot 11 + 40 \cdot 14 + 52 \cdot 7 + 60 \cdot 3 + 20 \cdot 2 + 8 \cdot 0,5 + 18 \cdot 3 + 28 \cdot 9 + 20 \cdot 3 + 10 \cdot 9,5 + 30 \cdot 13,5 + 50 \cdot 7,5 + 82 \cdot 3 + 72 \cdot 6 + 52 \cdot 3 + 32 \cdot 28 + 10 \cdot 2 + 20 \cdot 5 = 6558$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Ч_{сер} = N / T_3 = 6558 / 250 = 27$ (робітника) — середня чисельність робітників.

6. РОЗРАХУНОК КАЛЬКУЛЯЦІЙ

Таблиця 6.1

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЧР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.г од. маш.г од.	Розцінка, грн.	Труд-ть люд.г од. маш.г од.	Зарплата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 6т масою до 10т до 13т до 18т більш 20т	1-5	100т	0,85 0,95 1,82 3,24 7,34	<u>3,8</u> 1,9 <u>3,2</u> 1,6 <u>3</u> 1,5 <u>2,8</u> 1,4 <u>2,6</u> 1,3	63,8 6 53,7 8 50,4 2 45,0 9	<u>3,23</u> 1,62 <u>3,04</u> 1,52 <u>5,46</u> 2,73 <u>9,07</u> 4,54 <u>19,08</u> 9,54	41,54 51,09 91,76 145,96 320,68	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка стріловим краном у фундаменти колон прямокутного перетину: масою до 6т до 10т двохгілкових: масою: до 20т до 30т	4-1-4	шт.	16 10 40 34	<u>5,5</u> 1,1 <u>7</u> 1,4 <u>11</u> 2,2 <u>12</u> 2,4	106,73 145,55 213,47 232,87	<u>88</u> 17,6 <u>70</u> 14 <u>440</u> 88 <u>408</u> 81,6	1707,68 1455,50 8538,80 7917,58	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Заробка стиків колон з фундам.:			0,65	8,2		5,33	89,57	

а) приймання бетонної суміші із кузова автосамоскиду до поворотної баді	4-1 -54	100 м³			137, 80			633,59	Бетонник 2р-1
			65,0 5	<u>0,58</u> 0,29		<u>37,73</u> 18,86			
	б) подача бетонної суміші до місця укладання стріловим краном	1-6	м³			9,74			Такелажник 2р-2
в) заробка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4-1 -25	1ст ик	100		1,2		120	2359,0 0	Монтажник 4р-1 3р-1

1208,94 23352,75

240,01

Норма часу на 1 елемент Нч=1208,94/100= 12,09 люд.-год.

Р=23352,75/100=233,53 грн.

Таблиця 6.2

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№	ЕНи Р	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год	Розцінка, грн	Трудомістк. люд-год маш-год	Зплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-5 т.2 п.7	Розвантаж. підкранових балок краном масою до 5т масою до 13т	100т	1,26	<u>4,2</u>	70,58	<u>5,29</u>	88,93	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
				5,62	<u>3</u> 1,5	50,42	<u>16,86</u> 8,43	283,3 6	
2	Е4-1-6 т.2 п.3	Установка балок в проектне положення	1 еле м.	30	<u>6,5</u>	126,1	<u>195</u>	3784,	Монтажник ик 5р-1 4р-1
				48	<u>7,5</u>	4	<u>39</u>	20	

		масою до 5т масою до 11т			1,5	145,5 5	72	6986, 40	3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Е22-1-6	Електрозварювання стиків підкранових балок з колонами	10 м шву	10,53	2,5	52,10	26,33	548,6 1	Електрозвар 4р-1

603,48

11691,5

122,08

Норма часу на 1 елемент $Nч=603,48/78=7,74$ люд.-год.

$P=11691,5/78=149,89$ грн.

Таблиця 6.3

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год	Розцінка, грн	Трудоміст люд-год маш-год	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-5 т.2	Розвантаження ферм та балок краном масою до 3т масою до 5т	100т	0,82 2,72	<u>5,4</u> 2,7 <u>4,2</u> 2,1	90,75 70,58	<u>4,43</u> 2,21 <u>11,42</u> 5,71	74,42 191,9 8	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Е5-1-3 т.2	Укрупнююча збірка сталевих ферм	1 ел.	17	<u>12,06</u> 2,02	266,4 8	<u>205,02</u> 34,34	4530, 16	Монтажник 6р-1,5р-1,4р-2, 3р-1 Машиніст 6р-1
3	Е5-1-6 т.2	Установка сталевих ферм	1 ел.	17	<u>12,54</u> 4,2	269,3 0	<u>213,18</u> 71,4	4578, 10	Монтажник 6р-1,4р-3,3р-1 Машиніст 6р-1

4	Е4-1-6 т.4	Установка кроквяних балок прогоном до 18м	1 ел.	32	$\frac{8}{1,6}$	166,7 2	$\frac{256}{51,2}$	5335,04	Монтажники 6р-1,5р-14р-1, 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
5	Е22-1-3	Електрозварю-вання стиків ферм з колон,	10 м шву	4,9	2,5	52,10	12,25	255,29	Електрозварник. 4р-1
6	Е1-5, п.5	Розвант. плит покриття краном масою до 1,5т до 7т	100т	5,04 10,08	$\frac{8,8}{4,4}$ $\frac{3,6}{1,8}$	147,8 8 60,50	$\frac{44,35}{22,18}$ $\frac{36,29}{18,14}$	745,32 609,84	Такелажники 2р-2 Машиніст 6р-1
7	Е4-1-7 п.1	Монтаж плит покриття площею до 10 м ² площею до 36 м ²	1 ел	360 144	$\frac{1,2}{0,3}$ $\frac{1,9}{0,47}$	22,15 35,07	$\frac{432}{108}$ $\frac{273,6}{67,68}$	7974,00 5050,08	Монтажники 4р-1, 3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
8	Е22-1-6	Електрозварю. монтаж стиків плит покриття з фермами	10 м шву	12,6	2,5	52,10	31,5	656,46	Електрозварник. 4р-1
9	Е5-1-2	Зняття монтажних гойдалок та дробин	шт. шт.	74 74	$\frac{0,37}{0,18}$ $\frac{0,62}{0,31}$	7,27 12,19	$\frac{27,38}{13,32}$ $\frac{45,88}{22,94}$	537,98 902,06	Монтажники 4р-1 3р-1

1593,3 31440,73

417,12

Норма часу на 1 елемент $N_{ч} = 1593,3 / 553 = 2,88$ люд.-год.

$P = 31440,73 / 553 = 56,85$ грн.

Таблиця 6.4

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт	На одиницю виміру.	На весь обсяг	Склад ланки
---	------	-------------	-------------	--------------------	---------------	-------------

			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, шод-гол	Розцінка, грн	Трудоміст люд-год маш-гол	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-5 т.1 п.2	Розвантаже ння стінових панелей краном масою до 2т до 3т	100т	12,31 6,34	<u>7,2</u> 3,6 <u>4,2</u> 2,1	121, 00 70,5 8	<u>88,63</u> 44,32 <u>26,63</u> 13,31	1489,5 1 447,48	Такелажн ик 2р-2 Машиніст бр-1
2	Е4- 1-8 т.2 п.2	Установка сті-нових панелей краном площ. до 10м ² до 15м ²	1 еле м.	648 132	<u>3</u> 0,75 <u>4</u> 1	58,9 7 78,6 3	<u>1944</u> 486 <u>528</u> <u>132</u>	38212, 56 10379, 16	Монтажн ик 5р-1, 4р-1 3р-1, 2р-1 Машиніст бр-1
3	Е22- 1-3	Електрозва рю-вання стиків стінових панелей з колонами	10 м шву	19,5	2,5	52,1 0	48,75	1015,9 5	Електрозв ар. 4р-1
4	Е1-5 т.1 п.3	Розвантаже ння фундамент них балок краном масою до 1,5т до 3т	100т	0,54 0,34	<u>12</u> 6,1 <u>5,4</u> 2,7	201, 66 90,7 5	<u>6,48</u> 3,29 <u>1,84</u> 0,92	108,90 30,86	Такелажн ик 2р-2 Машиніст бр-1
5	Е4- 1-3 т 2 п 3	Установка фун- дамент. балок масою до 1,5т до 3т	1ел.	36 12	<u>1,1</u> 0,22 <u>1,9</u> <u>0,38</u>	21,3 5 39,6 0	<u>39,6</u> 7,92 <u>22,8</u> <u>11,4</u>	768,60 475,20	Монтажн ик 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст бр-1

6	E1-5	Розвантаження ригелів та стійок воріт до 1,5 т до 4 т	100т	0,17 0,18	<u>8,8</u> 4,4 <u>4,6</u> 2,3	147, 88 77,3 0	<u>1,5</u> 0,75 <u>0,83</u> 0,41	25,14 13,91	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
7	E4-1-6 т 2 п 5	Монтаж з/бел-тів воріт до 1,5 т до 4 т	1 ел.	6 12	<u>2,4</u> 0,48 <u>1,4</u> 0,28	46,5 7 27,1 7	<u>14,4</u> 2,88 <u>16,8</u> 3,36	279,42 326,04	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
8	E22-1-6	Електрозварювання стиків елементів воріт	100 м шву	0,36	2,5	52,1 0	0,9	18,76	Електрозвар 4р-1

2741,16 53591,49

706,56

Норма часу на 1 елемент $Nч=2741,16/846=3,24$ люд.-год.

$P=53591,49/846=63,35$ грн.

Таблиця 6.5

Калькуляція витрат на заробку стиків конструкцій огорожі

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год	Розцінка, грн	Трудоміст люд-год маш-гол	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	E-4-1-28, п.2 і 3	Конопатка, зачеканка та розшивка швів між стіновими панелями ззовні цементним розчином з підвісної люльки	10м шва	600,84	2,7	56,27	1622,27	33809,27	Монтажник 4р-1
2	E-4-1-28 п.5 і 6	Конопатка, чеканка та розшивка швів між стіновими	10м шва	505,8	1,22	25,42	617,08	12857,44	Монтажник 4р-1

		панелями зсередини цементним розчином з підвісної люльки							
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

2239,35 46666,71

Норма часу на заробку 10 м шву

$N_{вр} = 2239,35 / 1106,64 = 2,02$ люд.-год.

$P = 46666,71 / 1106,64 = 42,17$ грн.

Таблиця 6.6

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

№	ЕНи Р	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу люд-год	Розцінка, грн	Трудомістк люд-год	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Е4- 1-54	Приймання бетону з кузову автосамос-киду у баддю	100м ³	0,46	8,2	137, 80	3,77	63,39	Бетонни к 2р-1
2	Е1- 19 п.2	Подавання суміші	м ³	45,7 6	<u>2,5</u> 1,2	42,0 1	<u>114,4</u> 54,91	1922, 38	Машин3 р-1 Бетонни к 2р-2
3	Е4- 1-19	Заливка швів про-між плит покриття бетонн. розчином	100 м шва	33,2 1	4	78,6 3	132,84	2611, 30	Монтаж н: 4р-1 3р-1

251,01

4597,07

62,4

Норма часу на заливку 100 п.м. швів плит:

$N_{ч} = 251,01 / 33,21 = 7,56$ люд.-год.

$P = 4597,07 / 33,21 = 138,42$ грн.

7. РОЗРАХУНОК ПОТРЕБИ В ТИМЧАСОВИХ АДМІНІСТРАТИВНИХ І САНІТРАНО-ПОБУТОВИХ БУДІВЛЯХ

Проектування тимчасових будівель виконуємо в такій послідовності:

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

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

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

Визначення кількості робітників.

Максимальна кількість робочих за графіком руху — 82 осіб.

Загальна чисельність працюючих на будівництві — $82 : 0,85 = 97$ особи.

Чисельність охорони та МОП — $97 \cdot 0,03 = 3$ особи.

Чисельність ІТП та службовців — $97 - 82 - 3 = 12$ осіб.

В першу зміну працюють $82 \cdot 0,70 = 58$ робітника, ІТП та службовців — $12 \cdot 0,80 = 10$ осіб, охорони та МОП — $3 \cdot 0,80 = 2$ особи.

Усього в першу зміну працює $58 + 10 + 2 = 70$ осіб. З них жінок $70 \cdot 0,3 = 21$ осіб;

чоловіків — $70 - 21 = 49$ осіб.

Визначення номенклатури адміністративних і санітарно-побутових приміщень (табл. 7.1).

Таблиця 7.1

Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працюючих	Норма площі на одного працюючого, м ²	Розрахунок площі, м ²	Розмір в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м ²	Кількість будівель
1	2	3	4	5	6	7	8
Адміністративні приміщення							
Контора виконроба	10	4	40	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Кабінет техніки безпеки	97	0,2	19,4	9×2,7×3,8	Контейнерна	25,6	1
Охоронна будка	3	4	8	2×2	Неінвентарна	8	2

Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна з лавами	82	0,6	49,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Душова з переддушовою	58	0,82	47,56	9×2,7×3,8	Контейнерна	68,4	3
Умивальна група	58	0,06	3,48	Поєднується з гардеробною			
Туалети – чоловічі	49	0,07	3,43	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
– жіночі	21	0,14	2,94	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для просушки спецодягу	58	0,2	11,6	6×2,7×2,68	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	70	1	70	9×2,7×3,8	Контейнерна	91,2	4
Їдальня на 50 місць	70	1	70	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Пункт охорони здоров'я	70	0,05	3,5	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для обігріву працівників	70	0,1	7	3×2,7×3,9	Контейнерна	9,2	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	21	0,12	2,16	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1

8. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВОГО ВОДОПОСТАЧАННЯ

Таблиця 8.1

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	309,24	м ²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	123,88	м ²	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	70	люди. на зміну	12,5
Душ з переддушовою їдальня	58	люди. на зміну	25
	70	люди. на зміну	12,5

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

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

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

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

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

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

t — тривалість роботи, до якої віднесена витрата води.

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

- Оздоблювальні роботи: $0,75 \cdot 309,24 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0145$ л/с;
улаштування рулонної покрівлі: $7,5 \cdot 123,88 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,058$ л/с;
загалом: $q_{\text{техн}} = 0,0725$ л/с.

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

$$q_{2 \text{ о с н}} = \frac{q_2 \cdot N_1 \cdot k_{2, \text{год}}}{3600} = 12,5 \cdot 70 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,082 \text{ л/с};$$

$$q_{3 \text{ д а н}} = \frac{q_3 \cdot N_1 \cdot k_{2, \text{год}}}{3600} = 12,5 \cdot 70 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,082 \text{ л/с};$$

$$q_{4 \text{ у ш}} = \frac{q_4 \cdot N_2}{60} = 25 \cdot 24 / (60 \cdot 45) = 0,222 \text{ л/с},$$

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

N_1 — кількість працюючих в найбільш завантажену зміну;

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

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

t — тривалість роботи душової установки (45 хвилин).

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

6.5 Загальні секундні витрати води:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{зосп}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 15,542 \text{ л/с.}$$

6.6 Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

- Загальний:

$$d = 2\sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{15,542 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,88 \text{ мм}$$

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

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

- На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0725) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,52 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

- На санітарно-побутові потреби:

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{\text{зосп}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0,082 + 0,082 + 0,222) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,7}} = 17 \text{ мм}$$

Приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

9. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВОГО ЕЛЕКТРОПОСТАЧАННЯ

Електроенергію на будівельному майданчику витрачаємо:

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

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

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

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;

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

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

Таблиця 9.1

Потреби електроенергії за споживачами

Споживачі	Одиниця виміру	Кількість	Норма на одиницю потужності, кВт	Загальні витрати P_c , кВт	Коефіцієнт попиту, $K_{пн}$
1	2	3	4	5	6
1. Монтажний кран СКГ-50	шт.	3	75	225	0,7
2. Монтажний кран МКТ-6-45	шт.	1	30	30	0,7
3. Люлька ЛЕ-100-300	шт.	1	1,6	1,6	0,15
4. Електричний фарбопулт СО-61	шт.	1	0,27	0,27	0,15
5. Зварювальний трансформатор ТД-30У2	шт.	2	17,5	35	0,35
6. Вібратор ИБ-47	шт.	2	1,2	2,4	0,15

Таблиця 9.2

Електричне освітлення внутрішнє

Споживачі	Загальна площа, м ²	Норма потужності на освітлення 1м ² , Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	3	4	5
1. Гардеробна з умивальною	70,7	15	1,061
2. Душова з переддушовою	64,8	15	0,972
3. Приміщення для обігріву працівників	8,5	15	0,128
4. Приміщення для відпочинку працюючих	91,2	15	1,368
5. Туалет чоловічий	8,5	15	0,128
6. Туалет жіночий	8,5	15	0,128
7. Туалет жіночий	70,7	15	1,061
7. Їдальня	70,7	15	1,061
8. Контора виконроба	8	15	0,12
9. Охоронна будка на в'їзді	25,6	15	0,384
10. Кабінет техніки безпеки	8,5	15	0,128
11. Приміщення для особистої гігієни жінок	16,2	15	0,243
12. Приміщення для просушки спецодягу	8,5	15	0,128
13. Пункт охорони здоров'я	10	3	0,3
14. Закритий склад			
Разом			7,21

Таблиця 9.3

Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Одиниці вимірювання	Загальна площа, м ² (довжина, м),	Освітлення, лк	Норма потужності на 1 м ² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгенплану)	м ²	63200	2	0,4	25,28
Площа будівлі (монтажна зона)	м ²	6484	20	3	19,45
Головні проходи та проїзди	км	1,2	3	5	6
Охоронне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Аварійне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Разом					53,73

$$P = (1,1/0,75) \cdot ((225 \cdot 0,7 + 30 \cdot 0,7 + 1,6 \cdot 0,15 + 0,27 \cdot 0,15 + 35 \cdot 0,35 + 2,4 \cdot 0,15) + 6,64 \cdot 0,8 + 52,97) = 366,19 \text{ кВт}$$

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

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

Розрахунок кількості прожекторів на будівельному майданчику виконуємо за формулою:

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

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; $S = 63200$ м²;

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

$$n = 0,2 \cdot 2 \cdot 63200 / 500 = 50 \text{ шт.}$$

Встановлюємо по дві лампи на одній опорі.

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

$n = 0,2 \cdot 20 \cdot 6484 / 500 = 52$ шт., які встановлюють на 14 пересувних освітлювальних щоглах по 3-4 штук.

10. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВИХ СКЛАДІВ

Таблиця 10.1

Відомість потреби на стадії монтажу в матеріалах, напівфабрикатах і виробих

№ з/п	Таблиця ДБН	Назва робіт	Вимірник	Кількість	Назва потрібних матеріалів	Одиниця виміру	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	7-5-12	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 6т	100 шт	0,16	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,377 0,022 0,3 13,8	16 0,06032 0,00352 0,048 2,208
2.	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100 шт	0,1	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,32 17,2	10 0,0444 0,0026 0,032 1,72
3.	7-6-8	Монтаж колон двогілкових масою до 15т	100 шт	0,4	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,45 82,6	40 0,1776 0,0104 0,18 33,04
4.	7-6-9	Монтаж колон двогілкових масою до 30т	100 шт	0,34	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,48 82,6	34 0,15096 0,00884 0,1632 28,084
5.	7-9-12	Укладання підкранових балок масою до 5т	100 шт.	0,30	-підкран. балки - монт.вирорб и -електроди	шт. т т	100 1,81 0,33	30 0,543 0,099
6.	7-9-14	Укладання підкранових балок масою до 11 т	100 шт.	0,48	-підкр.балки -вироби мон- ні -електроди	шт. т т	100 3,72 0,35	48 1,7856 0,168
7.	7-12-5	Укладання балок прогоном 18м	100 шт	0,32	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,15 2,52	32 0,048 0,8064
8.	9-22-4	Монтаж сталевих ферм прогоном 36 м масою до 5 т	1 т	81,6	- сталльні констр -швелер №40 -електроди -лісоматер. - констр. елем. -грунтовка -розчинник -катанка	т т т м ³ т т т т т	1 0,0194 0,0004 0,00103 0,004 0,00031 0,00006 0,00003 0,00044	81,6 1,58304 0,03264 0,08404 8 0,3264 0,02529 6 0,00489 6

					-болти			0,00244 8 0,03590 4
9.	7-13-2	Монтаж плит покриття довжиною до 6м, площею до 10м ²	100 шт.	3,6	-плити -проволока -руберойд -електроди -рогожа -лісоматер. -вироби мон. -бетон -розчин.	шт. т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,0148 56,2 0,02 62,9 0,299 0,06 6,6 0,2	360 0,05328 202,32 0,072 226,44 1,0764 0,216 23,76 0,72

1	2	3	4	5	6	7	8	9
10.	7-13-17	Монтаж плит покриття довжиною 12 м площею до 36 м ²	100 шт	1,44	-плити покр. -проволока -руберойд. -електроди -рогожа -лісомат. -монт. вироби -бетон -розчин	шт т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,04 79,26 0,03 95,6 0,83 0,13 19 0,6	144 0,0576 114,134 4 0,0432 137,664 1,1952 0,1872 27,36 0,864
11.	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м ²	100 шт	6,48	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	648 0,648 1,296
12.	7-16-5	Монтаж стінових панелей довжиною більше 7м, площею до 15м ²	100 шт.	1,32	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,08 1,4	132 0,1056 1,848
13.	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6м	100 шт	0,36	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	100 шт 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	36 0,00099 36 0,00036 0,00336 24 0,0216 2,034 1,098 0,1512
14.	7-1-16	Монтаж фундаментних балок до 12м	100 шт	0,12	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	100 шт т т т м ³ м ² м ³ м ³	100 0,00558 0,001 0,00163 0,065 11,03 2,84 0,52	12 0,00066 96 0,00012 0,00019 56 0,00422 5 1,3236

								0,3408 0,0624
15.	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100 мп.	110,6 6	-розчин	м ³	0,84	92,9544

Таблиця 10.2

Зведена відомість потреби в матеріалах, виробих і конструкціях

№	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1.	Колони крайні	шт.	50
2.	Колони середні	шт.	24
3.	Колони фахверкові	шт.	26
4.	Підкранові балки, 6 м	шт.	30
5.	Підкранові балки, 12 м	шт.	48
6.	Балки 18 м	шт.	32
7.	Ферми 36 м	шт.	17
8.	Плити покриття 6×1,5 м	шт.	360
9.	Плити покриття 12×3 м	шт.	144
10.	Фундаментні балки до 6 м	шт.	36
11.	Фундаментні балки до 12 м	шт.	12
12.	Стінові панелі довжиною до 7м, площею до 10 м ²	шт.	648
13.	Стінові панелі довжиною більш 7м, площею до 15 м ²	шт.	132
14.	Стійки воріт	шт.	12
15.	Ригелі воріт	шт.	6
16.	Бетон	м ³	117,6108
17.	Розчин	м ³	94,752
18.	Вироби монтажні	т	7,0086
19.	Електроди	т	0,547088
20.	Лісоматеріали	м ³	1,2418
21.	Щити	м ²	2,804673
22.	Цвяхи	т	3,3576
23.	Рогожа	м ²	316,4544
24.	Прокат	т	0,003558
25.	Проволока	т	0,001663
26.	Руберойд	м ²	364,104
27.	Болти	т	0,035904
28.	Грунтовка	т	0,025296
29.	Розчинник	т	0,004896

Таблиця 10.3

Розрахунок площ тимчасових складів

№ п./п	Найменування матеріалів, конструкцій і деталей	Одиниця виміру	Час використання в днях	Потреба		Коефіцієнт и		Норма запасу в днях	Запас матеріалів, що підлягає зберіганню	Норма зберігання матеріалу на 1 м ² підлоги	Розрахункова площа складу, м ²	Коефіцієнти на проходи і проїзди	Загальна розрахункова площа складу, м ²	Прийнята площа складу, м ²	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	нерівномірності надходження	нерівномірності використання								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Колони	м ³	13	557,68	42,9	1,1	1,3	4	245,3 8	0,80	306,7 2	1,2 5	383,4 1	32×12	відкр.
2	Підкранові балки	м ³	6,5	272,04	41,85	1,1	1,3	2	119,7	0,50	239,4	1,2	287,2 7	24×12	відкр.
3	Балки кроквяні	м ³	17, 5	108,8	6,22	1,1	1,3	2	17,78	0,07	254,0 1	1,2	304,8 2	80×12	відкр.
4	Ферми кроквяні	т	17, 5	81,6	4,66	1,1	1,3	2	13,34	0,50	26,67	1,2	32,01		
5	Плити покриття	м ³	17, 5	580,32	33,16	1,1	1,3	3	142,2 3	0,50	284,5 2	1,2	341,4 3		відкр.
6	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м ³	29	1599,62	55,16	1,1	1,3	5	394,3 9	1,00	394,3 9	1,2	473,2 7	56×12	відкр.

7	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	50	1,2418	0,025	1,1	1,3	5	0,177 6	0,50	0,355	1,2	0,426	7×6	закр.
8	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	50	7,0086	0,14	1,1	1,3	5	1,002 2	0,70	1,432	1,2	1,718		закр.
9	Дріт сталевий, цвяхи, болти	т	17, 5	0,037567 2	0,002	1,1	1,3	5	0,015 3	2,50	0,006 1	1,2	0,007		закр.
10	Грунтовка ГФ-021	т	17, 5	0,025296	0,001 4	1,1	1,3	5	0,010 3	0,80	0,012 9	1,2	0,016		закр.
11	Розчинник, марка Р-4	т	17, 5	0,004896	0,000 3	1,1	1,3	5	0,002	0,80	0,002 5	1,2	0,003		закр.
12	Металопрока т	т	13	0,547088	0,042 1	1,1	1,3	5	0,301	1,50	0,2	1,2	0,241	6,5×1 0	навіс
13	Дошки обрізнi із хвойних порід	м ³	40, 5	2,804673	0,069	1,1	1,3	5	0,495	1,25	0,396 1	1,2	0,475		навіс
14	Руберойд підкладочний з пиловидною підсипкою РПП-300Б	м ²	17, 5	316,4544	18,08 3	1,1	1,3	5	129,2 9	2,50	51,72	1,2	62,06		навіс
15	Щити опалубки, ширина 300- 750 мм, товщина 25 мм	м ²	17, 5	3,3576	0,192	1,1	1,3	5	1,372	20,0 0	0,069	1,2	0,08		навіс

11. ОПИС БУДІВЕЛЬНОГО ГЕНЕРАЛЬНОГО ПЛАНУ

Для етапу монтажу розроблено генеральний план будівництва. Наносимо контури будівлі із зазначенням зони встановлення будівлі та робочої та небезпечної зони крана на ЗДП. Зона монтажу, на яку може потрапити навантаження під час монтажу та кріплення елементів, охоплює територію на відстані 5 м від контуру будівлі (ця зона призначена для встановлення верхньої стінової панелі). На ОХС він позначається пунктирною лінією, але в місцевості попереджувальними написами і знаками. Робота крана для монтажу конструкцій на монтажній ділянці здійснюється згідно із затвердженим наказом. Робоча зона кожного крана визначається радіусом максимального робочого вильоту стріли; відзначаємо його на окремих характерних стоянках кожного крана. Небезпечною зоною є простір, де можливе падіння вантажу під час його руху з урахуванням можливого розсіювання під час падіння. Кордон цієї зони визначається відстанню по горизонталі від стійки крана за формулою:

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

де R_{max} - максимальний робочий виліт стріли крана; $0,5l_{max}$ - половина довжини найбільшого вантажу, що перевозиться; $l_{об}$ - додаткова відстань для безпечної роботи, що дорівнює $0,3h + 1$ м при висоті підйому вантажу $h < 10$ м, а при більшій висоті - площа установки.

Для внутрішніх доріг об'єкта ми використовуємо тимчасові дороги, збудовані у підготовчий період. Внутрішньомайданні дороги можуть бути односторонніми (шириною 3,5 м) та двосторонніми (шириною 6 м). Радіус огинання доріг на поворотах - 8...12 м (з урахуванням необхідності проїзду великих тракторів - 18...30 м). Відстань між дорогами та складом має бути не менше 0,5 м, а між дорогою та огорожею - не менше 1,5 м. У даному курсовому проекті тимчасові дороги по периметру будівлі виконані з дорожніх бетонних плит, інші засипані ґрунтом. У місцях роботи кранів та інших небезпечних зонах ми встановлюємо знаки, що попереджають про небезпеку та обмежують швидкість. Розміщення конструкцій та матеріалів здійснюється на майданчиках тимчасового зберігання.

Тимчасові адміністративно-побутові споруди розміщуються за межами небезпечної зони, поблизу в'їзду на будівельний майданчик, влаштовуються у вигляді житлового містечка. Відстань між блокованими будинками має бути не менше 1,5 м. Відстань між групами будинків, що блокуються, повинна перевищувати 10 м. Відстань від дороги не менше 1,5 м.

Схематично зображені часові електромережі: вказані трансформаторні підстанції, розподільні шафи. Радіус обслуговування однієї розподільної шафи - 25 м. На будівельному майданчику розташовані кабельне освітлення та мережі електропостачання. У будівництві ми використовуємо струм 380 для роботи електродвигунів і технологічних потреб і 220 для освітлення. Кабельні мережі прокладаються на глибині 0,8 м-коду.

Тимчасове водопостачання організовано за кільцевою схемою. Пожежні гідранти встановлюємо на відстані не більше 100 м один від одного, не більше 1,5 м від дороги, не ближче ніж 5 м від будівлі. Фонтанчики питного призначення

встановлюються на відстані до 75 м від робочих місць та у житлових приміщеннях.

12. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ БУДГЕНПЛАНУ

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

Коефіцієнт забудови:

$$K_3 = F_2 / F_1 = 6484/63200 = 0,103;$$

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:

$$K_{\text{вик}} = (F_2 + F_{\text{т.б.}}) / F_1 = (6484 + (607,5 + 7050))/63200 = 0,224;$$

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

Довжина тимчасових доріг дорівнює 1080 м; довжина тимчасових мереж водопостачання — 845 м; довжина тимчасових мереж електропостачання — 1870 м.

13. Розділ ЗАХОДИ З ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ ТА ОХОРОНИ ПРАЦІ

Безпека монтажних робіт.

Елементи конструкцій, що збираються, повинні бути утримані від розтягування і обертання гнучкими підрамниками під час руху. Елементи, встановлені в проектне положення, повинні бути закріплені таким чином, щоб забезпечити їхню геометричну стійкість і стійкість. Підрамники для тимчасового кріплення конструкцій, що монтуються, повинні бути прикріплені до надійних опор. Ноші повинні розташовуватися за межами габаритів дорожньої та будівельної техніки.

Підвісні сходи та інші необхідні для монтажу пристрою слід встановлювати і закріплювати на конструкціях, що монтуються, до їх підйому. Підвісні сходи висотою понад 5 м повинні бути обладнані пристроями для кріплення фалів страхувальних ременів (тросів з уловлювачами тощо), захищені металевими дугами та закріплені на конструкціях. Монтажники під час монтажу повинні знаходитись на будівельних риштуваннях або на заздалегідь закріпленій конструкції.

Перед початком монтажних робіт необхідно визначити порядок обміну умовними сигналами між людиною (людиною, що управляє установкою, та кранівником). Усі сигнали подаються лише однією людиною (бригадир монтажною бригади, оператор ланки, такелажник-стропальник). Тільки сигнал «Стоп» може подати будь-який працівник, який помітив небезпеку.

Якщо конструкція, що монтується, знаходиться поза полем зору кранівника, між ним і монтажниками повинен бути забезпечений надійний зв'язок. Якщо такої можливості немає, у складі стропальників (такелажників) призначаються проміжні зв'язківці.

Під час перерви у роботі забороняється залишати на гаку крана підняті елементи конструкцій та обладнання.

Роботи з переміщення та встановлення конструкцій з великою плавучістю повинні бути припинені за швидкості вітру 10 м/с і більше.

Особи не молодші 18 років, які пройшли навчання та перевірку знань з охорони праці, медичний огляд та визнані придатними до цього виду робіт, що мають стаж роботи на альпіністських роботах не менше одного року та тарифний розряд не нижче 3-го дозволяється самостійно виконувати альпіністські роботи. Працівники, вперше допущені до альпіністських робіт, повинні відпрацювати один рік під безпосереднім керівництвом досвідчених робітників, які призначаються наказом керівника організації.

Забарвлення та антикорозійний захист конструкцій та обладнання, у випадках, коли воно проводиться на будівельному майданчику, необхідно проводити до підняття конструкцій на проектну відмітку. Після підйому зазначених конструкцій фарбування або нанесення антикорозійного захисту допускається лише на стиках та стиках конструкцій.

Безпека електрозварювальних робіт.

До участі допускаються особи не молодші 18 років, які пройшли медичний огляд, спеціальну підготовку та перевірку теоретичних знань та практичних навичок за конкретними методами зварювання та зазначеними

видами зварювальних робіт, які пройшли перевірку атестаційною комісією та мають відповідний сертифікат. виконувати електрозварювальні роботи. Електрозварювальники повинні мати групу електробезпеки не нижче II.

До виконання електрозварювальних та газополум'яних робіт на висоті 5 м і більше допускаються зварювальники, які пройшли спеціальний медичний огляд, мають стаж альпінізму не менше одного року та кваліфікацію зварювальника не нижче III.

Металеві частини електрозварювального обладнання повинні бути під напругою, а зварні вироби також повинні бути заземлені.

Безпека переміщення та зберігання вантажів.

Під час проведення вантажно-розвантажувальних робіт не допускається стропування вантажу, що у нестійкому положенні. Перед навантаженням та розвантаженням панелей, блоків та інших залізобетонних конструкцій монтажні петлі необхідно оглянути та очистити від бетону. Перед початком робіт слід підібрати підйомні пристрої відповідно до ваги та характеру вантажу, що піднімається. Стропи необхідно вибирати з урахуванням кількості гілок такої довжини, щоб кут між двома гілками становив не більше 90°, і відповідали вантажопідйомності конструкції, що піднімається. Перед підйомом вантажу стріловими самохідними кранами перевірте вантажопідйомність за показником, а також встановлену водієм стрілу на відповідність масі вантажу, що піднімається.

Укладання вантажу здійснюється рівномірно, не порушуючи встановлених для зберігання габаритів, не захаращуючи проходи та входи. Матеріали (конструкції) необхідно розміщувати на вирівняних майданчиках і вживати заходів, що запобігають мимовільному зміщенню, осіданню, падінню та перекочування. Приміщення для зберігання повинні мати дренаж поверхневих вод. Забороняється зберігати матеріали та вироби на насипних неуцільнених ґрунтах. Монтаж конструкцій та матеріалів на будівельному майданчику та робочих місцях необхідно проводити наступним чином:

- стінові панелі - у касетах або пірамідах;
- плити перекриття – штабелями висотою не більше 2,5 м на подушках із розпірками;
- колони та підкранові балки – у штабелях висотою до 2,0 м на майданчиках із розпірками;
- кроквяні та підкроквяні ферми - на металевих провідниках;
- метал дрібносортовий – у стійках висотою не більше 1,5 м.

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

Якщо вантажний автомобіль знаходиться поблизу будівлі (споруди), відстань між ним та задньою частиною транспортного засобу або кордоном вантажу має бути не менше 0,5 м. Відстань між вантажівкою та штабелем вантажу має бути не менше 1,0 м.

Організація безпечної роботи на будівельному майданчику.

Внутрішні дороги на будівельних майданчиках мають бути обладнані відповідними дорожніми знаками, що регламентують порядок руху транспортних засобів та будівельних машин відповідно до Правил дорожнього руху України. Швидкість руху автотранспорту поблизу місць проведення робіт не може перевищувати 10 км/год на прямих ділянках та 5 км/год на поворотах. Будівельні майданчики, робочі місця та робочі місця, проходи та підходи до них у темний час доби, а також закриті приміщення мають бути освітлені, не засліплюючи робітників. Устаткування систем освітлення не повинно створювати небезпеки ураження електричним струмом. Не допускається виконання робіт у місцях, де рівень освітленості відповідає вимогам.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН А.3.1.-5-2009. Організація будівельного виробництва. — Мінрегіонбуд України. К, 2011. — 67 с.
2. ЕНиР, сборники Е-1, Е-4, Е-5, Е-22. — Госстрой СРСР. М. —1987.
3. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів. — Мінрегіонбуд України. К., 2001. — 104 с.
4. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. — Мінрегіонбуд України. К., 2012. — 94 с.
5. Дикман Л.Г. Организация строительного производства. Учебник для строительных вузов. — М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2006. — 608 с.
6. Хамзин С.К., Карасев А.К. Технология строительного производства: Учеб. пособие для строит, спец. вузов. — М.: ООО «БАСТЕТ», 2006. — 216 с.: ил.
7. Барч И.З. Строительные краны. Справочное пособие. Изд. 2-ое, перераб. и доп. — К.: «Будівельник», 1974. — 336 с.: ил.
8. 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 шк., 2002 р.— 430 с.
9. Технология строительного производства / Под ред. О.О. Литвинова, Ю.М.Белякова, —К.: Вища шк. 1985 г. — 479 с.
10. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація і планування будівельного виробництва» з теми «Складання календарних планів будівництва одноповерхової промислової будівлі» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання / Укладач В.В. Рогозін. — Кривий Ріг: Видавничий центр ДВНЗ «КНУ».
11. Методичні вказівки «Приклади розрахунків об'єктних будівельних генеральних планів при будівництві одноповерхових промислових будівель» в курсових і дипломних проектах з курсу «Організація і планування будівельного виробництва» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання / Укладач В.В. Рогозін. — Кривий Ріг: Видавничий центр ДВНЗ «КНУ».