

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.

ЗАВДАННЯ НА ВИПУСКНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА СТУДЕНТОВІ

Яковлеву Назару Сергійовичу

(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 трьома прогонами, 2-ма поздовжньо з'єднаними та 1-го торцевого. Перший прогін $L_1=18$ м, довжиною $B_1=108$ м, з відміткою оголовку колон $H_1=18$ м, кроком колон $a_1=6$ м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1=10$ т, другий та третій $L_2/L_3=18/24$ м, довжиною $B_2/B_3=84$ м, з відміткою оголовку колон $H_2/H_3=15,6$ м, кроком колон $a_2/a_3=12$ м, обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю $Q_2/Q_3=10$ т. Конструкції будівлі збірні залізобетонні: для першого прольоту колони крайніх рядів двогілкові, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, плити покриття ребристі $1,5 \times 6$ м, кроквяні ферми 18 м; для другого і третього прольотів колони крайніх та середніх рядів двогілкові, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, плити покриття ребристі 3×6 м, кроквяні ферми довжиною 18, 24 м. Підкранові балки довжиною 6 та 12 м, фундаментні балки довжиною 6 та 12 м, стінові панелі довжиною 6 та 12 м, висотою 1,2 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)

ВСТУП

Моїм завданням у курсовій роботі з дизайну було запропонувати дизайнерські рішення фасадів пром будівлі – Арматурний цех у м. Полтава з варіантами благоустрою прилеглої ділянки .

На сьогодні необхідно долати одноманітність, непривабливість, монотонність окремих пром будівель, сприяти створенню різноманітних виразних архітектурно художні 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

Тема КРД : Дизайн фасадів промбудівлі (Арматурний цех) та прилеглої ділянки.

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 ковальського 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 насамперед захищає будівлю від атмосферних та інших зовнішніх впливів, забезпечує естетичний зовнішній вигляд будівлі та збільшує термін її служби.

Оздоблювальні роботи – комплекс будівельних процесів, пов'язаних із зовнішнім та внутрішнім оздобленням промислових будівель та споруд. Оздоблювальні роботи проводяться в період будівництва після монтажу будівлі або під час ремонту або реконструкції промислових об'єктів. Перед їхньою реалізацією необхідно завершити основні ремонтно-будівельні роботи монтажні, сантехнічні та технічні роботи.

Основна мета оздоблювальних робіт - надання будівель, споруд та споруд відповідних якостей: міцності, довговічності, декоративності та стійкості до

шкідливих впливів навколишнього середовища. Також оздоблення будівель підвищує протипожежний захист, покращує звукоізоляцію та збільшує термін служби будівельних конструкцій.

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».

1.РОЗРАХУНОК ПАНЕЛІ РОЗМІРОМ 3*12м.

1.1 Вихідні дані на проектування

Основні вихідні дані для розрахунку залізобетонної панелі беруться із завдання та нормативної документації, інші задаються студентом.

Номінальні розміри панелі: довжина = 12 м, ширина = 3 м. Висоту панелі (поздовжні ребра) приймаємо $h = 450$ мм ($h = /27$). Поперечні та поздовжні ребра трапецієподібного перерізу. Ширина поздовжніх ребер внизу – 100 мм, вгорі – 140 мм. Поперечні ребра розташовані на відстані приблизно 1,5 м один від одного та мають висоту 150 мм, а їх ширина в нижній ділянці – 40 мм, у верхній – 160 мм. Середні та крайні поперечні ребра мають висоту 250 мм для збільшення жорсткості панелі. Товщина панелі складає 25 мм (див. рис. 1).

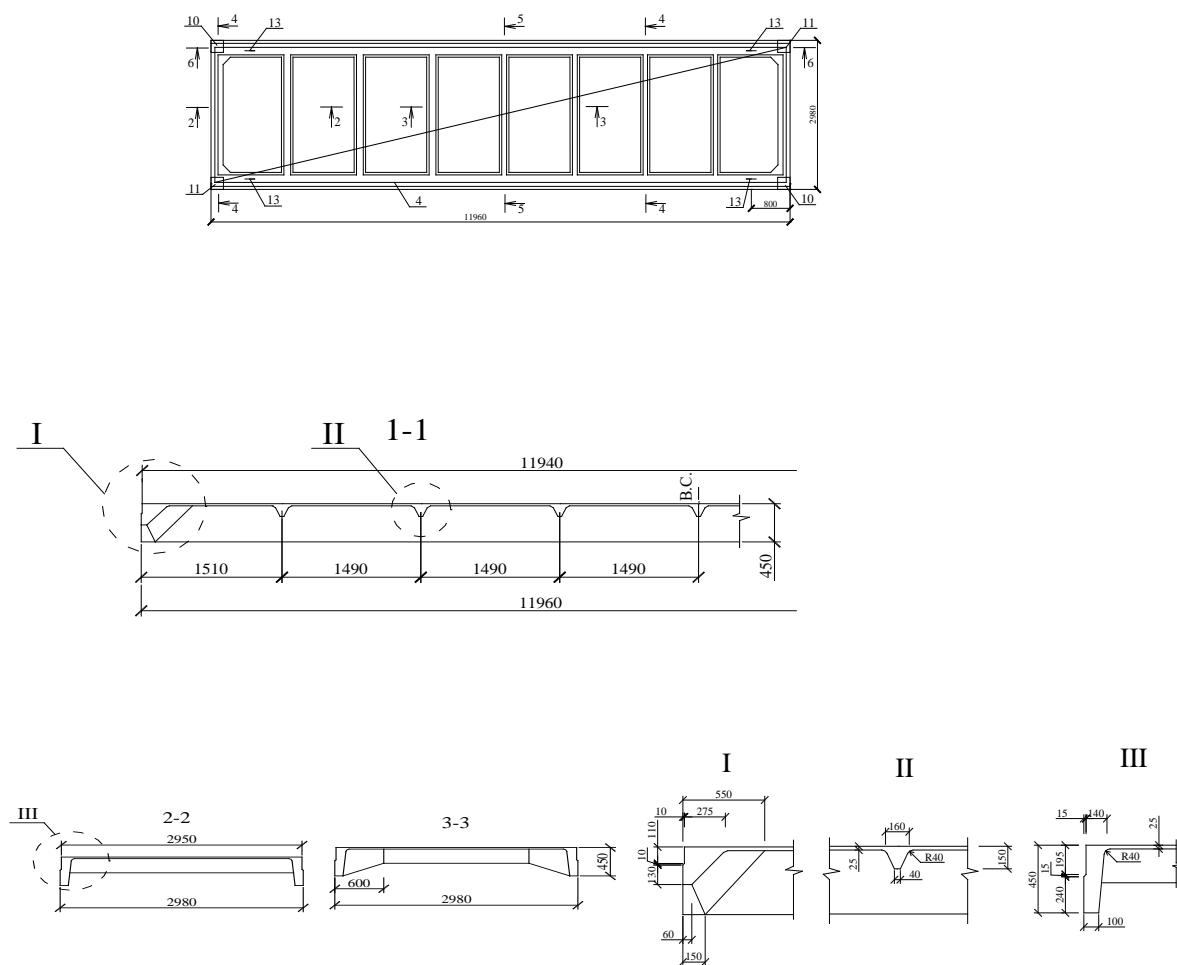


Рис.1 Ребриста панель покриття

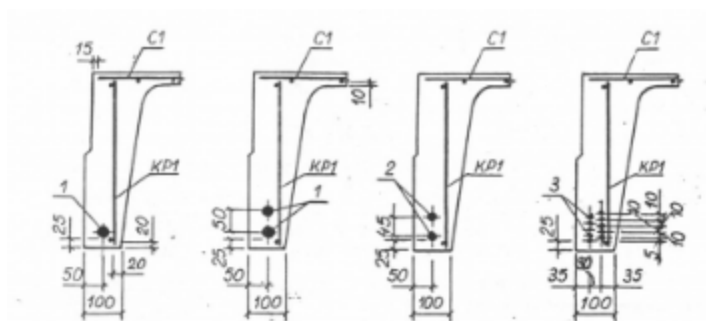


Рис.2. Схема розміщення напруженої арматури в поздовжніх ребрах

1-Стрижнева арматура; 2-канатна арматура; 3-високоміцна дротова арматура

Панель покриття проектується з важкого бетону класу В35. Панель перекриттів армована зварною сіткою, поперечні ребра армовані плоскими зварними каркасами з поздовжньою робочою арматурою класу А-III; поздовжні нервюри - попередньо напружена арматура класу Ат-V, плоскі зварні каркаси та додаткова сітка на опорах.

Попереднє напруження арматури проектується електротермічно на упори прес-форми. Для бетону класу В40 (див. табл. 1 і додаток 2): $\sigma_{ct} = 17,5$ МПа, $\sigma_{ct,1} = 1,15$ МПа, $\sigma_{ct,2} = 25,5$ МПа, $\sigma_{ct,3} = 1,95$ МПа; $E_b = 34500$ МПа. Передбачається, що під час виготовлення бетон панелі проходить природне твердіння. Коефіцієнт умов конкретної праці приймається $\gamma = 0,9$ (оскільки немає короткочасних навантажень).

Характеристики бетону при передавальній міцності (0,7R):

Передавальна міцність бетону призначається не більше: $0,65R$ для бетону В20...В30 і не більше $0,7R$ для інших класів бетону, а також не менше 11 МПа, а при застосуванні стрижневої арматури класу А-IV, канати та дротяна арматура без висадних напорів – не менше 15,5 МПа. Передавальна міцність бетону, крім того. Повинно бути не менше 50% прийнятого класу бетону.

Попереднє значення попереднього напруження арматури без урахування втрат приймається:

Де допустиме відхилення попереднього напруження при електромеханічному способі натягу арматури, що дорівнює:

Для класу армування Ат-VI: $\sigma_{ct} = 785$ МПа, $E_s = 190000$ МПа.

Для робочої арматури поперечних ребер класу А-III $d = 10$ мм = 36 МПа.

Для дротяної арматури плитної сітки та плоских каркасів класу ВР-I $d = 3$ мм = 375 МПа = 270 МПа; при $d = 4$ мм: = 365 МПа, = 265 МПа; при $d = 5$ мм = 360 МПа, = 260 МПа; $E_s = 170000$ МПа.

Для механічного способу натягу арматури попереднє напруження приймається $\gamma = 0,95$ =

До тріщиностійкості панелі покриття пред'являються вимоги категорії 3, тобто допускається короткочасне відкриття тріщин у панелі (див. табл. 12 додатку).

Ребриста панель відноситься до третьої категорії вимог тріщиностійкості.

Виробнича будівля, для якої проектується панель покриття, опалюється, вологий режим нормальний, внутрішнє середовище неагресивне. Будівля зводиться в 2-му регіоні снігового покриву (за уточненням). Коефіцієнт надійності за цільовим призначенням приймається $\gamma = 0,95$, що відповідає II класу відповідальності будівель, до якого відносяться всі промислові об'єкти.

1.1 Визначення навантажень

Панель покриття піддається постійним і тимчасовим навантаженням. Постійне навантаження складається з ваги тепло-гідроізоляційного шару і власної ваги панелі. Живе навантаження створюється вагою снігового покриву і вагою пилу.

Склад і конструкція тепло- і гідроізоляційного шару приймаються в залежності від типу, призначення і місця будівництва промислової будівлі, для якої проектується панель. Навантаження від снігу і пилу залежать від місця будівництва.

Розрахунок постійного навантаження від власної ваги панелі.

Об'єм панелі покриття, визначений прийнятими розмірами, разом із заливним бетоном становить $v = 2,72$ м³ при щільності залізобетону з важкого бетону $\rho = 2,5$ т/м³. Нормативне навантаження від власної ваги панелі із заливним бетоном на 1 м² покриття.

Розрахунок живого навантаження

Нормативне значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття

у сніговій зоні I – 0,8 кПа (прийнято згідно з ДБН «Навантаження та впливи»)

Стандартне значення пилового навантаження.

=0,12 кПа (приймається згідно з ДБН «Навантаження та впливи»)

1.3 Розрахунок полиці плити

Визначення типу плити:

Щитова плита товщиною $t = 25$ мм являє собою однорядну багатопролітну суцільну плиту з осередками, затиснутими по контуру поперечними і поздовжніми ребрами.

Розміри секцій плити в світлі між ребрами нервюри (див. рис. 1):

По панелі розрізняють середні і крайні:

$$=149-(16/2)2=133\text{см};$$

$$e=151-27,5-16/2=116\text{см};$$

середній і крайній по панелі

$$=295-14 \cdot 2=267\text{см}$$

Оскільки співвідношення перетинів плити $= 267/133 = 2,01 > 2$,

$$=267/116=2,31 > 2,$$

плита розраховується як балкова плита, що спирається на поперечні нервюри.

У випадку, коли <2-пластина розраховується як робоча в двох напрямках. Приклад розрахунку такої плити дивіться в книзі «Проектування залізобетонних конструкцій: Довідковий посібник А.Б. Голишев».

Розрахункова схема та визначення навантаження

Розрахунковою схемою плити прийнято 5-пролітну нерозрізну балку прямокутного перетину висотою $t = 2,5$ см і шириною $= 267$ см, навантажену рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахункові прольоти дорівнюють відстаням між гранями поперечних нервюр. Плита вільно лежить на торцевих ребрах (рис. 3).

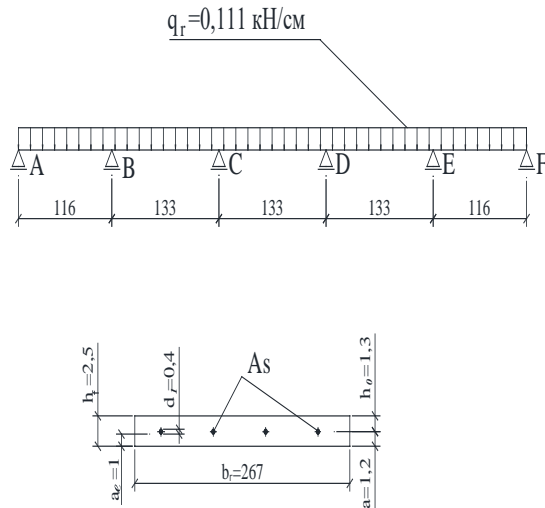


Рис.4. Розрахункова схема та розрахунковий переріз плити

Навантаження на плиту складається з постійних і тимчасових. Постійне навантаження включає власну вагу плити товщиною $t = 25$ мм і від теплоізоляційного шару $i = 1,68$ кН/м². Максимальне навантаження $v = 1,947$ кН/м² (див. таблицю розрахунку навантаження на панель).

Розрахункове навантаження від власної ваги на 1 м² площі плити

Розрахункове постійне розподілене навантаження, що діє на плиту. від ширини вантажної зони $= 2,67$ м

Розрахунок тимчасового розподіленого навантаження, що діє з тієї самої зони навантаження

Загальна конструкція рівномірно розподіляє навантаження на плиту

Визначення сил при першій комбінації сил

Згинальний момент у зовнішніх прольотах плити (див. рис. 4, прольоти А-В і Е-Ф)

Згинальний момент в середніх прольотах і на середніх опорах

Для подальших розрахунків береться момент з найбільшим значенням

Розрахунок армування

Плита армується зварною сіткою з арматурного дроту класу Vr-I. Зварну сітку розміщують посередині товщини плити так, щоб захисний шар бетону знизу для робочої арматури був не менше 10 мм (див. рис. 4).

Зварна арматурна сітка плити (рис. 5) має робочі стрижні в поздовжньому напрямку і розподілені (монтажні) стрижні в поперечному напрямку. Діаметр поздовжніх стрижнів встановлюється 3, 4 або 5 мм. Діаметр поперечних стрижнів 3 мм. Крок поздовжніх брусків v приймається 100, 125, 150 або 200 мм; крок поперечних стрижнів $u = 250$ мм калкуляц

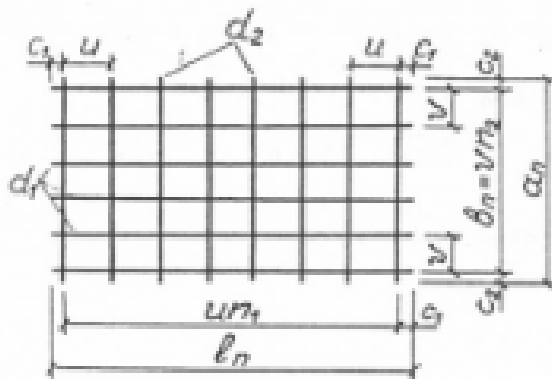


Рис. 5. Основний вид зварних сіток для армування плит.

Призначається діаметр поздовжніх стрижнів зварної сітки $d_1 = 5$ мм, поперечних стрижнів $d_2 = 3$ мм. Захисний шар бетону робочих стрижнів приймається $a_r = 10$ мм, тоді

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

Робоча висота перерізу

$$h_0 = t - a = 2,5 - 1,225 = 1,225 \text{ см}$$

Розрахунковий коефіцієнт. Із таблиці 9 додатку за значенням α_m знаходиться (за інтерполяцією коефіцієнти).

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{135,78}{1,75 \cdot 267 \cdot 1,3^2} = 0,17$$

$$\eta = 0,905$$

$$\text{Потрібна площа перерізу арматури } A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{135,78}{36,0 \cdot 1,25 \cdot 0,905} = 3,3 \text{ см}^2$$

Приймається (див. табл. 15 додатку) $17 \varnothing 5$ Вр-I загальною площею $A_s = 3,33 \text{ см}^2 > 3,3 \text{ см}^2$ з кроком 150 мм.

В поперечному напрямку полку плити армуємо стержнями діаметром 3 мм з кроком 250 мм (конструктивно).

Конструювання арматурної сітки

Довжина та ширина зварної арматурної сітки, якою армується плита панелі призначаються з урахуванням захисного шару бетону з торців панелі 15 мм та з боків панелі 10 мм. Довжина зварної арматурної сітки:

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

ширина сітки

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

Кількість кроків поперечних стрижнів

$$n_n = \frac{l_n}{u} = 11910 / 250 = 47,6 = 47 \text{ мм}$$

кількість кроків поздовжніх стрижнів

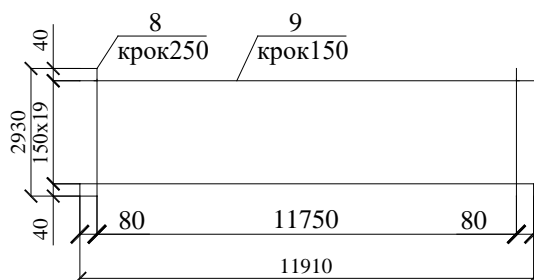
$$n_n = \frac{a_n}{v} = 2930 / 150 = 19,5 = 19 \text{ мм}$$

Довжина кінцевих випусків:

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

$$c_2 = (a_n - n_2 v) / 2 = (2930 - 19 \cdot 150) / 2 = 40 \text{ мм}$$

Марка сітки СІ



Відомість стрижнів на один виріб

Марка	Поз.	Діам. мм	Довжина	Кільк.	т, кг
СІ	8	3ВрІ	2930	48	7.7
	9	5ВрІ	11910	20	23.6

Рис.6 Зварна сітка плити панелі та відомість стрижнів для її виготовлення.

Зварна арматурна сітка позначається СІ (рис.6). Марка сітки СІ

$$СІ \frac{5ВрІ - 150}{3ВрІ - 250} 2930 \times 11910 \frac{80}{40}$$

Перевірка міцності плити на дію зосередженого навантаження

Відносна висота стисненої зони

$$\zeta = \mu R_s / R_b = 0,0099 \cdot 36 / 2 = 0,198$$

За значенням $\zeta = 0,190 \Rightarrow$

$$\alpha_m = 0,172$$

$$M_{adm} = \alpha_m R_b b_1 h_0^2 = 0,160 \cdot 1,75 \cdot 267 \cdot 1,3^2 = 135,92 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Так як $M_{adm} = 135,92 \text{ кН} \cdot \text{см} \geq M = 135,78 \text{ кН} \cdot \text{см}$

міцність плити на додаткову дію зосередженого навантаження забезпечена.

1.4. Розрахунок поперечного ребра

Для проектування панелі досить розрахувати одне з будь-яких проміжних поперечних ребер як навантажене. Армуння середнього та крайнього поперечних ребер приймають за результатом розрахунку проміжного ребра.

Визначення навантаження

Навантаження на ребро передаватиметься від зони навантаження плити, ширина якої дорівнює відстані між осями поперечних ребер $lw = 149 \text{ см}$.

Передбачуване рівномірно розподілене навантаження від теплоізоляційного шару з розрахунку.

$$i_w = i_l \cdot w = 1,68 \cdot 1,49 = 2,503 \text{ кН / м}$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної ваги плити

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

Розрахункове навантаження від власної ваги ребра з середньою шириною

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

$$w = b_m \cdot (h - h_f^1) \cdot I \cdot p \cdot 9,81 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,32 \text{ кН / м.}$$

Загальне розрахункове постійне, навантаження

$$q_w = i_w + r_w + w = 2,503 + 0,955 + 0,32 = 3,778 \text{ кН / м.}$$

Розрахункове тимчасове рівномірно розподілене навантаження

$$v_w = v \cdot l_w = 1,85 \cdot 1,49 = 2,757 \text{ кН / м.}$$

Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на поперечне ребро панелі $q_w = g_w + v_w = 3,778 + 2,757 = 6,535 \text{ кН / м.} = 0,0654 \text{ кН / см}$

Розрахункова схема і розрахунковий переріз

Поперечне ребро заввишки 15 см в стисненій зоні працює спільно з примикаючою ділянкою плити завтовшки 2,5 см.

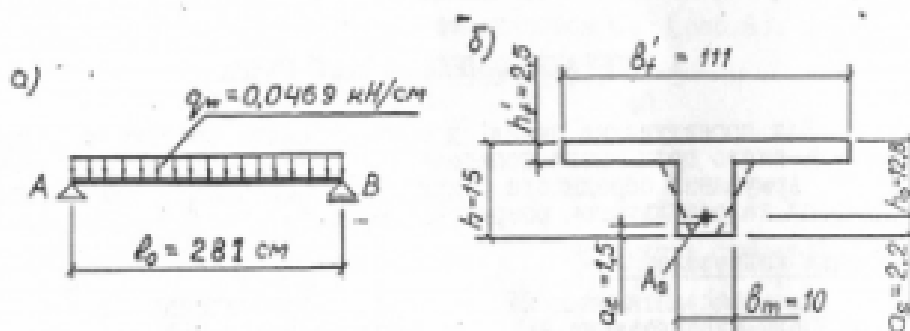


Рис. 7. Розрахункова схема (а) та розрахунковий поперечний переріз поперечного ребра (б).

Розрахунковий проліт (відстань між осями поздовжніх ребер)

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

Так як

$$h_f^1 = 2,5 \text{ см} > 0,1 \cdot h = 0,1 \cdot 15 = 1,5 \text{ см}$$

ширина плити (полиці таврового перерізу), що враховується в розрахунку приймається

$$b_f^1 = b_{\text{sup}} + \frac{l_o}{3} = 16 + 281/3 = 110 < 149 \text{ см.}$$

Якщо виявиться, що $b_{\text{sup}} + l_o / 3 > l_w$ в розрахунок уводиться полиця завширшки $b_f^1 = l_w$

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

Розрахункові зусилля

Згинаючий момент посередині прольоту

$$M_w = \frac{g_w \cdot l_o^2}{8} = \frac{0,0654 \cdot 281^2}{8} = 645,51 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Поперечна скла на підпорі

$$Q = \frac{q_w \cdot l_0}{2} = \frac{0,0654 \cdot 281}{2} = 9,189 \text{ кН}$$

Розрахунок поздовжньої арматури.

Для визначення робочої висоти перерізу попередньо призначається діаметр поздовжньої робочої арматури $d=14$ мм, захисний шар бетону приймається $a_l=15$ мм (див.Рис 7б)

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

робоча висота перерізу

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

Так як

$$M_w = 645,51 < R_b b_f h_f' \cdot (h_0 - 0.5 h_f') = 4920 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

межа стисненої зони проходить в полиці таврового перерізу і тому за розрахунковий приймається прямокутний переріз завширшки $b_f=110$ см.

$$\alpha_m = M_w / R_b b_f h_0^2 = 645,51 / 1.75 \cdot 110 \cdot 12,8^2 = 0,021$$

$$\xi = 0,989$$

Потрібна площа перерізу арматури $A_{s,req} = M_w / R_s \xi h_0 = 645,51 / 36,5 \cdot 0.989 \cdot 12.8 = 1,39 \text{ см}^2$

Приймається (див. табл..15 додатку) 1 діаметр 14 АІІ з $A_s = 1,539 \text{ см}^2$

Коефіцієнт армування (без урахування зв'язів полиці)

$$\mu = A_s / b_m \cdot h_0 = 1,539 / 10 \cdot 12,8 = 0,012 > \mu_{\min} = 0,0005$$

Розрахунок поперечної арматури

Довжина проєкції найбільш небезпечного похилого перерізу

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

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

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

$$Q_b = \varphi_{b4} R_{br} b_m h_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,115 \cdot 10 \cdot 12,8^2 / 32 = 9,23 \text{ кН}$$

Так як $Q = 9,189 \text{ кН} < Q_b = 9,23 \text{ кН}$

поперечна арматура за розрахунком не потрібна, а установлюється за конструктивними вимогами.

Конструювання арматурних каркасів

Плоскі арматурні каркаси проміжних поперечних ребер позначаються КР2, середніх і кінцевих - КР3. Виходячи з умови зварюваності, при діаметрі поздовжньої арматури 14 мм поперечні стрижні беруться діаметром 4 мм (табл. 7 додатку). На опорах в секціях довж $l_1 = l_0 / 4 = 281 / 4 = 70 \text{ см}$.

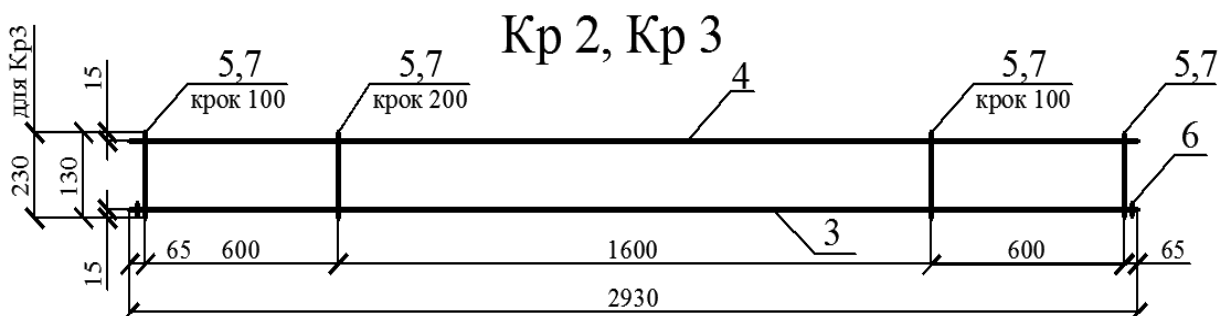


Рис.8 Плоскі арматурні каркаси поперечних ребер та відомість стрижнів для них.

Відомість стрижнів на один виріб

Марка	Поз.	Найменування	Кільк.	Маса 1 од., кг	Маса виробу, кг
Кр2 (Кр3)	3	Ø 12 А-III, l=2930	1	2,61	3,185 (3,395)
	4	Ø 4 Вр-I, l=2930	1	0,27	
	5	Ø 4 Вр-I, l=130	21	0,011	
	6	Ø 10А-III, l=60	2	0,037	
	7	Ø 4Вр-I, l=230	21	0,021	

Крок поперечних стрижнів приймається 100 мм, в середній частині каркасу - 200 мм (це максимальні значення, що ставляться конструктивними вимогами).

З урахуванням захисного шару бетону $a_6 = 10$ мм довжина каркасів:

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

висота каркасів

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

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

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 на рисунку 8.

1.5. Розрахунок повздовжніх ребер

Розрахункова схема

Середня ширина зведеного ребра еквівалентного перерізу (рис. 9б)

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

Так як

$$h_f = 2.5 \text{ см} < 0.1h = 0.1 \cdot 45 = 4.5 \text{ см}$$

ширина стисненої полиці, що уводиться в розрахунок приймається

$$b_f' = 12h_f + b_m = 295 \text{ см}$$

Розрахунковий проліт-відстань між осями підпор, що віддалені від торців панелі на $a = 5$ см (рис.9а)

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

Розрахункове навантаження та зусилля

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

Розрахункове повне навантаження (див. табл. підрахунку навантажень).

$$q = p b_n = 5,46 \cdot 3 = 16,38 \text{ кН/м} = 0,164 \text{ кН/см.}$$

Згинаючий момент посередині прольоту

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{0,164 \cdot 1186^2}{8} = 28835,22 \text{ кНсм}$$

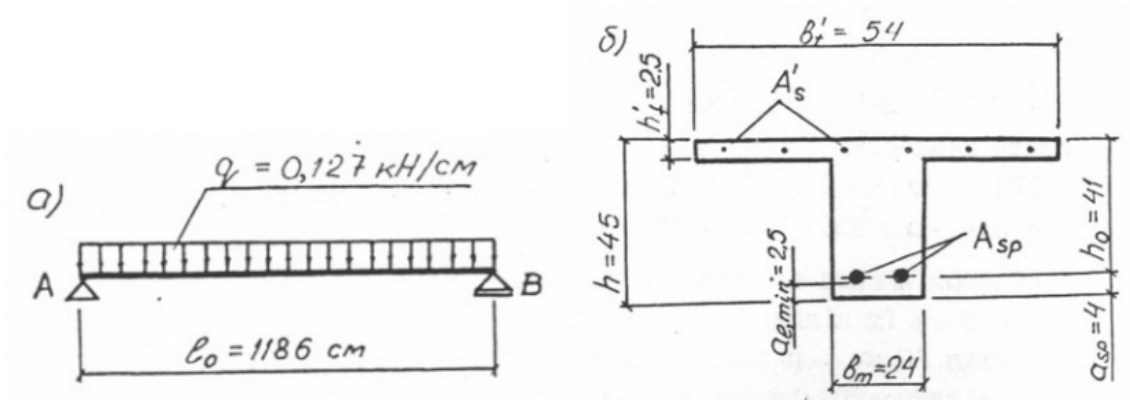


Рис.9. Розрахункова схема та зведений розрахунковий переріз поздовжніх ребер

Поперечна сила в перерізі біля підпори від повного навантаження

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{0,164 \cdot 1186}{2} = 97,25 \text{ кН}$$

Розрахунок поздовжньої арматури

Приймаючи до уваги мінімальну товщину захисного шару бетону $a=25$ мм (див. рис.9б) отримується

$$a_{sp} = a_l + \frac{d}{2} = 2,5 + 3/2 = 4 \text{ см.}$$

і тоді робоча висота перерізу

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

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

У межах стиснутої полиці ширина 295 см, яка враховується у розрахунку, розміщена з кроком $v=15$ см.

стрижень

Сумарна площа перерізу арматури 20Ø4 та 2Ø5 у стиснутій зоні гнучого ребра $A = 2,91$.

3

3. межа стиснутої зони проходить у полиці, площа перерізу попередньо напруженої арматури визначають як для прямокутного перерізу.

З таблиці 9 додатки для - табл. 6 заявки на арматуру класу Ат-VI та важкий бетон класу В40 знаходиться

<

Якщо >, то потрібна додаткова стиснена арматура. В цьому випадку можна збільшити діаметр стрижнів кріплення шпангоутів поздовжніх ребер. Збільшіть діаметр поздовжніх стрижнів армуючої сітки або зменшіть їхній крок.

Тому перерізу арматури у стиснутій зоні цілком достатньо, додаткова арматура з розрахунку не потрібна.

З

Коефіцієнт приймається рівним посиленню класів:

A-IV - 1,20

A-V, Б-II, Бп-II, К-7, К-19 – 1,15

A-VI - 1,10

У випадку з коеф. Умови праці визначаються за формулою

коефіцієнт робочого стану напруженої арматури

Враховуючи ненапружену арматуру 2Ø5 з плоских рам, необхідна площа перерізу попередньо напруженої арматури

2Ш28Ат-VI с.

Попередньо напружену арматуру діаметром 28 мм укладають за схемою розміщення (1Ø28 у кожному поздовжньому ребрі із захисним шаром бетону 25 мм) (див. рис. 2, а). Прийнятий діаметр 28 мм відповідає вимогам проектування для бетону класу В40.

Для класу заздалегідь напруженої арматури Ат-V діаметром 20 мм і більше. Клас бетону повинен бути не нижче В25 (таблиця 13 додатка). Якщо ця вимога не виконується, то замість одного в кожне ребро встановлюють по 2 стрижні меншого діаметра або підвищують клас бетону.

Розрахунок поперечної арматури

Орієнтовно прийнятий коефіцієнт поперечної арматури = 0,001; визначено

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

Коефіцієнт, що враховує міцність та тип бетону.

забезпечується міцність поздовжніх ребер від дії поперечної сили по похилій смузі між похилими тріщинами, тобто прийняті розміри поперечного перерізу поздовжніх ребер достатні.

В іншому випадку слід збільшити ширину або висоту поздовжніх ребер або підвищити марку бетону.

Розмір попередньої напруги без урахування втрат (див. п. 1)

Приймається приблизне значення загальних втрат попередньої напруги.

100 МПа – мінімальне значення, рекомендоване нормами проектування. Подальша доробка впливає лише збільшення міцності.

Коефіцієнт точності натягу арматури при механічному способі натягу арматури

Зразкове значення зусилля попереднього затиску з урахуванням усіх втрат (без урахування ненапруженої арматури)

$$P = \gamma_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp} = 0,9 \cdot (72,5 - 10) \cdot 12,32 = 693 \text{ кН}$$

Коефіцієнт, що враховує вплив поздовжньої сили Р на міцність похилої ділянки

Довжина проєкції найбільш небезпечної похилої ділянки

Для важкого бетону (таблиця 5 додатка)'

Гранична поперечна сила на краю похилої ділянки, яку можуть витримати поздовжні крайки панелі без урахування роботи поперечної арматури

кН

Оскільки значення має бути не менше

Поступово розподілене навантаження з урахуванням еквівалентного тимчасового навантаження

Поперечна сила на краю похилої ділянки, що починається від опори і має довжину $v = 103$ см

3

Поперечна арматура в поздовжніх ребрах не потрібна за розрахунком, а встановлюється відповідно до конструктивних вимог.

Якщо виявиться, що , то поперечна арматура встановлюється відповідно до розрахунку. (Див. Приклад 3).

Будівництво плоских армуючих каркасів

У кожному поздовжньому ребрі встановлюється по одному плоскому арматурному каркасу (див. рис. 1), що маркується КРІ. Каркаси виготовляються із дротяної арматури класу Вр-І, поздовжні стрижні приймаються діаметром 5 мм, поперечні – 4 мм.

Крок поперечних стрижнів на кінцевих ділянках рами (відстань від кожної опори)

прийнято

Крок поперечних тяг у середині та частини рами

прийнято

Для можливості постачання заставних деталей і додаткових ґрат армуючі шпангоути відстоять від кінців поздовжніх ребер на 180 мм. Довжина каркасу КРІ

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

висота каркасу (з урахуванням захисного шару бетону $a = 10$ мм)

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

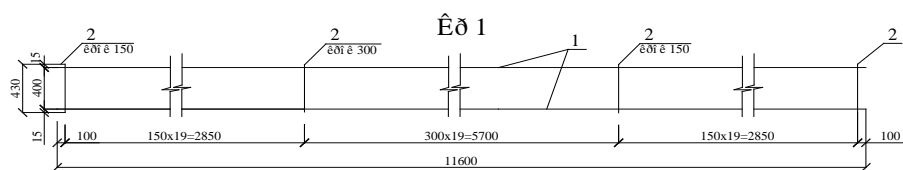


Рис.10 Плоский арматурний каркас поздовжнього ребра

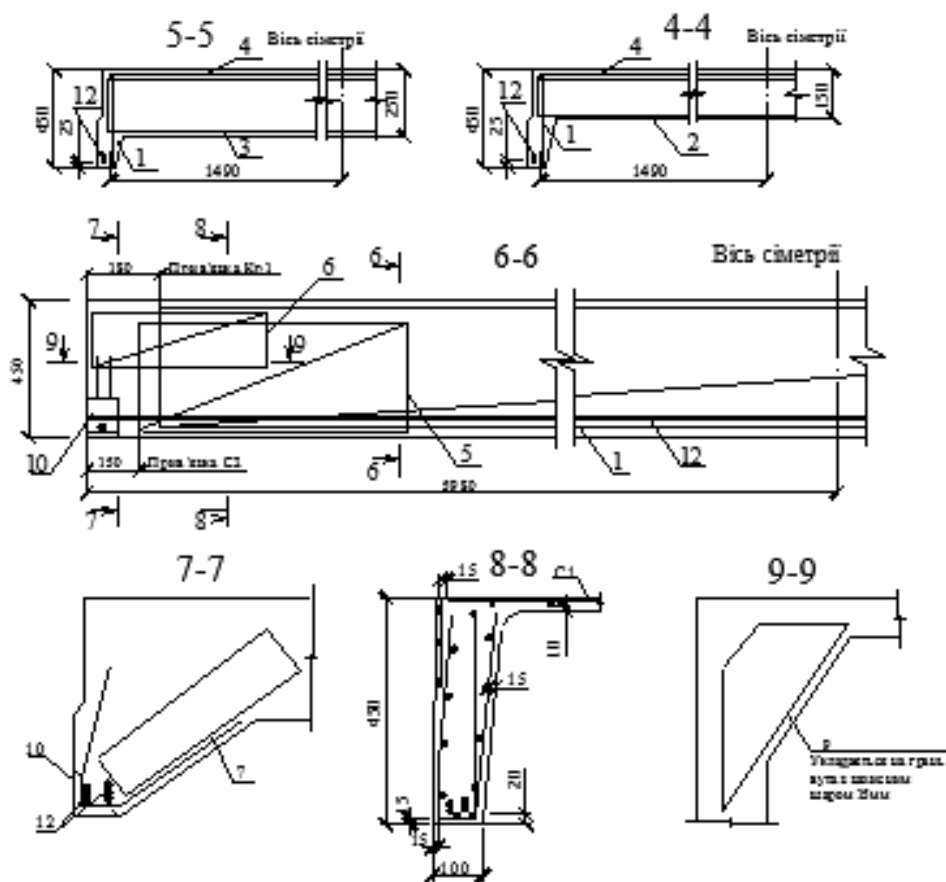


Рис. 11. Армуння панелі покриття

1.6. Конструктивне армування панелі

Торці поздовжніх ребер панелі додатково посилені поперечною арматурою у вигляді криволінійної зварної сітки С2, що охоплює всі поздовжні і поперечні стрижні кінцевих секцій каркасів КРІ. Додаткова сітка С2 проектується з дротяної

арматури класу ВР-I, діаметр поздовжнього і поперечного стрижнів 4 мм, крок 100 мм. Довжина сітки С2 приймається рівною 1040 мм.

Для поліпшення з'єднання поздовжніх ребер з торцевими ребрами в кутах панелі встановлюється додаткова зварна сітка С3, загнута під прямим кутом. Сітки С3 виготовлені з дротяної арматури класу ВР-I діаметром 4 мм. (Рис. 11, 12) Ширина сіток 230 мм, вони покривають 500 мм в кожному сторону. (Рис. 13)

Панелі армовані сітками С4 і С5 з дротяної арматури класу ВР-I діаметром 3 або 4 мм (рис. 12, 13))

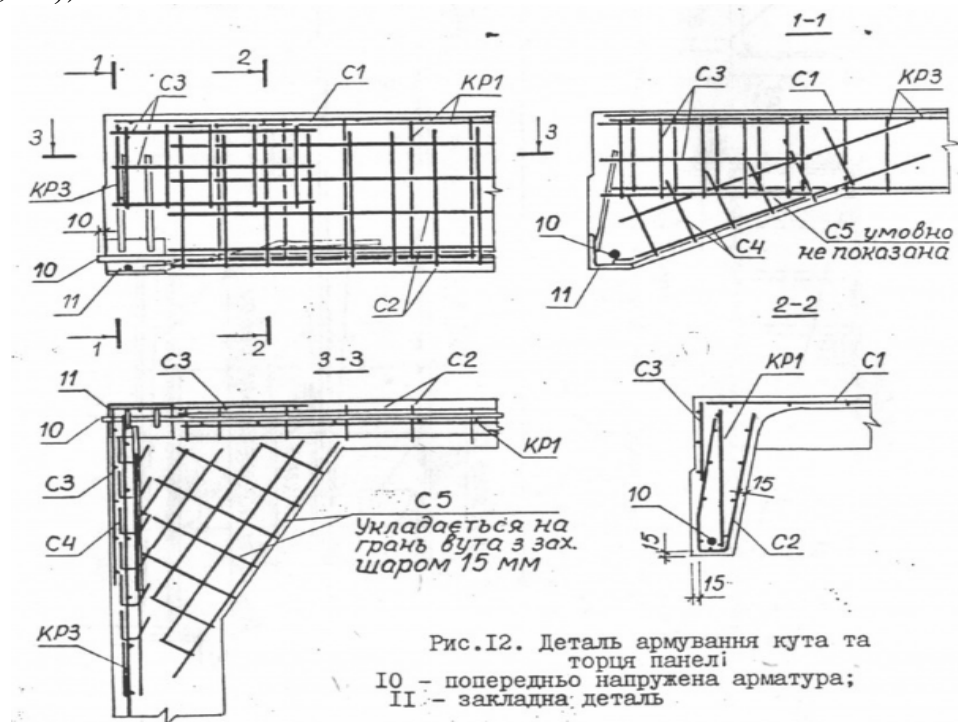


Рис.12. Деталь армування кута та торця панелі.

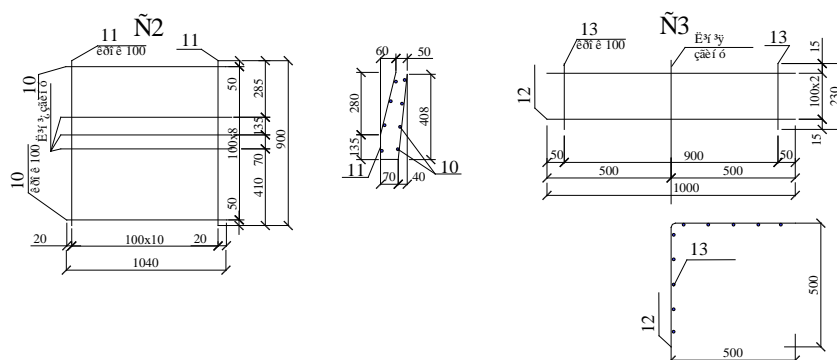


Рис.13. Додаткові арматурні вироби

В кутах панелі розміщуються закладні деталі.(Рис.12, 14)

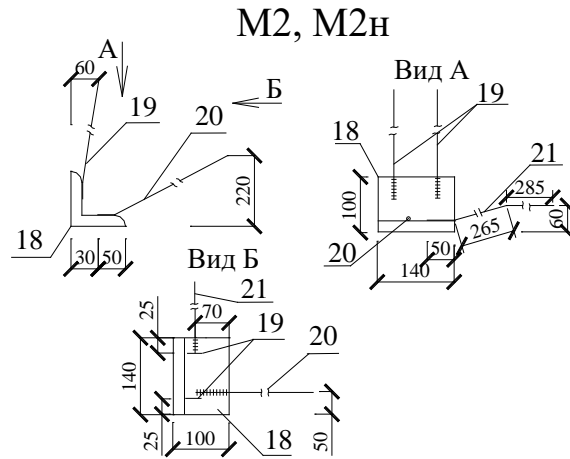


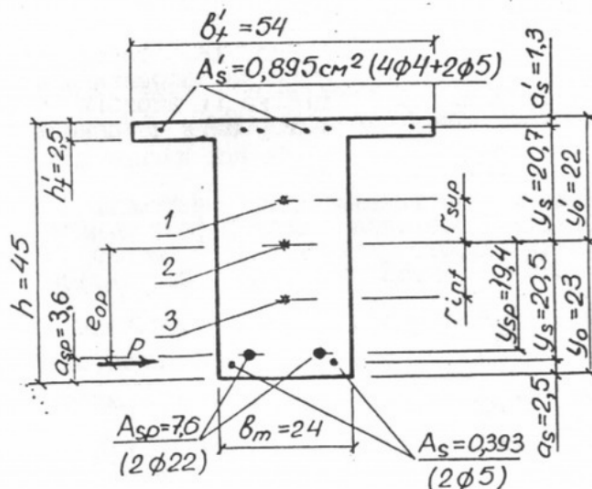
Рис.14. Закладна деталь

1.8. Геометричні характеристики поперечного перерізу панелі

Значення геометричних характеристик перерізу необхідні для розрахунку панелі на основі граничних станів другої групи - визначення тріщин і прогинів.

Практика використання панелей покриття встановила, що ймовірність утворення тріщин в плиті і поперечних ребрах дуже мала, а якщо вони і утворюються, то їх розкриття не перевищує допустимих значень. Жорсткість плити і поперечних ребер панелі в процесі експлуатації завжди достатня. Тому при розрахунку панелі за граничними станами другої групи розтріскування і прогини перевіряють тільки на поздовжніх ребрах.

Для визначення геометричних характеристик використовується еквівалентний переріз з урахуванням прийнятої для розрахунку на міцність поздовжньої арматури.



(Рис. 17)

Рис.17. До визначення геометричних характеристик поперечного перерізу поздовжніх ребер

Площа перерізу бетону

$$A = b_f' h_f' + b_m (h - h_f) = 295 \cdot 2.5 + 24(45 - 2.5) = 1757,51 \text{ см}^2$$

Із розрахунку міцності (див.п.5) $A_{sp}' = 12,32 \text{ см}^2$; $A_s = 0,393 \text{ см}^2$; $A_s' = 2,91 \text{ см}^2$

Загальна площа перерізу арматури, що перетинає еквівалентний переріз

$$A_{s,tot} = A_{sp} + A_s + A'_s = 12,32 + 0,393 + 2,91 = 15,62 \text{ см}^2$$

Коефіцієнти зведення для напруженої та ненапруженої арматури:

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

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

Площа зведеного перерізу

$$A_{red} = A + \alpha_p A_{sp} + \alpha_s (A'_s + A_s) = 1757,5 + 5,5 \cdot 12,32 + 4,92 \cdot (0,393 + 2,91) = 1841,5 \text{ см}^2$$

Статичний момент бетонного перерізу щодо нижньої грані панелі

$$S_{inf} = b'_f h'_f (h - 0,5 h'_f) + b_m (h - h'_f)^2 / 2 = 295 \cdot 2,5 (45 - 0,5 \cdot 2,5) + 24 (45 - 2,5)^2 / 2 = 53940,63 \text{ см}^2$$

Статичний момент зведеного перерізу щодо нижньої грані

$$S_{red.inf} = S_{inf} + \alpha_p A_{sp} a_{sp} + \alpha_s (A_s a_s + A'_s (h - a'_s)) = 53940,63 + 5,5 \cdot 12,32 \cdot 4 + 4,92 (0,393 \cdot 2,5 + 2,91 (45 - 1,3)) = 54842,17 \text{ см}^2$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до нижньої та верхньої граней

$$y_0 = S_{red.inf} / A_{red} = 54842,17 / 1841,5 = 30 \text{ см}$$

$$y'_0 = h - y_0 = 45 - 30 = 15 \text{ см}$$

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

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

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

$$y'_s = y'_0 - a'_s = 15 - 1,3 = 13,7 \text{ см}$$

Момент інерції бетонного перерізу щодо центра ваги зведеного перерізу

$$I = b'_f (h'_f)^3 / 12 + (h - 0,5 h'_f) b'_f h'_f (y_0 - 0,5 h'_f)^2 + b_m (h - h'_f)^3 / 12 + b_m (h - h'_f) (y_0 - 0,5 (h - h'_f))^2 = 295 \cdot 2,5^3 / 12 + 295 \cdot 2,5 \cdot (30 - 0,5 \cdot 2,5)^2 + 24 (45 - 2,5)^3 / 12 + 24 \cdot (45 - 2,5) \cdot (30 - 0,5 (45 - 2,5))^2 = 841598,96 \text{ см}^4$$

Момент інерції зведеного перерізу щодо центра ваги

$$I_{red} = I + \alpha_p A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha_s (A'_s y_s^2 + A_s (y'_s)^2) = 841598,96 + 5,5 \cdot 12,32 \cdot 26^2 + 4,92 \cdot (0,393 \cdot 27,5^2 + 2,91 \cdot 13,7^2) = 891554,17 \text{ см}^4$$

Момент опору зведеного перерізу щодо нижньої розтягнутої грані

$$W_{red.inf} = I_{red} / y_0 = 891554,17 / 30 = 29718,47 \text{ см}^3$$

Момент опору зведеного перерізу щодо верхньої стисненої грані

$$W_{red.sup} = I_{red} / y'_0 = 891554,17 / 15 = 59436,94 \text{ см}^3$$

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

Так як

$$b'_f / b_m = 295 / 24 = 12,3 > 2 \quad h'_f / h = 2,5 / 45 = 0,06 < 0,2 \Rightarrow \gamma = 1,5$$

$$W_{pl.inf} = 1,5 \cdot 29718,47 = 44577,71 \text{ см}^3$$

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

$$W_{pl.sup} = \gamma \cdot W_{red.sup} = 1,5 \cdot 59436,94 = 89155,41 \text{ см}^3$$

1.10. Розрахунок з утворення нормальних тріщин

Оскільки до тріщиностійкості панелі пред'являються вимоги 3-го розряду, тобто допускається розкриття тріщин, розрахунок тріщиноутворення виконують для з'ясування необхідності розрахунку розкриття тріщин та обґрунтування розрахунку прогину (при тріщинах або без тріщин у розтягнутій зоні).

При розрахунку утворення тріщин приймаються коефіцієнт точності натягу арматури = 1 і коефіцієнт надійності навантаження = 1.

Утворення верхніх початкових тріщин на етапі виготовлення

Максимальна напруга в стисломому бетоні (на кромці нижньої грані перерізу) від дії сили P_1 на етапі виготовлення з урахуванням моменту $M_c = 9503,13$ кН см від власної ваги панелі

прийнято

Відстань від центру тяжкості зменшеного перерізу до точки ядра, найбільш віддаленої від розтягнутої області верхнього перерізу - нижня відстань ядра.

Момент зовнішніх сил на етапі виготовлення щодо осі, паралельної нульової лінії та проходить через нижню точку серцевини, найбільш віддалену від розтягнутої зони.

Згинальний момент, який може сприймати переріз при утворенні тріщин.

З

верхні початкові тріщини утворюються у процесі виготовлення панелі.

Якщо верхні початкові тріщини на етапі виготовлення не утворюються. Подальші розрахунки з утворення нижніх тріщин на етапі експлуатації див.

Утворення нижніх тріщин на етапі експлуатації

Тривале та повне розподілене навантаження

Розрахунковий момент від тривалого та від повного навантаження:

Максимальна напруга в стисломому бетоні (на краю верхньої грані перерізу)

Це визначено

прийнято

Відстань від центру тяжкості укороченого перерізу до точки ядра, найбільш віддаленої від розтягнутої (нижньої) зони перерізу - верхня відстань ядра.

$$r_{sup} = \varphi' \cdot W_{red.inf} / A_{red} = 29718.47 / 1841.5 = 16.138 \text{ см}$$

Визначаються коефіцієнти:

$$\varphi_m = R_{bip.ser} \cdot W_{pl.sup} / (P_1(e_{op1} - r_{inf}) - M_c) = 1,365 \cdot 89155.41 / (847.48(26 - 32,3) - 9503,13) = -8,2$$

приймається $\varphi_m = 0,45$

$$\delta = y_0 \cdot (A_{sp} + A_s) / (h_0 - y_0) \cdot (A_{sp} + A_s + A'_s) = 30 \cdot (12,32 + 0,393) / (45 - 30) \cdot (12,32 + 0,393 + 2,91) = 1,63 > 1,4$$

приймається $\delta = 1,4$

$$\theta = 1 - (1,5 - 0,9 / \delta) \cdot (1 - \varphi_m) = 1 - (1,5 - 0,9 / 1,4)(1 - 0,45) = 0,55 < 1$$

приймається $\theta = 0,55$

Ядровий момент зусилля обтиснення

$$M_{rp} = P_2 (e_{op2} + r_{sup}) = 698.5(26,4 + 16,138) = 29712.79 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Момент тріщиноутворення

$$M_{crc} = \theta (R_{bt.ser} \cdot W_{pl.inf} + M_{rp}) = 0,55(0,195 \cdot 44577.71 + 29712.79) = 26199 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Так як

$$M_{ser} = 26022,03 < M_{crc} = 26199.83 \text{кН} \cdot \text{см}$$

$$M_{l.ser} = 17054.98 < M_{crc} = 26199.83 \text{кН} \cdot \text{см}$$

1.11. 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

$$M = 1,4 \cdot q_w \cdot l^2 / 2 = 245 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Ексцентриситет стискуючого зусилля

$$e_{sp1} = e_{op1} + y_s = 26 + 13.7 = 39.7 \text{см}$$

Замінюючий момент

$$M_s = P_1 \cdot e_{sp} + M_w = 847.48 \cdot 39.7 + 245 = 33889.96 \text{кН} \cdot \text{см}$$

$$e_{stot1} = M_s / P_1 = 39.989 \text{см}$$

Приймається

$$z = 0.97 e_{stot1} = 38.79 \text{см}$$

Приріст напруження в арматурі

$$\sigma_s = (P_1 (e_{sp} - z) + M_w) / A_s \cdot z = (847.48(39.7 - 38.79) + 245) / 0,895 \cdot 42,07 = 16,4 \text{кН} / \text{см}^2$$

Приймається дротова арматура періодичного профілю

Робоча висота перерізу

$$h_0 = h - a_s = 45 - 1,3 = 43,7 \text{см}$$

1.12. Розрахунок з утворення похилих тріщин

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

Для перевірки умови утворення похилих тріщин напруження визначаються на рівні центра ваги зведеного перерізу.

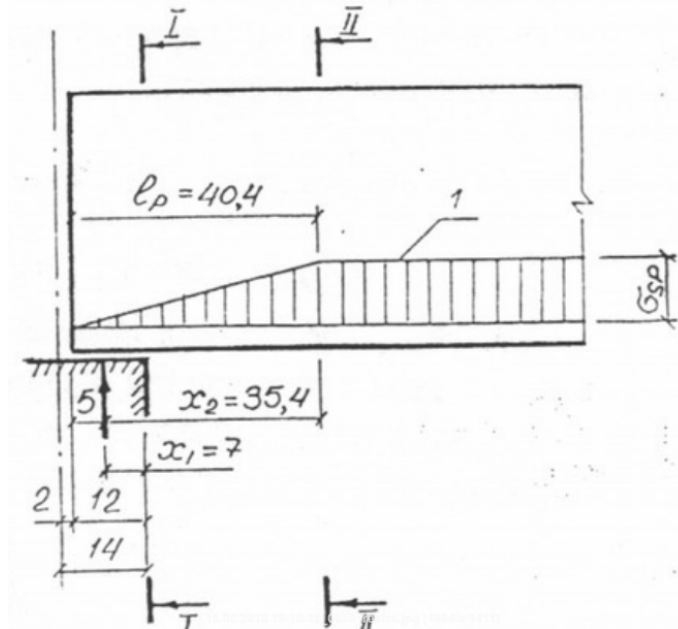


Рис.18 До утворення похилих тріщин, припідпорна ділянка панелі покриття

Поперечна сила від повного навантаження в підпорному перерізі

$$Q_{ser} = q_{ser} l_0 / 2 = 0,109 \cdot 1186 / 2 = 64,637 \text{ кН}$$

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

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

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 = 96,9 - 10,56 = 86,34 \text{ кН / см}^2$$

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

$$l_p = (w_p \sigma_{sp1} / R_{bp} + \lambda_p) d = (1,40 \cdot 86,34 / 1,54 + 40) 0,8 = 94,7$$

Зусилля обтиснення в перерізі 1-1

$$P_{2,I} = P_2^x (l_x / \lambda_p) = 280,8 (12 / 94,7) = 35,587 \text{ кН}$$

Для перерізу II-II, $l_x = l_p$, $P_{2,II} = 280,8 \text{ кН}$.

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

$$\sigma_{x,I} = P_{2I} / A_{red} = 35,587 / 1199,5 = 0,0296 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_{x,II} = P_{2II} / A_{red} = 280,8 / 1199,5 = 0,234 \text{ кН / см}^2$$

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

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

$$54 \cdot 2,5 (45 - 23,24 - 2,5 / 2) + (45 - 23,24 - 2,5) 24 + 4,72 \cdot 0,895 \cdot$$

$$* (45 - 23,24 - 1,3) = 3317 \text{ см}^3$$

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,

$$x_2 = l_p - 5 = 94,7 - 5 = 89,7 \text{ см}$$

Розрахункове розподілене навантаження з урахуванням еквівалентного тимчасового навантаження

$$q_{q,ser} = (g_s + V_s/2)b_n = (2.856 + 0.808/2)3 = 0.0978 \text{кН/см}$$

для перерізу П-П

$$Q_{II} = Q_{ser} - q_{1ser} \cdot x_2 = 64,637 - 0.0978 \cdot 89.7 = 55.86 \text{кН}$$

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

$$\tau_{xy,I} = Q_I S'_{red} / I_{red} b_m = 64.63 \cdot 3317 / 232044 \cdot 24 = 0.0384 \text{кН/см}^2$$

$$\tau_{xy,II} = Q_{II} S'_{red} / I_{red} b_m = 55.86 \cdot 3317 / 232044 \cdot 24 = 0.0332 \text{кН/см}^2$$

Для перерізу I-I:

$$x_1 = 7 \text{см}$$

$$y_1 = 23.24 \text{см}$$

$$d_1 = x_1 / h = 7 / 45 = 0.16 \text{см}$$

$$\beta_1 = y_1 / h = 23.24 / 45 = 0.516 \text{см}$$

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

Для перерізу П-П

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

напруження = 0.

Головні розтягуючі та головні стискуючі напруження в бетоні :

Переріз 1-1

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

$$\sigma_{mi,I} = -(0.0296 + 0.0442) / 2 + \sqrt{((0.0296 - 0.0442) / 2)^2 + 0.0384^2} = -0.059 \text{кН/см}^2$$

$$\sigma_{mc,I} = 0.753 \text{кН/см}^2$$

Переріз П-П

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

$$\sigma_{mi,II} = - + (\sigma_{xI} + \sigma_{yI}) / 2 + \sqrt{((\sigma_{xI} - \sigma_{yI}) / 2)^2 + \tau_{xy,I}^2} = 0.07 \text{кН/см}^2$$

$$\sigma_{mc,II} = - + (\sigma_{xI} + \sigma_{yI}) / 2 + \sqrt{((\sigma_{xI} - \sigma_{yI}) / 2)^2 + \tau_{xy,I}^2} = 2.73 \text{кН/см}^2$$

Так як для обох перерізів:

$$0.5 \cdot R_{bser} = 0.5 \cdot 25.5 = 12.75 \text{МПа} > \sigma_{mcI} = 0.753 \text{МПа}$$

$$0.5 \cdot R_{bser} = 0.5 \cdot 25.5 = 12.75 \text{МПа} > \sigma_{mcII} = 2.73 \text{МПа}$$

Так як

$$\gamma_{b4} R_{btser} = 1 \cdot 1.95 = 1.95 \text{МПа} > \sigma_{miI} = 0.059 \text{МПа}$$

$$\gamma_{b4} R_{btser} = 1 \cdot 1.95 = 1.95 \text{МПа} > \sigma_{miII} = 0.07 \text{МПа}$$

Розрахунок з розкриття тріщин не потрібен

1.13. РОЗРАХУНОК ПРОГИНУ ПАНЕЛІ

Момент від тривалого та постійного навантаження $M_{I,ser} = 17054.98 \text{кНсм}$

$$P_2 = 698.5 \text{кН}$$

$$e_{op} = 26.4 \text{см}$$

$$\sigma_{sb} = \sigma_8 + \sigma_9 = 52 + 50 = 102 \text{ МПа}$$

$$\sigma'_{sb} = \sigma'_8 + \sigma'_9 = 16.5 + 50 = 66.5 \text{ МПа}$$

$$I_{red} = 891554.17 \text{ см}^4$$

Визначаються величини:

$$\mu\alpha_p = 0.00812 \cdot 5.5 = 0.045$$

$$\varphi_f = ((b'_f - b'_m) \cdot h'_f + \alpha_s \cdot A'_s / 0.3) / b'_m \cdot h'_0 = 0.74$$

Із табл. 8 додатку для найближчих значень $\mu\alpha$ та φ_f знаходиться $\lambda_{lim} = 13$

$$l_0 / h_0 = 1186 / 41 = 28.9 > \lambda_{lim} = 13$$

розрахунок з визначення прогину панелі потрібен

Граничний допустимий прогин:

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

Так як, розрахунком з утворення тріщин встановлено, що в розтягнуті зоні панелі тріщин не утворюється, прогин визначається як для суцільного тіла.

Коефіцієнт, що враховує вплив короткочасної повзучості бетону приймається $\varphi_{b1} = 0.85$; коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості бетону на деформації елемента без тріщин $\varphi_{b2} = 2$

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

$$(I/r)_2 = M_{l,ser} \cdot \varphi_{b2} / \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red} = 17054.98 \cdot 2 / 0.85 \cdot 891554.17 \cdot 3450 = \\ = 1.3 \cdot 10^{-5} (1/\text{см})$$

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

$$(I/r)_3 = P_2 \cdot e_{op2} / \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red} = 698.5 \cdot 26.4 / 0.85 \cdot 891554.17 \cdot 3450 = \\ = 0.7 \cdot 10^{-5} (1/\text{см})$$

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

$$\varepsilon_b = \sigma_{sb} / 2 \cdot 10^5 = 51 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon'_b = \sigma'_{sb} / 2 \cdot 10^5 = 33.25 \cdot 10^{-5}$$

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

$$(I/r)_4 = (\varepsilon_b - \varepsilon'_b) h_0 = (51 - 33.25) \cdot 10^{-5} / 41 = 0.43 \cdot 10^{-5} (1/\text{см})$$

Оскільки

$$(I/r)_3 + (I/r)_4 = 1.13 \cdot 10^{-5} < \varphi_{b2} \cdot (I/r)_3 = 1.4 \cdot 10^{-5} (1/\text{см})$$

Приймається

$$(I/r)_3 + (I/r)_4 = 1.4 \cdot 10^{-5} (1/\text{см})$$

Повна кривизна посередині прольоту панелі:

$$(I/r)_{tot} = (I/r)_2 - ((I/r)_3 + (I/r)_4) = 0.1 \cdot 10^{-5} (1/\text{см})$$

Прогин панелі

$$f = 0.104 \cdot (I/r)_{tot} \cdot l_0^2 = 0.104 \cdot 0.1 \cdot 10^{-5} \cdot 1186^2 = 0.14 (\text{см}) < f_{lim} = 4.74 (\text{см})$$

Прогин панелі, менше гранично допустимого.

1.14. Розрахунок панелі в стадії виготовлення, транспортування і монтажу

Навантаження на панель від власної ваги s з урахуванням коефіцієнта динамічності

$$q_d = 1.4c_n b_n = 1,4 \cdot 1,85 \cdot 3 = 0,0786 \text{ кН/см}$$

Повне розрахункове навантаження на панель в стадії експлуатації, так як

$$q_d = 1.4c_n b_n = 0,0786 \text{ кН/см} < q = 0,164 \text{ кН/см}$$

Забезпечується міцність та тріщиностійкість панелі в зоні дії позитивних згинальних моментів при виготовленні, транспортуванні та монтажі.

Розрахунок панелі на етапі виготовлення, транспортування та монтажу полягає у перевірці міцності на тріщиностійкість у місцях кріплення петель, де виникають негативні моменти, які підсумовуються з моментами від дії попередньої сили стиснення.

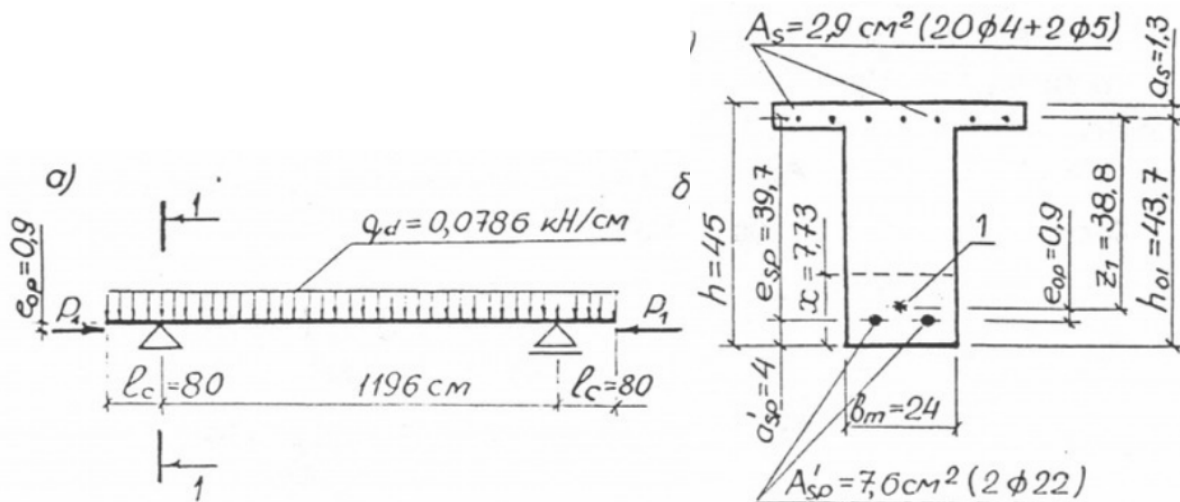


Рис. 19 Розрахункова схема та розрахунковий переріз панелі покриття ждя стадії виготовлення та підняття

Перевірка міцності

Перевіряється міцність перерізу при позацентровому стисненні.

Для попередньо напруженої арматури, що натягується механічним способом

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

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

$$N_{con} = (\gamma_{sp} \sigma_{sp1} - \sigma_{los,c}) A_{sp} = (1,1 \cdot 68,84 - 33) \cdot 12,32 = 562,36 \text{ кН}$$

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

$$M_\alpha = q_d l_c^2 / 2 = 0,0786 \cdot 80^2 / 2 = 250,88 \text{ кНсм}$$

$$R_{bp} = 1,2 \cdot 2,45 = 2,94 \text{ кН/см}^2$$

Висота стисненої зони

$$x = (N_{con} + R_s A_s) / R_{bp} b_m = (562,36 + 36,5 \cdot 2,9) / 2,94 \cdot 24 = 9,5 \text{ см}$$

Ексцентриситет поздовжнього зусилля

$$e = h_{01} - a'_{sp} + M_d / N_{con} = 43,7 - 4 + 250,88 / 562,36 = 51,67 \text{ см}$$

1.	Колони крайнього ряду	K120-21 K132-7	18 22	13500 14250	700 800	400 400	3,66 4,56	65,88 100,3 2	9,2 11, 4	165,6 250,8
2.	Колони середні	K120-28	9	13500	700	400	3,49	31,41	8,8	79,2
3.	Колони для торцевих фахверків	ЗКФ 129- 1 ЗКФ141-1	24 4	12900 14100	400 400	400 400	2,06 2,26	49,44 9,04	5,1 2 5,6 4	122,88 22,56
4.	Балки підкранові – прольотом 12м	БКНБ6- 1с	46	11950	1400	650	4,63	212,9 8	11, 7	538,2
5.	Кроквяні ферми – прольотом L=18м	ФС-18-18	20	17940	2450	250	3,11	62,2	7,6	152
6.	Кроквяні ферми – прольотом L=24м	ФС-24-18	9	23940	2950	250	4,47	40,23	11, 2	100,8
7.	Плити покриття - розміром 3x12м	ПНС-1	152	11960	2960	450	2,48	376,9 6	7,0	1064
8.	Балки фундаментні – довжиною 6 м – довжиною 12 м	ФБ6-21 ФБН-1	24 21	4450 10700	450 300	400 400	0,53 1,16	12,72 24,36	1,3 2,9	31,2 60,9
9.	Панелі стінові - розміром 6x1,2 м - розміром 12x1,2 м	ПСЛ-18 ПСЛ-20	352 272	6000 12000	1200 1200	240 300	1,7 3,4	598,4 924,8	1,9 4,8	668,8 1305,6
10.	Залізобетонні елементи воріт: – стійки, – ригелі	СВ-11 РВ-24	8 4	3600 4400	400 800	400 400	0,576 1,92	4,608 7,68	1,4 4 4,8	11,52 19,2
Всього		985						2521, 03		4593,2 6

2. ВИЗНАЧЕННЯ ОБСЯГІВ РОБІТ

Визначаємо об'єми будівельних робіт, враховуємо об'єми робіт, супроводжуючих монтаж: замонолічення колон в стакани фундаментів, замонолічення стиків фундаментних балок, електрозварювання стиків підкранових балок з колонами, електрозварювання стиків несучих і огорожуючих елементів покриття (ферм, плит), заливку швів стінових панелей.

№ п/п	Назва робіт	Одиниця виміру	Формула підрахунку	Обсяг	Для збірних елементів	
					Маса, т	Об'єм, м ³
1	2	3	4	5	6	7
1	Монтаж колон крайніх рядів до 10т	шт.	-	18	165,6	65,88
2	Монтаж колон крайніх рядів до 13т	шт.	-	22	250,8	100,32
3	Монтаж колон середніх рядів до 10т	шт.	-	9	79,2	31,41
4	Монтаж фахверкових колон до 6т	шт.	-	28	145,38	58,48
5	Забивка стиків колон	шт.	-	57	-	-
6	Монтаж підкранових балок 12 м	шт.	-	46	538,2	212,98
7	Електрозварювання стиків підкранових балок з колонами	10 п.м.	$46*1,2/10$	5,52	-	-
8	Монтаж кроквяних ферм 18 м	шт.	-	20	152	62,2
9	Монтаж кроквяних ферм 24 м	шт.	-	9	100,8	40,23
10	Електрозварювання стиків ферм	п.м.	$29*1,5/10$	4,35	-	-
11	Монтаж плит покриття	шт.	-	152	1064	376,96
12	Електрозварювання стиків плит покриття	п.м.	$152*0,15/10$	2,28	-	-
13	Заливка швів плит покриття	м	$L=(a+b)*n+P/2$	2490	-	-
14	Монтаж стінових панелей 1,2х6м	шт.	-	352	668,8	598,4
15	Монтаж стінових панелей 1,2х12м	шт.	-	272	1305,6	924,8
16	Зварювання стиків стінових панелей з колонами	п.м.	$624*0,2/10$	12,48	-	-
17	Заробка швів між стіновими панелями усіх типів (1,2х6, 1,2х12 ззовні всередині)	м	$L=(a+b)*n+P$ $L=a*n+P$	6544,8 5796	-	-
18	Монтаж фундаментних балок 6м	шт.	-	24	31,2	12,72
19	Монтаж фундаментних балок 12м	шт.	-	21	60,9	24,36
20	Монтаж стійок воріт	шт.	-	8	11,52	4,61
21	Монтаж ригелів воріт	шт.	-	4	19,2	7,68
22	Електрозварювання ригелів воріт	п.м.	$n*0,6/10$	0,24	-	-
23	Розвантаження ЗБК	100 т	-	4593,26		

3. ВИЗНАЧЕННЯ ПОТРЕБИ В МАТЕРІАЛАХ, НАПІВФАБРИКАТАХ ТА ВИРОБАХ

На підставі відомості об'єму робіт та довідникових даних складається відомість витрат основних матеріалів, напівфабрикатів, конструкцій і зведена відомість потреби матеріалів, напівфабрикатів та конструкцій.

3.1. Відомість потреби в матеріалах, напівфабрикатах та výroбах

№ за/п	Таблиця ДБН Д.2.2-7-99	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 прямок. перетину масою до 6 т	10 0шт т	0,28	Колони збірні з/б	шт	100	28
					Фасонний гарячекатаний прокат	т	0,377	0,10556
					Електроди, діаметр 6мм,	т	0,022	0,00616
					Дошки обрізні з хвойних порід	м ³	0,3	0,084
					Суміші готові бетонні важкі, марка В22,5	м ³	13,8	3,864
2	7-5-13	Монтаж колон прямок. перетину масою до 10т	10 0шт т	0,27	Колони збірні з/б	шт	100	27
					Фасонний прокат	т	0,444	0,11988
					Електроди, діаметр 6мм, марка Є42	т	0,026	0,27
					Дошки з хвойних порід	м ³	0,32	0,0864
					Суміші готові бетонні важкі, марка В22,5	м ³	17,2	4,644
3	7-5-14	Монтаж колон прямок. перетину масою до 15т	10 0шт т	0,22	Колони збірні з/б	шт	100	22
					Фасонний прокат	т	0,444	0,09768
					Електроди, діаметр 6мм, марка Є42	т	0,026	0,02028
					Дошки обрізні з хвойних порід	м ³	0,35	0,077
					Суміші бетонні важкі, В22,5	м ³	18	3,96
4	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6м	10 0шт т	0,24	Балки збірні з/б	шт	100	24
					Цвяхи будівельні з плоскою головою 1,8х50мм	т	0,00276	0,0006624
					Проволока сталевая, діаметром 1,6мм	т	0,001	0,00024
					Фасонний гарячекатаний прокат	т	0,444	0,10656
					Змазка, солідол жировий «Ж»	т	0,0093	0,002232
					Дошки обрізні з хвойних порід, товщина 44мм	м ³	0,05	0,012
					Щити опалубки	м ²	5,65	1,356
					Суміші бетонні готові важкі, В15	м ³	3,05	0,732
					Розчин готовий кладочний важкий цементний, М50	м ³	0,42	0,1008

1	2	3	4	5	6	7	8	9
5	7-1-16	Монтаж фундаментних балок більш 6м	10 0шт т	0,21	Балкии збірні з/б	шт	100	21
					Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,8x50мм	т	0,005 52	0,0011 592
					Проволока сталева, діаметром 1,6мм	т	0,001	0,0002 1
					Фасонний гарячекатаний прокат	т	0,444	0,0932 4
					Змазка, солідол «Ж»	т	0,016 3	0,0034 23
					Дошки обрізні з хвойних порід, товщина 44мм	м ³	0,065	0,0136 5
					Щити опалубки	м ²	11,03	2,3163
					Суміші бетонні важкі, В15	м ³	2,84	0,5964
					Розчин готовий кладочний важкий цементний, М50	м ³	0,52	0,1092
6	7-9-13	Укладання підкранових балок масою до 12т	10 0шт т	0,46	Балки підкранові	шт	100	46
					Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	0,33	0,1518
					Деталі кріплення	т	1,81	0,8326
7	7-12-9	Монтаж крокв. ферм, прольотом 18м з вагою до 10т	10 0шт т	0,2	Конструкції збірні	шт	100	20
					Електроди, 6мм, марка Є42	т	0,16	0,0384
					Деталі кріплення	т	2,52	0,6048
8	7-12-19	Монтаж крокв. ферм, прольотом 24м з вагою до 20т	10 0шт т	0,09	Конструкції збірні	шт	100	33
					Електроди, діаметр 6мм, марка Є42	т	0,16	0,0144
					Деталі кріплення	т	3,52	0,3168
9	7-13-17	Плити покриття довжиною до12м площею до 40м ²	10 0шт т	1,52	Конструкції збірні	шт	100	152
					Проволока сталева, 1,6мм	т	0,04	0,0608
					Руберойд підкладочний	м ²	79,26	120,47
					Електроди, 6мм, марка Є42	т	0,03	0,0456
					Рогожа	м ²	95,6	145,31
					Дошки з хвойних порід	м ³	0,83	1,2616
					Деталі кріплення	т	0,12	0,1824
					Суміші бетонні готові важкі, В10	м ³	19	28,88
10	7-16-1	Монтаж стінових панелей зовнішніх стін довжиною до7м площею до 10м ²	10 0шт т	3,52	Конструкції збірні	шт	100	352
					Електроди, діаметр 6мм, марка Є42	т	0,1	0,352
					Деталі кріплення	т	0,2	0,704
11	7-16-4	Монтаж стінових панелей зовнішніх стін довжиною більш 7м площею більше 15м ²	10 0шт т	2,72	Конструкції збірні	шт	100	272
					Електроди, діаметр 6мм, марка Є42	т	0,1	0,272
					Деталі кріплення	т	0,2	0,544

12	7-25-3	Монтаж розпашних воріт з установкою бетонних стовпів	10 0 шт	0,04	Стовпи з/б	шт	200	8
					Полотна воріт	шт	200	8
					Щебінь	м ³	6	0,24
					Електроди, діаметр бмм, марка Є42	т	0,03	0,0012
13	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей цемент. розчином	10 0 м	65,4 5	Розчин	м ³	0,84	54,97 8

4.2. Зведена відомість потреби матеріалів, напівфабрикатів та конструкцій

№	Матеріали	Одинці виміру	Кількість
1	Балки фундаментні	шт.	45
2	Колони збірні з/б	шт.	57
3	Балки підкранові	шт.	46
4			
5	Ферми кроквяні	шт.	29
6	Плити покриття	шт.	152
7	Стінові панелі	шт.	624
8	Ригелі залізобетонні для воріт	шт.	4
9	Стовпи залізобетонні для воріт	шт.	8
10	Полотна воріт	шт.	8
11	Фасонний гарячекатаний прокат	т	0,52292
12	Електроди	т	1,17184
13	Лісоматеріали	м ³	1,53465
14	Бетон	м ³	42,6764
15	Цвяхи	кг	0,00182
16	Проволока сталева	т	0,06125
17	Замазка	кг	0,00182
18	Щити опалубки	м ²	3,6723
19	Деталі кріплення	т	3,1846
20	Руберойд підкладочний	м ²	120,475
21	Рогожа	м ²	145,312
22	Щебінь	м ³	0,24
23	Розчин	м ³	56,1

а.

4. КАЛЬКУЛЯЦІЯ ТРУДОВИХ ТА ГРОШОВИХ ВИТРАТ

5.

Розрахунок витрат праці та заробітної плати є основою для визначення техніко-економічних показників, побудови календарного графіка монтажних робіт.

При складанні калькуляції враховуються всі витрати праці, машин та заробітна плата за основними процесами - монтаж конструкцій, зварювальних робіт,

конопачення стиків та за допоміжними процесами, не врахованими в нормах на підставі (розвантаження, зберігання, розстановка та демонтаж будівельних риштувань, сходів, люльок т.п.) згідно з ENyR 1,4,5,6,22.

Після визначення всіх витрат основних та допоміжних процесів підсумовується їх трудомісткість та заробітна плата та визначається норма часу на одне будівництво.

а. Калькуляція трудових та грошових витрат на монтаж колон №1

№	§ ENyP	Назва робіт	Обсяг робіт		На один. виміру		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кількість	Н часу, люд.го Д маш.го Д	Роз ц, грн.	Труд-кість люд.го Д маш.го Д	Зарпл. грн.	
2	1	3	4	5	6	7	8	9	10
1	E1-5 таб.2	Розвантаження з розкладанням масою до 6т до 10т до 13т	100 т	1,45 2,45 2,51	<u>3,8</u> 1,9 <u>3,2</u> 1,6 <u>3</u> 1,5	62,8 6 53,7 8 50,4 2	<u>5,51</u> 2,76 <u>7,84</u> 3,92 <u>7,53</u> 3,77	91,15 131,76 123,53	Машиніст бр-1 Такелаж. 2р-2
2	E4-1-4 таб.2	Установка колон стріловим краном в фундаменти масою до 6 т масою до 10 т масою до 15 т	шт	28 27 22	<u>5,5</u> 1,1 <u>7</u> 1,4 <u>9</u> 1,8	85,3 9 116, 44 213, 47	<u>154</u> 30,8 <u>189</u> 37,8 <u>198</u> 39,6	2390,9 2 3143,8 8 4696,3 4	Машиніст бр-1 Монтажники: 5р-1; 4р-1; 3р-2; 2р-1
3	E4-1-54 т.1, п.19	Забивка стиків колон з фундаментами:							
		а) приймання бетонної суміші із кузова автосамоскида до поворотної бадді.	100м ₃	0,12	<u>8,2</u> -	137, 80	<u>0,98</u> -	16,54	Бетонник-2р-1

E-1-5 т.2 п.16	б)подача бетон-ної суміші до місця укладання стріловим краном.	м ³	12,4 7	<u>0,29</u> 0,145	4,87	<u>3,62</u> 1,81	60,73	Машиніст 6р-1 Такелаж. 2р-2
E4-1-25 таб.1 п.1	в)забивка стиків колон з фунд-м бетоном М300 на дрібній фракції.	1 стик	57	<u>1,2</u> -	23,5 9	<u>68,4</u> -	1344,6 3	Монтажник 4р.-1; 3р.-1

Норма часу на одну колону **11999,**
Н_ч=634,88/57=11,14 люд-год **634,88**
Р=11999,48/57=210,52 грн **48**
120,46

б. Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок №2

№	ЕНиР	Назва робіт	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки робітників
			Одиниці виміру	Кількість	Н часу, люд.год д. маш.год д.	Роз ц грн.	Трудомісткість, люд.год. маш.год.	Зарпл . грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	E1-5т.2 п.12	Розвантажування підкранових балок до 13т краном	100 т	5,3 8	<u>3</u> 1,5	50,4 2	<u>16,14</u> 8,07	271,26	Машиніст 6р-1 Такелаж. 2р-2
2	E4-1-6т.3 п.4	Установка підкранових балок вагою до 11 т в проектне положення	шт	46	<u>7,5</u> 1,5	145, 55	<u>345</u> 69	6695,3 0	Машиніст 6р-1 Монтажник 5р-1; 4р-1; 3р-2; 2р-1
3	E22-1.6	Електрозварюва	10	5,5	<u>2,5</u>	52,1	<u>13,8</u>	287,59	Електроз

		ння стиків підкранових балок з колонами	п.м.	2		0			вар.-4р-1
					-		-		

Норма часу на одну підкранову балку **7254,1**
Н_ч=374,94/46=8,15 люд-год **374,94**
Р=7254,15/46=154,7 **77,07**
грн **5**

с. Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття №3

№	ЕНиР	Назва робіт	Об'єм робіт		На один.виміру		На весь об'єм		Склад ланки робітників
			Один. виміру	Кіль-кість	Н часу, люд.го Д. маш.го Д.	Роз ц, грн.	Трудом, люд.го Д. маш.го Д.	З/п, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-5т.2п.12	Розвантаження конструкцій покриття масою до 7т до 8т до 13т	100 т	10,6 4 1,52 1,01	<u>3,6</u> 1,8 <u>3,4</u> 1,7 <u>3</u> 1,5	60,5 57,1 4 50,4 2	<u>38,3</u> 19,15 <u>5,17</u> 2,58 <u>3,03</u> 1,52	643,72 86,85 50,92	Машиніст бр-1 Такелаж. 2р-2
2	4-1-5 Пр-1	Укрупнююча збірка ферм прогоном 24м	шт.	9	<u>16,8</u> 3,4	350,11	<u>151,2</u> 30,6	3150,99	Монтажник бр-1, 4р-2 3р-1, 2р-1 Електрозв. 5р-1 Машиніст бр-1

3	Е4-1-6 т.4 п.3	Установка кроквяних ферм проектне положення прогоном 18 м прогоном 24 м	шт	20 9	$\frac{8}{1,6}$ $\frac{9,5}{1,9}$	166,72 197,98	$\frac{160}{32}$ $\frac{89,55}{17,1}$	3334,40 1781,82	Машиніст 6р-1 Монтажн. 6р-1; 5р-1; 4р-1; 3р-2; 2р-1
4	т. п.11 Е4-1-7	Монтаж плит покриття площею до 36 м ²	шт	152	$\frac{1,9}{0,47}$	36,87	$\frac{288,8}{71,44}$	5604,24	Машиніст 4р-1,3р-2 2р-1 Такелаж. 2р-2
5	Е22-1-6	Електрозварюван ня стиків констукцій покриття з колонами	10 п.м.	6,63	$\frac{2,5}{-}$	52,10	$\frac{16,58}{-}$	345,42	Електрозв. 4р-1
6	Е5-1-2 т.7 п.9	Зняття монтажних гойдалок та драбин	шт	58 58	$\frac{0,37}{0,18}$ $\frac{0,62}{0,31}$	7,27 12,19	$\frac{21,46}{10,44}$ $\frac{35,96}{17,98}$	421,66 707,02	Монтажн ик 4р-1 3р-1 Машиніст 6р-1

Норма часу на один елемент: **16127,04**
 $N_ч = 810,05 / 181 = 4,48$ люд-год **810,05**
 $P = 16127,04 / 181 = 89,10$ грн **202,81**

d. Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі №4

№	ЕНІР	Назва робіт	Об'єм робіт		На один виміру		На весь об'єм		Склад ланки робітників
			Один. виміру	Кількість	Н часу, люд.год д. маш.год д.	Роз ц грн.	Трудом люд.год д. маш.год д.	Зарпл грн.	
1	3	2	4	5	6	7	8	9	10

1	E1-5 т.2 п.5	Розвантаження фундаментних балок, стінових панелей, ригелів та елементів воріт масою до 1,5т до 2т до 3т до 5т	100 т	0,43	$\frac{8,8}{4,4}$	147,88	$\frac{3,78}{1,89}$	63,59	Машиніст бр-1 Такелаж. 2р-2
				6,69	$\frac{7,2}{3,6}$	121,00	$\frac{48,17}{24,08}$		
				0,61	$\frac{5,4}{2,7}$	90,75	$\frac{3,29}{1,64}$		
				13,06	$\frac{4,2}{2,1}$	70,58	$\frac{5,85}{27,43}$		
2	E4-1-8	Установка стінових панелей площею до 10м ² площею до 15м ²	шт	352	$\frac{3}{0,75}$	58,97	$\frac{1056}{264}$	20757,44	Монтажники 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1 Машиніст бр-1
				272	$\frac{4}{1}$	78,63	$\frac{1088}{272}$	21387,36	
3	E22-1-6	Електрозварювання стиків стінових панелей з колонами	10 п.м	12,48	$\frac{2,5}{-}$	52,10	$\frac{31,2}{-}$	650,21	Електрозвар-ник-4р-1
4	E4-1-6 т.3 п.2	Монтаж фундаментних балок масою до 1,5т масою до 3т	шт	24	$\frac{1,1}{0,22}$	21,62	$\frac{26,4}{5,28}$	518,88	Монтажники 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 Машиніст бр-1
				21	$\frac{1,9}{0,38}$	36,87	$\frac{39,9}{7,98}$	774,27	
5	4-1-6	Розвантаження елементів воріт масою до 1,5т до 5т	100т	0,12	$\frac{8,8}{4,4}$	147,88	$\frac{1,06}{0,53}$	17,75	Такелажні 2р-2 Машиніст бр-1
				0,19	$\frac{4,6}{2,3}$	77,30	$\frac{0,87}{0,44}$	14,69	
6	E1-5	Монтаж з/б елементів воріт	1ел.	4	$\frac{2,4}{0,48}$	46,57	$\frac{9,6}{1,92}$	186,28	Монтажні 5р-1,4р-1, 3р-2, 2р-1 Машин.6 р-1
				8	$\frac{1,4}{0,28}$	27,17	$\frac{11,2}{2,24}$	217,36	
7	E4-1-6	Електрозварювання стиків	10м	0,24	$\frac{2,5}{-}$	52,10	$\frac{0,6}{-}$	12,5	Електрозвар. 4р-1

		елементів воріт	шв а				
--	--	-----------------	---------	--	--	--	--

Норма часу на один елемент: **46386,95**
 $N_ч = 2325,92 / 681 = 3,42$ люд.-год. **2325,92**
609,43
P = 46386,95 / 681 = 68,12 грн.

е. Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями №5

№	ЕНР	Назва робіт	Об'єм робіт		На один виміру		На весь об'єм		Склад ланки робітників
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.год. Д. маш.год.	Розцінка, грн.	Трудоємність, люд.год. Д. маш.год.	Зарплата, грн.	
1	3	2	4	5	6	7	8	9	10
1	Е4-1-28 п.1,2	Конопатка, зачеканка і розшивка швів між стіновими панелями цементним розчином з підвісної люльки ззовні будівлі з установленням та переміщенням підвісної люльки	10 м шва	654,48	<u>2,7</u> -	56,27	<u>1767,1</u> -	36827,59	Монтаж. 4 р-1

2	Е4-1-28 п.5,6	Конопатка, зачеканка і розшивка швів між стіновими панелями цементним розчином з підвісної люльки знутри будівлі з установленням та переміщенням підвісної люльки	10 м шва	579,6	<u>1,22</u> -	25,42	<u>707,11</u> -	14733,43	Монтаж. 4 р-1
---	---------------	---	----------	-------	------------------	-------	--------------------	----------	---------------

Норма часу на 1 м

2474,2

46386,9

шва:

1

5

$N_{ч} = 2474,21 / 1234,08 = 2,0$ люд.-год.

-

$P = 46386,95 / 1234,08 = 37,59$

грн.

f. Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття №6

№	ЕНиР	Назва робіт	Об'єм робіт		На один виміру		На весь об'єм		Склад ланки робітників
			Один.виміру	Кількість	Норма часу, <u>люд.год</u> д. маш.год. д.	Розцінка, грн.	Трудо місткі сть, <u>люд.г</u> од. маш.г од	Зарп ла-та, грн.	
1	3	2	4	5	6	7	8	9	10
1	Е4-1-54 п.19	Приймання бетону з кузова автосамоскиду у баддю	100 м ³	0,29	<u>8,2</u> -	137,80	<u>2,38</u> -	39,96	Бетонник 2р-2
2	Е4-1-19	Заливка швів між плит покриття бетон-ним розчином	100 м шва	24,9	<u>4,00</u> -	78,63	<u>99,6</u> -	1957,89	Монтажник и 4р-1; 3р-1
3	Е4-1-19	Подавання суміші	м ³	28,	<u>2,5</u>	42,01	<u>72,2</u>	1213,	Монтажник

		88	1,2		34,66	25	4р-1 3р-1
--	--	----	-----	--	-------	----	--------------

Норма часу на 100 м

шва

$N_ч=174,18/24,9=7$ люд.-год.

$P=3211,1/24,9=128,96$ грн.

3211,

174,18

1

34,66

6. Вибір програм монтажу

Монтажні пристрої діляться на три групи:

- пристрій для підйому елементів;
- пристрій для тимчасового зв'язку; елементи кріплення та вирівнювання;
- допоміжні пристрої (навіси, майданчики, драбини, огорожі).

Виходячи з даних про масу і розміри збірних елементів, підбираємо найбільш раціональні конструкції монтажних пристроїв.

7. Вибір монтажних кранів за технічними характеристиками.

Для виконання монтажних робіт необхідні будівельні крани (один або кілька). Їх потрібно підбирати відповідно до параметрів монтажу монтажних конструкцій. До основних монтажних параметрів самохідних стрілових кранів відносяться: необхідна висота підйому монтажного гака конкретної конструкції h_m , необхідна установча маса q , необхідна довжина стріли крана l .

7.1 розрахунок необхідних характеристик для подальшого підбору кранів

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 крана: монтажну висоту підйому 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 крана (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 крана визначають з формули:

$$g = P + P1$$

P – максимальна вага збірних елементів, т;

$P1$ – вага вантажозахватного пристосування, т.

Довжина стріли: $L_c = \frac{H_m - h_{ш} + h_3 + h_c + h_n + h_{ел}}{\sin \alpha}$, 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_{II} – довжина поліспасти крана (1,5-2,0 м);

$h_{ел}$ – висота елемента;

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

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

Для колон

$$Q_2^{nom} = 11,4 + 0,52 = 11,92m;$$

$$H_2^{nom} = 0 + 0,5 + 14,25 + 1,5 = 16,25m;$$

$$L_c^{nom} = \frac{14,25 - 1,5 + 0,5 + 1,5 + 2}{\sin 75^\circ} = 16,82m$$

$$l_6^{nom} = L_c^{nom} \cdot \cos \alpha + l_{uu} = 16,82 \cdot \cos 75^\circ + 1,5 = 5,85m;$$

Для підкранових балок

$$Q_2^{nom} = 11,7 + 0,94 = 12,64m;$$

$$H_2^{nom} = 10,15 + 0,5 + 1,4 + 3,2 = 15,7m;$$

$$L_c^{nom} = \frac{10,15 - 1,5 + 0,5 + 1,4 + 3,2 + 2}{\sin 75^\circ} = 16,77m$$

$$l_6^{nom} = L_c^{nom} \cdot \cos \alpha + l_{uu} = 16,77 \cdot \cos 75^\circ + 1,5 = 5,84m;$$

Для кроквяних ферм

$$Q_2^{nom} = 11,2 + 1,75 = 13,95m;$$

$$H_2^{nom} = 13,2 + 0,5 + 2,45 + 1,8 = 17,95m;$$

$$L_c^{nom} = \frac{13,2 - 1,5 + 0,5 + 2,45 + 1,8 + 1,5}{\sin 75^\circ} = 18,58m$$

$$l_6^{nom} = L_c^{nom} \cdot \cos \alpha + l_{uu} = 18,58 \cdot \cos 75^\circ + 1,5 = 6,31m;$$

Для стінових панелей

$$Q_2^{nom} = 2,9 + 0,45 = 3,35m;$$

$$H_2^{nom} = 15,75 + 0,5 + 1,2 + 1,8 = 19,25m;$$

$$l_6^{nom} = L_c^{nom} \cdot \cos \alpha + l_{uu} = 20,45 \cdot \cos 75^\circ + 1,5 = 6,79m;$$

$$L_c^{nom} = \frac{15,75 - 1,5 + 0,5 + 1,2 + 1,8 + 2}{\sin 75^\circ} = 20,45m$$

Для плит покриття

$$Q_2^{nom} = 7 + 0,53 = 7,53m;$$

$$H_2^{nom} = 15,65 + 0,5 + 0,45 + 1,6 = 18,2m;$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \sqrt[3]{\frac{h_1 - h_{oc} + h_3}{b/2 + d}} = \sqrt[3]{\frac{13,2 + 2,45 - 1 + 0,5}{12/2 + 1,5}} = 2,02 \quad \alpha = 63,66^\circ;$$

$$L_c^{nom} = \frac{18,2 - 1,5 + 2}{\sin 63,66^\circ} = 20,87m;$$

$$l_6^{nom} = L_c^{nom} \cdot \cos \alpha + l_{uu} = 20,87 \cdot \cos 63,66^\circ + 1,5 = 10,76m$$

Вантажопідйомні характеристики монтажних кранів і їх вибір

Вибір монтажних кранів

6. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ

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 крана кожного типу ;

$\sum Z_{пл.}$ - заробітна плата монтажників – підсумкова сума за калькуляцією,

1,08 і 1,5 – коефіцієнти загально будівельних накладних витрат.

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

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

№ п/п	Елемент	Технічні параметри кранів				
		H_z^{nom}	Q_z^{nom}	l_g	$L_c^{nom}(L_z^{nom})$	
1.	Колони	16,25	11,92	5,85	16,82	
2.	Підкранові балки	15,7	12,64	5,7	16,77	
3.	Ферми	17,95	13,95	6,31	18,58	
4.	Плити покриття	18,2	7,53	10,76	20,87	
5.	Стінові панелі	19,25	3,35	6,79	20,45	

Елемент	Q, т		H, м		Lc, м		Монт. зона	I варіант	II варіант
Колона	18	30	21	28,5	20	30	I	МКП-40	СКГ-50
Підкранова балка	32	30	21	28,5	20	30			
Кроквяна ферма	35	30	18,5	23,8	30	30	II	КС-7362	СКГ-50
Плити покриття	9	8,8	39,5	44	30	30			
Стінові панелі	12	15	24,5	22	28	28	III	МКТ-6-45	Э-125ВБ

ремонту, окрім капітальних.

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

Для Э-125ВБ $C_{м-г} = 36,86$ грн (202-1244)

Для МКП-40 $C_{м-г} = 45,82$ грн (202-1440)

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

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

Для 1 варіанту

$$C_0^1 = 1,08 \cdot (62,48 \cdot (120,46 + 77,07) + 62,48 \cdot 202,81 + 36,86 \cdot 609,43) + 1,5 \cdot 81767,62 =$$

=·173926,41 грн.

Для 2 варіанту

$$C_0^2 = 1,08 \cdot (45,82 \cdot (120,46 + 77,07) + 57,71 \cdot 202,81 + 33,61 \cdot 609,43) + 1,5 \cdot 81767,62 = 167188,4 \text{ грн.}$$

Питома собівартість механізованих робіт $C = C/V = 167188,4/2521,03 = 66,32 \text{ грн./м}^3$

Питома трудомісткість робіт $q = Q/V = 6794,18/2521,03 = 2,7 \text{ люд-год/м}^3$

Більш економічний другий варіант приймаємо його для проведення монтажних робіт

7. ВИБІР ТРАНСПОРТНИХ ЗАСОБІВ

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

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

Всі конструкції монтуємо з приоб'єктного складу.

Вибір транспортних засобів

№ п/п	Транспортуємий елемент	Вага одного	Лінійний розмір, м			Вид транспортного засобу	Марка тягача	Вантажопідйомність, т	Кількість транспортуємих елементів	Загальна вага, т
			Довжина	Ширина	Товщина					
1	Колона	11,4	14,2	0,8	0,4	ПКС 2206	КрАЗ 258Е1	20	1	11,4
2	Фундаментна балка	2,9	10,7	0,3	0,4	ПКС 2206	КрАЗ 258Е1	20	6	17,4
3	Ферма	11,2	30	0,3 5	3,4 5	2ПФ 80	КРАЗ 258	20	1	11,2
4	Плита покриття	7	12	2,9 6	0,4 5	УПЛ-0906	ЗИЛ 130В1	15	2	14
5	Панель стінова	4,8	12	0,3	1,2	УПП-0907	ЗИЛ 130	12	2	9,6
6	Підкранова балка	11,7	12	0,6 5	1,4	УПР 1812	МАЗ 504В	18	1	11,7

1. ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ТА ВИБІР МЕТОДІВ ВИКОНАННЯ РОБІТ

Промислова каркасна будівля одноповерхова, з трьома прольотами, 2 поздовжньо з'єднаних і 1 торцевий. Перший проліт $L_1=18$ м, довжина $B_1=108$ м, з відміткою оголовка колон $H_1=18$ м, кроком колон $a_1=6$ м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1=10$ т, другий і третій $L_2/L_3=18/24$ м, довжина $B_2/B_3=84$ м, з відміткою оголовка колони $H_2/H_3=15,6$ м, крок колони $a_2/a_3=12$ м, обладнана мостовими кранами з вантажопідйомність $Q_2/Q_3=10$ т. Будівельні конструкції збірні залізобетонні: для першого прольоту колон крайні ряди двогілкові, фахверкові суцільного прямокутного перетину, плити покриття ребристими $1,5 \times 6$ м, кроквяні ферми 18 м; На другому і третьому прольотах колони крайнього і середнього рядів двобранні, фахверкові суцільного прямокутного перетину, ребристими плитами покриття 3×6 м, кроквяними фермами довжиною 18, 24 м, довжиною 6 і 12 м. підкранові балки, фундаментні балки довжиною 6 і 12 м, панелі стінові довжиною 6 і 12 м, висотою 1,2 м.

Приймаємо 3 захвати, що дорівнюють кількості прольотів будівлі і мають приблизно однаковий обсяг роботи.

Ми приймаємо такі методи роботи:

1. Земляні роботи. Перед початком розробки котловану зрізаємо рослинний шар. Розкопку котловану проводять гусеничним екскаватором ЕО-4122 з реверсною лопатою і ковшем місткістю 0,5 м³ з частковим виносом ґрунту у відвал. Після розробки ґрунту екскаватором плануємо ділянку бульдозером ДЗ-19 та катком ДУ-50.
2. Фундаментні роботи. Влаштуємо монолітні залізобетонні фундаменти за схемою бетонування кран-баді (автокран КС-2561Е зі стрілою 8м); влаштування монолітних фундаментів під обладнання (КС-2561Е).
3. 3. Монтажні роботи. Монтуємо одноповерхову промислову будівлю зі стріловими самохідними кранами на гусеничному ході. У першому монтажному процесі за допомогою крана СКГ - 50 встановлюємо колони, у другому - підкранові балки (СКГ - 50), в третьому - конструкції покриття: кроквяні балки і ферми, плити покриття (СКГ). - 50), у четвертому - стінові панелі (МКТ-6-45). Монтаж конструкцій проводиться з попередньою розміткою біля місць установки. Елементи каркаса монтують уздовж прольотів будівлі методом вільного підйому (за винятком монтажу колон, який здійснюється методом повороту «в просторі»), при якому конструкції підводяться до опор в процесі їх вільного пересування.
4. Інші роботи. Виконуємо облаштування даху по довгій стороні прольоту. Потім виконуємо скління віконних прорізів по периметру будівлі. Після цього виконуємо всі інші роботи з обслуговування захоплень. Виконуємо олійний розпис вікон та оздоблення стін зверху вниз по периметру будівлі.

Рис. 1 Схема розташування фундаментів будівлі

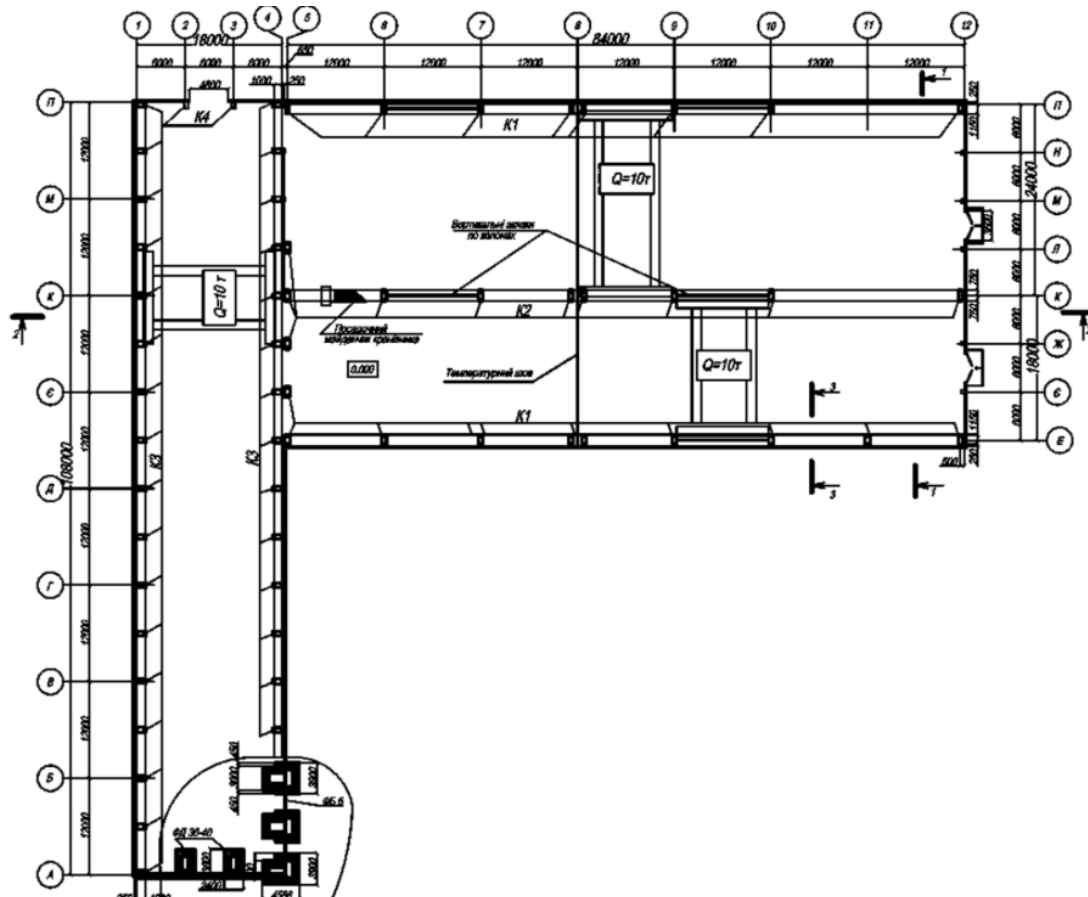
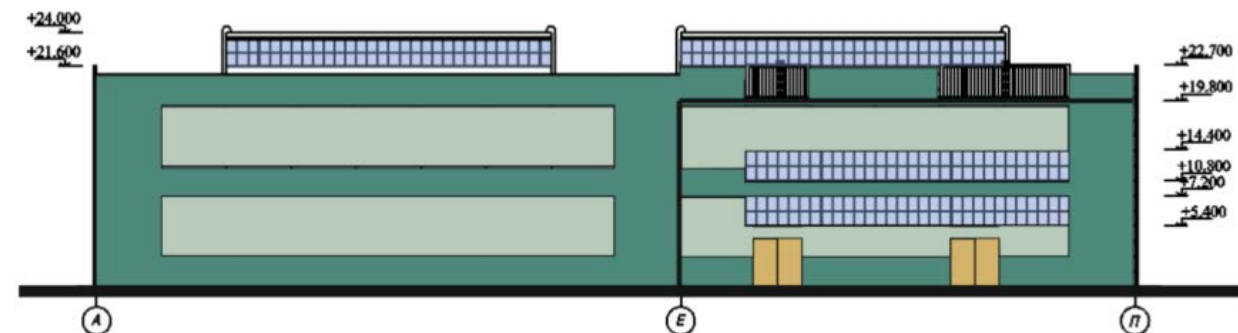


Рис. 2 Схема розташування колон.



Фасад 1-12

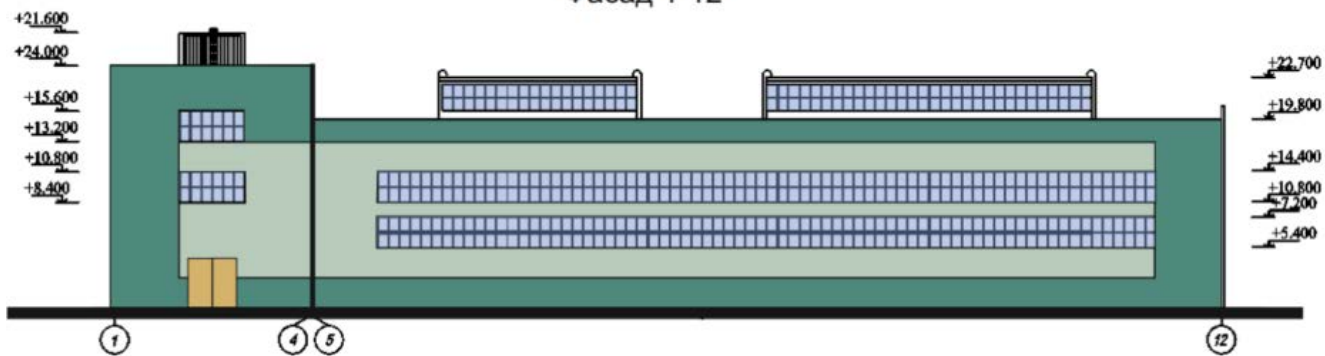


Рис. 5 Схема розкладання стінових панелей.

Таблиця 1.1. Специфікація збірних елементів

№ з а/п	Назва елемента	Марка елемента	Кількість шт.	Розміри, м			Об'єм, м ³		Вага, т.	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елемента	Всіх елементів	Одного елемента	Всіх елементів
1	Колона крайнього ряду	1КД180	40	19350	1300	500	8,72	348,8	21,6	864
2	Колона крайнього ряду	1КД156	18	16950	1300	500	6,38	114,84	16,0	288
3	Колона середнього ряду	2КД156	9	16950	1900	600	9,64	86,76	24,1	216,9
4	Фахверкова колона	9КФ175-1	4	17500	600	400	3,8	15,2	9,51	38,04
5	Фахверкова колона	9КФ163-1	10	16300	600	400	3,52	35,2	8,79	87,9
6	Підкранова балка 6 м	БКНВ6-2С	36	5950	1000	600	1,66	59,76	4,2	151,2
7	Підкранова балка 12 м	БКНВ6-1С	28	11950	1400	650	4,63	129,64	11,7	327,6
8	Кроквяні конструкції	ФБ 18-1А	29	17940	3000	240	2,6	75,4	6,5	188,5
		ФБ 24-III-5А	9	23940	3300	240	4,9	44,1	12,2	109,8
9	Плити покриття	ПНС-10	216	5970	1490	300	0,62	133,92	1,4	302,4
		ПНС-28	98	11960	2960	450	2,48	243,04	7	686
10	Фундаментні балки 6 м	ФБ6-12	47	5050	400	450	0,53	24,91	1,3	61,1
11	Фундаментні балки 12 м	ФБН-1	12	10700	300	400	1,16	13,92	2,9	34,8
12	Стінові панелі 6 м	ПСЛ-16	500	6000	1200	240	1,7	850	1,9	950
13	Стінові панелі 12 м	ПСЛ-20	196	12000	1200	300	3,4	666,4	4,8	940,8
14	Стійки воріт	СВ	12	3600	400	400	0,576	6,912	1,44	17,28
15	Ригелі воріт	РВ	6	4400	400	700	1,232	7,392	3,08	18,48
Всього			1270					2856,194		5282,8

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).

Таблиця 2.1. Відомість обсягів робіт

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика ($S \times 1,15$)= $84 \times 42 + 108 \times 18$) $\times 1,15 = 5472 \times 1,15$	1000 м ²	6,29
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см ($S \times 0,15$)= $5472 \times 0,15$	1000 м ³	0,821
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал ($V_k = S \times h - V_r$)= $5472 \times 2,25 - 1347$	1000 м ³	10,965
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди ($V_r = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо} + S \times (0,1 + 0,02)$)= $45 + 405 + 240 + 5472 \times 0,12$	1000 м ³	1,347
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) (кільк.фунд. $\times S_{\phi} \times 0,1$)= $(3,0 \times 2,1 \times 67 + 1,5 \times 1,5 \times 14) \times 0,1$	100 м ³	0,45
6	Бетонна підготовка під фундаменти (кільк.фунд. $\times S_{\phi} \times 0,1$)= $(1,5 \times 1,5 \times 14 + 3,0 \times 2,1 \times 67) \times 0,1$	100 м ³	0,45
7	Влаштування монолітних фундаментів ($V_{фк} =$ Σ кільк.фунд. $\times V_{\phi}$)= $= 14 \times 2,1 + 67 \times 5,6 = 29,4 + 375,33$	100 м ³	4,046
8	Влаштування фундаментів під обладнання ($V_{фо} = 80 \text{ м}^3 \times$ кільк.прольотів)= 80×3	100 м ³	2,4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна $14 \times 8,28 + 67 \times 13,86$	100 м ²	10,45
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $14 \times 1,44 + 67 \times 4,5$	100 м ²	3,22
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. (V_k)	1000 м ³	10,965
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці (V_k)	1000 м ³	10,965
13	Монтаж колон	шт.	81
14	Монтаж підкранових балок	шт.	64
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м ²	54,72
16	Монтаж конструкції огорожі ($S_o = P \times h$)= $210 \times 15,6 + 198 \times 18 + 2,4 \times 42$	м ²	6941
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м ²	54,72

18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м ²	54,72
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м ²	54,72
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м ²	54,72
21	Оздоблення покрівельною сталлю (0,7×L)=0,7×(252+210)	100 м ²	3,23
22	Фарбування стін з середини приміщень (S _o)	100 м ²	69,41
23	Фарбування фасадів (S _o)	100 м ²	69,41
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S _o)	100 м ²	20,82
25	Фарбування конструкцій покриття (S×1,6)	100 м ²	87,55
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м ²	54,72
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м ²	54,72
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м ²	54,72
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S _o)	100 м ²	20,82
30	Сантехнічні роботи (V _{буд.} ×0,03)	3%	1135,56
31	Електротехнічні роботи (V _{буд.} ×0,03)	3%	1135,56
32	Благоустрій території (V _{буд.} ×0,01)	1%	378,52
33	Підготовка до здачі		
34	Монтаж обладнання (V _{буд.} ×0,1)	10%	5677,86
35	Пусконаладжувальні роботи (V _{буд.} ×0,005)	0,5%	189,26

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	6,29	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	3,77	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м ³	0,82	РЭСН 1-24-2	-	19,55	-	-	16,03	16,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	2	1
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал I II III	1000 м ³	10,95 3,83 3,01 4,11	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	214,08 74,88 58,85 80,35	-	465,39 162,78 127,93 174,68	400 136 112 152	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1, Водій 2кл.-5	1+ 5	2 2 2	8,5 7 9,5

4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди I II III	1000 м ³	1,347 0,549 0,388 0,41	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	30,06 12,13 8,57 9,06	- - - -	86,93 35,09 24,8 26,21	72 32 24 24	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1 Водій 2кл.-5	1+ 5	2 2 2	2 1,5 1,5
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) I II III	100 м ³	0,45 0,26 0,12 0,07	РЭСН 1-164-2	261,8	-	117,8 2 68,07 31,42 18,33	112 64 32 16	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	Землекоп 3р-1, 2р-1	2	2	2 1 0,5
6	Бетонна підготовка під фундаменти I II III	100 м ³	0,45 0,26 0,12 0,07	РЭСН 6-1-19	527,8	94,56	237,5 2 137,2 3 63,34 36,95	224 128 64 32	42,56 24,59 11,35 6,62	- - - -	КС-2561Е	1	Бетонник 3р--2	2	2	4 2 1
7	Влаштування монолітних фундаментів I II III	100 м ³	4,05 2,1 1,15 0,8	РЭСН 6-1-8	340,7 5	66,85	1380,05 715,5 8 391,8 7 272,6	1344 704 384 256	304,1 7 143,7 3 55,49 104,9 5	- - - -	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	5,5 3 2

8	Влаштування фундаментів під обладнання	100 м ³	2,4	РЭСН 6-4-5	268,2 5	39,45	643,8	576	94,68	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	4	2	3 3 3	
	I		0,8				214,6	192	31,56								
	II		0,8				214,6	192	31,56								
	III		0,8				214,6	192	31,56								
9	Вертикальна гідроізоляція фундаментів	100 м ²	10,45	РЭСН 8-4-7	33,5	1,11	350,0 8	320	11,6	-	-	-	Ізольовальник 4р-1, 3р-1	2	2	5,5 2,5 2	
	I		5,88				196,9 8	176	6,53								
	II		2,83				94,81	80	3,14								
	III		1,74				58,29	64	1,93								
10	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту	100 м ²	3,22	РЭСН 8-4-3	31,76	3,24	102,2 6	96	10,44	-	-	-	Ізольовальник 4р-1, 3р-1	2	2	1,5 1 0,5	
	I		1,86				59,07	48	6,03								
	II		0,87				27,63	32	2,82								
	III		0,49				15,56	16	1,59								
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с.	1000 м ³	10,95	РЭСН 1-27-2	-	13,75	-	-	150,5 6	136	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	3 2,5 3	
	I		3,83						52,66	48							48
	II		3,01						41,39	40							48
	III		4,11						56,51	48							48
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці	1000 м ³	10,95	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	183,5 2	168	Ду-50	1	Машиніст 6р-1	1	2	3,5 3 4	
	I		3,83						64,19	56							64
	II		3,01						50,45	48							64
	III		4,11						68,88	64							64

1 3	Монтаж колон I II III	Шт. 81 44 13 24	Калькуляція 13,25 2,64	1073,25 583 172,2 5 318	920 480 160 280	213,84 116,16 34,32 63,36	-	СКГ-63А	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	5	2	6 2 3,5
1 4	Монтаж підкранових балок I II III	Шт. 64 36 7 21	Калькуляція 7,47 1,91	478,07 268,92 52,28 156,87	440 240 40 160	122,24 68,76 13,37 40,11	-	СКГ-63А	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	5	2	3 0,5 2
1 5	Монтаж ферм покриття 18м Монтаж ферм покриття 24м Монтаж плит покриття 6×1,5м Монтаж плит покриття 12×3м I II III	Шт. 352 236 51 65	Калькуляція 2,66 0,67	936,32 627,76 135,66 172,9	840 560 120 160	235,84 158,12 34,17 43,55	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1,4р-2,3р-1, Електрозварн. 5р-1	5	2	7 1,5 2

2 2	г) Наклеювання тришарового рулонного килиму I II III	100 м ²	54,72 19,44 15,12 20,16	РЭСН 12-2-1	30,1	-	1647,07 585,14 455,11 606,82									
2 3	д) Оздоблення покрівельною сталлю I II III	100 м ²	3,23 1,76 0,71 0,76	РЭСН 12-15-1	132,8	-	428,95 233,73 94,29 100,93									
	Σ (покрівельні роботи) I II III						8464,57 3088,48 2314,66 3061,43	7040 2560 1920 2560	-	-	-	-	Бригада покрівельників	20	2	868

2 4	Засклення металевих рам промислових будівель I II III	100 м ²	20,82 9,22 3,56 3,81	РЭСН 15-208-1	71,77	0,78	1190, 66 661,7 2 255,5 273,4 4	1056 576 240 240	12,95 7,2 2,78 2,97	-	-	-	Бригада склярів 3р-6	6	2	6 2,5 2,5	
2 5	Монтаж обладнання I II III			15%			4838, 88 1612, 96 1612, 96 1612, 96	4081 1361 1360 1360				МКП-40	1	Монтажник 5р-2, 4р-2, 3р-4, 2р-2	10	2	8,5 8,5 8,5
2 6	Електротехнічні роботи I II III			3%			967,7 7 322,5 9 322,5 9 322,5 9	840 280 280 280					Ел.монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	3,5 3,5 3,5	

30	в) Фарбування заповнень віконних прорізів I II III	100 м ²	20,82 9,22 3,56 3,81	РЭСН 15-176-3	163,02	-	2704,5 1503,04 580,35 621,11	-								
31	г) Фарбування конструкцій покриття I II III	100 м ²	87,55 31,1 24,19 32,26	РЭСН 15-180-6	42,9	-	3755,89 1334,19 1037,75 1383,95	-								
	Σ (оздоблювальні роботи) I II III	100 м ²	201,33 61,04 59,71 80,58	Калькуляція	Калькуляція	-	9655,32 4524,23 2350,43 2780,66	8192 3840 2048 2304	-	-	ЛЭ-100-300	2	Маляр 4р-8, 2р-8	16	2	1589

5. РОЗРАХУНОК ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ СІТЬОВОГО ГРАФІКА

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

$$T_3 = 192,5 \text{ днів.}$$

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

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 311 / (311 + 189,5) = 0,621$$

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:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (192,5 / 311) = 0,381$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{z.m} = \frac{T_{z.m}}{T_{д.н}} = (618 / 311) = 1,99$$

де $T_{з.м} = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 30 + 2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 19 + 2 \cdot 11,5 + 2 \cdot 5,5 + 2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 25 + 2 \cdot 22 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 13,5 + 2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 30,5 + 2 \cdot 25,5 + 2 \cdot 12,5 + 2 \cdot 32 + 1 \cdot 2 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 3 = 618$ — загальна кількість змін;

$T_{д.н} = 311$ (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

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

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

$N = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 1 + 12 \cdot 21 + 16 \cdot 6 + 32 \cdot 3 + 20 \cdot 1,5 + 16 \cdot 1 + 24 \cdot 3 + 28 \cdot 2 + 12 \cdot 4 + 4 \cdot 1 + 8 \cdot 6 + 4 \cdot 5 + 14 \cdot 8 + 20 \cdot 3 + 30 \cdot 0,5 + 20 \cdot 2 + 10 \cdot 4,5 + 20 \cdot 3,5 + 10 \cdot 10,5 + 50 \cdot 11 + 40 \cdot 2,5 + 52 \cdot 6 + 60 \cdot 2,5 + 20 \cdot 2,5 + 8 \cdot 1,5 + 18 \cdot 3,5 + 28 \cdot 3,5 + 20 \cdot 3,5 + 10 \cdot 7,5 + 30 \cdot 17 + 20 \cdot 0,5 + 40 \cdot 4,5 + 72 \cdot 3,5 + 52 \cdot 4,5 + 32 \cdot 24 + 10 \cdot 2 + 20 \cdot 5 = 4732$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Ч_{сер} = N / T_3 = 4732 / 192,5 = 25$ (робітника) — середня чисельність робітників.

6. РОЗРАХУНОК КАЛЬКУЛЯЦІЙ

Таблиця 6.1

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, <u>люд.год</u> д. маш.год д.	Розцінка, грн.	Труд-ть <u>люд.год</u> д. маш.год д.	Зарплата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 10т до 18т більш 20т	1-5	100т	1,26 2,88 10,81	<u>3,2</u> 1,6 <u>2,8</u> 1,4 <u>2,6</u> 1,3	53,78 45,05 43,69	<u>4,03</u> 2,02 <u>8,06</u> 4,03 <u>28,11</u> 14,05	67,76 129,74 472,29	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка колон стріловим краном у фундаменти: масою до 10т до 30т	4-1-4	шт.	14 67	<u>7</u> 1,4 <u>12</u> 2,4	145,5 5 232,8 7	<u>98</u> 19,6 <u>804</u> 160,8	2037,7 0 15602, 29	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Забивка стиків колон з фундаментами: а) приймання бетонної суміші із кузова автобетоновозу до поворотної бадді б) подача бетонної суміші в бадді V=0,8 м ³ до місця укладання стріловим краном в) забивка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4-1-54 1-6 4-1-25	100м ³ м ³ 1стик	0,9 90,18 81	8,2 <u>0,29</u> 0,145 1,2	137,8 4,87 23,59	7,38 <u>26,15</u> 13,08 97,2	124,02 439,18 1910,7 9	Бетонник 2р-1 -/- Монтажник 4р-1 3р-1
Взагалі							<u>1072,9</u> 3 213,58	20783, 77	

Норма часу на 1 елемент $N_{ч} = 1072,93 / 81 = 13,25$ люд.-год.

$P = 20783,77 / 81 = 256,59$ грн.

Таблиця 6.2

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.год д. маш.год д.	Розцінка, грн.	Труд-ть люд.год д. маш.год д.	Зарплата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження підкранових балок краном з розкладанням масою до 5т до 13т	1-5	100т	1,51 3,28	<u>4,2</u> 2,1 <u>3</u> 1,5	70,5 8 50,4 2	<u>6,34</u> 3,17 <u>9,84</u> 4,92	106,58 165,38	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка підкранових балок стріловим краном в проектне положення: масою до 5т до 11т	4-1-4	шт.	36 28	<u>6,5</u> 1,3 <u>7,5</u> 2,4	126, 14 145, 55	<u>234</u> 46,8 <u>210</u> 67,2	4541,04 4075,40	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Електрозварювання стиків балок з колонами	22-1-6	10м шва	7,04	2,5	52,1 0	17,6	366,78	Електрозв. 4р-1
Всього:							<u>477,78</u> 122,09	9255,18	

Норма часу на 1 елемент $N_{ч}=477,78/64=7,47$ люд.-год.

$P=22\ 053,175/88=144,61$ грн.

Таблиця 6.3

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.год д. маш.год д.	Розцінка, грн.	Труд-ть люд.г од. маш.г од.	Заробіт на плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження ферм краном з розкладкою в касети масою до 8т до 13т	1-5	100т	1,89 1,1	<u>3,4</u> 1,7 <u>3</u> 1,5	57,14 50,42	<u>6,43</u> 3,21 <u>3,3</u> 1,65	107,99 55,46	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Укрупнююча збірка	4-1-	шт.						Монтажник

	ферм прогоном 24м	5 Пр- 1		9	<u>16,8</u> 2,8	350,1 1	<u>151,2</u> 25,2	3150,99	6р-1 4р-2 3р-1 2р-1 Електрозва рн. 5р-1 Машиніст 6р-1	
3	Установка балок та ферм у проектне положення стріловим краном прогоном 18 м 24м	4-1- 6	шт.	29	<u>5,0</u> 1,0	97,03	<u>130</u> 26	2 522,7 8	Монтажник 6р-1 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1	
				9	<u>9,5</u> 1,9	197,9 8	<u>85,5</u> 17,1	1781,82		
4	Електрозварювання стиків кроквяних ферм і балок з колонами	22- 1-6	10м. п. шва	3,8	2,5	52,10	9,5	197,98	Електрозва рн. 4р-1	
5	Розвантаження плит покриття масою до 1,5т до 7т	1-5	100т	3,02	<u>8,8</u> 4,4	147,8 8	<u>26,58</u> 13,29	446,60	Такелажни к 2р-2 Машиніст 6р-1	
				6,86	<u>3,6</u> 1,8	60,50	<u>24,7</u> 12,35	415,03		
6	Монтаж плит покриття площею до 10м ² 36 м ²	4-1- 7	1ел	216	<u>0,84</u> 0,21	15,51	<u>181,4</u> 4	3350,16	Монтажник 4р-1,3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1	
				98	<u>2,4</u> 0,6	44,30	45,36 <u>235,2</u> 58,8	4341,40		
7	Електрозварювання монтажних стиків плит покриття з фермами і балками	22- 1-6	10м шва	6,28	2,5	52,10	15,7	327,19	Електрозва рн. 4р-1	
8	Зняття монтажних гойдалок та драбин	5-1- 2	1шт.	67	<u>0,37</u> 0,18	7,27	<u>24,79</u> 12,06	487,09	Монтажник 4р-1 3р-1 Машиніст 6р-1	
				67	<u>0,62</u> 0,31	12,19	<u>41,54</u> 20,77	816,73		
							Всього:	<u>935,8</u> 8 235,7 9	15478,4 4	

Норма часу на 1 елемент $N_{ч} = 935,88 / 352 = 2,66$ люд.-год.

$P = 15478,44 / 352 = 43,97$ грн.

Таблиця 6.4

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№ за	Об'єм унту	Об'єм робіт	На один. виміру	На весь об'єм
------	---------------	-------------	--------------------	---------------

/п	Назва робіт		Од ин. вимі ру	Кіл- ть	Норм а часу, <u>люд.го</u> д. маш.г од.	Роз ці- нка, грн.	Труд- ть <u>люд.г</u> од. маш.г од.	Заробі тна плата, грн.	Склад ланки
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 2т до 5т	1-5	100 т	9,5 9,41	<u>7,2</u> 3,6 <u>4,2</u> 2,1	121,00 70,58	<u>68,4</u> 34,2 <u>39,52</u> 19,76	1149,50 664,16	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка стінових панелей у проектне положення стріловим краном, площа панелі до 10 м ² до 15 м ²	4-1-8	шт.	500 196	<u>3</u> 0,75 <u>4</u> 1	58,97 78,63	<u>1500</u> 375 <u>784</u> 196	29485,00 15411,48	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Електрозварювання стиків стінових панелей з колонами	22-1-6	10м .п. шва	13,92	2,5	52,10	34,8	725,23	Електрозвар. 4р-1
5	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою масою до 1,5 т до 3 т	1-5	100 т	0,61 0,35	<u>8,8</u> 4,4 <u>5,4</u> 2,7	147,88 90,75	<u>5,37</u> 2,68 <u>1,89</u> 0,95	90,21 31,76	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
6	Встановлення фундаментних балок до проектного положення, масою до 1,5т до 3 т	4-1-6	1ел .	47 12	<u>1,1</u> 0,22 <u>1,9</u> 0,38	21,35 36,87	<u>51,7</u> 10,34 <u>22,8</u> 4,56	1003,45 442,44	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
7	Розвантаження елементів воріт масою до 1,5 т до 4 т	1-5	100 т	0,17 0,18	<u>8,8</u> 4,4 <u>4,6</u> 2,3	147,88 77,30	<u>1,5</u> 0,75 <u>0,83</u> 0,41	25,13 13,91	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
8	Монтаж з/б елементів воріт	4-1-6	1ел .	6	<u>2,4</u> 0,48	46,57	<u>14,4</u> 2,88	279,42	Монтажник

				12	$\frac{1,4}{0,28}$	27,1 7	$\frac{16,8}{3,36}$	326,0 4	5р-1,4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніс т 6р-1
9	Установка воріт краном	6-13 т.4	1м ² поло- тен	77,7 6	$\frac{0,24}{0,12}$	4,43	$\frac{18,66}{9,33}$	344,4 8	Тесляр 4р-1 2р-1
10	Електрозварювання стиків елементів воріт	22-1-6	10м шва	0,36	2,5	52,1 0	0,9	18,76	Електрозварн. 4р-1
Взагалі							$\frac{2561,5}{7}$ 660,22	50010, 97	

Норма часу на 1 елемент $N_q = 2561,57/773 = 3,31$ люд.-год.
 $P = 50010,97/773 = 64,7$ грн.

Таблиця 6.5

Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЦР	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.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Конопатка, зачеканка і розшивка швів	4-1-28	10м шва	660 ,07	2,7	56,2 7	1782, 19	37142 ,14	Монтажник 4р-1
2	По п 1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1-28	10м шва	577 ,2	1,22	25,4 2	704,1 8	16778 ,98	Монтажник 4р-1
Взагалі							2486, 37	53921 ,12	

Норма часу на 10 м шву $N_q = 2486,37/1237,27 = 2,01$ люд.-год.
 $P = 53921,12/1237,27 = 43,58$ грн.

Таблиця 6.6

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЦР	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.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Приймання бетону з кузова автосамоскиду у баддю	4-1-54	100 м ³	0,33	8,2	137,8	2,71	45,47	Бетонник 2р-2
2	Подавання бетонної суміші	8-1-13	м ³	32,876	<u>2,5</u> 1,2	42,01	<u>82,19</u> 39,45	1381,12	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1
3	Заливка швів між плитами покриття бетонною сумішшю	4-1-26	100 м шва	33	4	78,63	132	2594,79	Монтажник 4р-1 3р-1
Взагалі							<u>216,9</u> 39,45	4021,38	

Норма часу на 100 м заливки швів $N_q = 216,9/33 = 6,57$ люд.-год.

$P = 4021,38/33 = 121,86$ грн.

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

Проектуємо часові споруди в наступній послідовності:

- визначити кількість робітників та службовців
- Складаємо перелік тимчасових будівель, які будуть розміщені на ділянці.

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

Залежно від джерела фінансування тимчасові будівлі поділяються на титульні (за рахунок замовника) та безтитульні (на балансі БМО), за функціональним призначенням – на виробничі, громадські, складські, службові, санітарні та побутові; за конструктивними особливостями - інвентарні та безінвентарні. У свою чергу інвентар ділиться на збірно-розбірні, контейнерні, пересувні конструкції з легких оболонки.

Визначення кількості робітників.

Максимальна кількість робочих за графіком руху — 72 осіб.

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

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

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

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

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

чоловіків — $61 - 18 = 43$ особи.

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

Таблиця 7.1

Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працюючих	Норма площі на одного працюючого, м ²	Розрахунок ва площа, м ²	Розмір и 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	9	4	36	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Кабінет техніки безпеки	61	0,2	12,2	9×2,7×3,8	Контейнерна	25,6	1
Охоронна будка	2	4	8	2×2	Неінвентарна	8	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна з лавами	72	0,6	43,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Душова з	25	0,82	20,5	9×2,7×3	Контейнерна	45,6	2

переддушовою				,8			
Умивальна група	61	0,06	3,66	Поєднується з гардеробною			
Туалети – чоловічі	43	0,07	3,01	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
– жіночі	18	0,14	2,52	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для просушки спецодягу	61	0,2	12,2	6×2,7×2,68	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	61	1	61	9×2,7×3,8	Контейнерна	68,4	3
Їдальня на 50 місць	61	1	61	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Пункт охорони здоров'я	61	0,05	3,05	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для обігріву працівників	61	0,1	6,1	3×2,7×3,9	Контейнерна	9,2	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	18	0,12	2,16	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1

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	314,578	м ²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	124,364	м ²	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	61	люд. на зміну	12,5

Душ з переддушовою	61	люд. на зміну	25
їдальня	61	люд. на зміну	12,5

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

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

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

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

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

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

t — тривалість роботи, до якої віднесена витрата води.

- Для екскаватора: $12,5 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 1) = 0,00625$ л/с;
для бульдозера: $450 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,0094$ л/с;
для крану: $550 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,011$ л/с;
для автосамоскиду: $550 \cdot 5 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,0573$ л/с;
загалом: $q_{\text{вир}} = 0,0839$ л/с.
- Оздоблювальні роботи: $0,75 \cdot 314,578 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0147$ л/с;
улаштування рулонної покрівлі: $7,5 \cdot 124,364 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0583$ л/с;
загалом: $q_{\text{техн}} = 0,0730$ л/с.

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

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

$$q_{i \text{д а л}} = \frac{q_3 \cdot N_1 \cdot k_{2, \text{о с н}}}{3600} = 12,5 \cdot 61 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0715 \text{ л/с};$$

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

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

N_1 — кількість працюючих в найбільш завантажену зміну;

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

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

m — тривалість роботи душової установки (45 хвилин).

6.4 Витрати води на пожежогашіння 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:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{осп}} + q_{\text{їдал}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 15,5309 \text{ л/с}.$$

6.6 Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

- Загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{15,5309 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,81 \text{ мм}$$

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

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

- На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,0839 + 0,073) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,53 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

- На санітарно-побутові потреби:

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

Приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

9. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВОГО ЕЛЕКТРОПОСТАЧАННЯ

Витрачаємо електроенергію на будівництві:

1) для виробничих (технологічних) потреб: підігрівання будівельних матеріалів, розморожування мерзлих ґрунтів, електрообігрів бетонної та цегляної кладки взимку;

2) для живлення електродвигунів будівельних машин, механізмів і установок;

3) для освітлення: інтер'єр – приміщення; зовнішні – місця проведення робіт і під'їзні шляхи, території будівництва.

При загальній потребі в електроенергії ми встановлюємо тип тимчасової трансформаторної підстанції. Необхідну розрахункову потужність трансформаторної підстанції визначають для максимального споживання електроенергії всіма споживачами одночасно за формулою:

де α – коефіцієнт втрат потужності в мережі в мережах залежно від їх довжини, ;

P_c – потужність машини або установки, кВт,

P_T – необхідна потужність для технологічних потреб, кВт;

$P_{\text{ів}}$ – потужність, необхідна для внутрішнього освітлення приміщень, кВт;

$P_{\text{осе}}$ – необхідна потужність для зовнішнього освітлення, кВт;

$K_{1p}, K_{2p}, K_{3p}, K_{4p}$ – коефіцієнти попиту в залежності від кількості споживачів;

$\cos\psi$ – коефіцієнт потужності, в середньому дорівнює 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_{1n}
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.	2	1,6	3,2	0,15
4. Електричний фарбопульт СО-61	шт.	2	0,27	0,54	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	45,6	15	0,684
3. Приміщення для обігріву працівників	8,5	15	0,128
4. Приміщення для відпочинку працюючих	68,4	15	1,026
5. Туалет чоловічий	8,5	15	0,128
6. Туалет жіночий	8,5	15	0,128
7. Їдальня	70,7	15	1,061
8. Контора виконроба	8	15	0,06
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	0,126
13. Пункт охорони здоров'я	42	3	0,15
14. Закритий склад			
Разом			6,37

Таблиця 9.3. Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Одиниці вимірювання.	Загальна площа, м ² (довжина, м),	Освітлення, лк	Норма потужності на 1м ² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгенплану)	м ²	61700	2	0,4	24,68
Площа будівлі (монтажна зона)	м ²	5472	20	3	16,42
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					50,1

$$P=(1,1/0,75) \cdot ((225 \cdot 0,7 + 30 \cdot 0,7 + 3,2 \cdot 0,15 + 0,54 \cdot 0,15 + 35 \cdot 0,35 + 2,4 \cdot 0,15) + 6,37 \cdot 0,8 + 50,1) = 362,07 \text{ кВт}$$

№	Табл.	Назва робіт	Вимі	К-	Назва	Од	Нор	Загаль
---	-------	-------------	------	----	-------	----	-----	--------

за/ п	ДБН		рник	ть	потрібних матеріалів	.	ма витр ат	на потре ба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100шт т	0,1 4	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,024 0,32 17,2	14 0,0621 6 0,0033 6 0,0448 2,408
2	7-6-11	Монтаж колон двогілкових масою до 30т	100шт т	0,6 7	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,48 131	67 0,2974 8 0,0174 2 0,3216 87,77
3	7-9-12	Укладання підкранових балок масою до 5 т	100 шт.	0,3 6	- підкр.балк и -вироби МОНТ. -електроди	шт . т т	100 1,81 0,33	80 1,448 0,264

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

Кількість прожекторів на будівельному майданчику за формулою:

$$n = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_l}$$

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; $S = 61700$ м²;

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

$$n = 0,2 \cdot 2 \cdot 61700 / 500 = 50 \text{ шт.}$$

Встановлюємо по дві лампи на одній опорі.

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

$$n = 0,2 \cdot 20 \cdot 5472 / 500 = 44 \text{ шт.}$$

На 10 щоглах встановлюємо по 4-5 прожекторів.

10. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВИХ СКЛАДІВ

Таблиця 10.1. Відомість потреби на стадії монтажу в матеріалах, напівфабрикатах і виробих

4	7-12-7	Укладання підкранових балок масою до 12 т	100шт	0,2 8	-збірні ЗБК -електроди -монт.	шт. т т	100 0,35 3,72	13 0,0104 0,0988
---	--------	---	-------	----------	-------------------------------------	---------------	---------------------	------------------------

					вироби			
6	7-12-13	Укладання ферм прогоном 18м	100шт	0,2 9	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,15 2,52	18 0,027 0,4536
7	7-12-21	Укладання ферм прогоном 24 м	100шт	0,9	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,16 3,52	13 0,0208 0,4576
8	7-13-5	Монтаж плит покриття довжиною до 6 м, площею до 10 м ²	100шт	2,1 6	-плити покр. -проволока -рубейд. -електроди -рогожа -лісомат. -монт. вироби -бетон -розчин	шт т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,014 8 56,2 0,02 52,9 0,299 0,06 6,6 0,2	216 0,0320 121,39 2 0,0432 114,264 0,6458 4 0,1296 14,256 0,432
9	7-13-17	Монтаж плит покриття довжиною 12 м площею до 40 м ²	100шт	0,9 8	-плити покр. -проволока -рубейд. -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	98 0,0392 77,674 8 0,0294 93,688 0,8134 0,1274 18,62 0,588
10	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м ²	100шт	5	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	500 0,5 1,0
11	7-16-5	Монтаж стінових панелей довжиною більше 7м, площею до 15м ²	100шт.	1,9 6	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,08 1,4	196 0,1568 2,744
12	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6м	100шт	0,4 7	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	шт т т т м ³ м ² м ³ м ³	100 0,002 7 0,001 0,009 3 0,06 5,65 3,05 0,42	47 0,0012 69 0,0004 0,0043 71 0,0282 2,6555 1,4335 0,1974
13	7-1-16	Монтаж фундаментних балок до 12м	100шт	0,1 2	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж»	шт шт т т	100 0,005 58 0,001	12 0,0006 696 0,0001

					-лісоматер.	т	0,001	0,0001
					-щити	м ³	63	956
					-бетон	м ²	0,065	0,0078
					-розчин	м ³	11,03	1,3236
						м ³	2,84	0,3408
							0,52	0,0624
14	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100мп.	12,37	-розчин	м ³	0,84	10,39

Таблиця 10.2. Зведена відомість потреби в матеріалах, виробах і конструкціях

№ за/п	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Колони	шт.	81
2	Підкранові балки	шт.	64
3	Кроквяні конструкції	шт.	38
4	Плити покриття	шт.	314
5	Фундаментні балки	шт.	59
6	Стінові панелі	шт.	696
7	Ригелі воріт	шт.	6
8	Стійки воріт	шт.	12
9	Бетон	м ³	124,828
10	Розчин	м ³	11,6698
11	Монтажні вироби	т	6,459
12	Прокат	т	0,43143
13	Електроди	т	1,07238
14	Лісоматеріали	м ³	1,86164
15	Щити	м ²	3,9791
16	Руберойд	м ²	199,067
17	Солідол	т	0,00457
18	Цвяхи	т	0,00194
19	Рогожа	м ²	207,952

Таблиця 10.3. Розрахунок площ тимчасових складів

№ п./п	Найменування матеріалів, конструкцій і деталей	Одиниця виміру	Час використання в днях	Потреба		Коефіцієнти		Норма запасу в днях	Запас матеріалів, що підлягає зберіганню	Норма зберігання матеріалу на 1м ² підлоги складу	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 матеріалів	нерівномірності використання матеріалів								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Колони	м ³	11,5	600,8	52,24	1,1	1,3	4	298,83	0,80	373,54	1,25	466,93	2×12×19,5	відкр.
2	Підкранові балки	м ³	5,5	189,4	34,44	1,1	1,3	2	98,49	0,50	196,98	1,2	236,37	22×12	відкр.
3	Кроквяні ферми	м ³	10,5	119,5	11,38	1,1	1,3	2	32,55	0,07	464,99	1,2	557,99	2×12×39ё	відкр.
4	Плити покриття	м ³	10,5	376,96	35,9	1,1	1,3	3	154,02	0,50	308,03	1,2	369,64		відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м ³	25	1569,53	62,78	1,1	1,3	5	448,89	1,00	448,89	1,2	538,66	12×45	відкр.
6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	43	1,07238	0,025	1,1	1,3	5	0,178	0,50	0,357	1,2	0,428	7×6	закр.
7	Монтажні вироби масою	т	43	6,459	0,15	1,1	1,3	5	1,074	0,70	1,534	1,2	1,841		закр.

	до 50 кг													
8	Дріт сталевий і цвяхи	т	25	0,0019 4	0,0000 8	1,1	1,3	5	0,000 6	2,50	0,000 2	1,2	0,000 3	закр.
9	Мастильні матеріали	т	25	0,0045 7	0,0000 2	1,1	1,3	3	0,001 3	0,60	0,002 2	1,2	0,002 6	закр.
10	Рогожа	м ²	25	207,95 2	8,32	1,1	1,3	3	59,47	2,5	23,79	1,2	28,55	закр.
11	Металопрокат	т	43	0,4314 3	0,01	1,1	1,3	5	0,072	1,50	0,048	1,2	0,057	навіс
12	Дошки обрізні із хвойних порід	м ³	32	1,8616 4	0,058	1,1	1,3	5	0,416	1,25	0,33	1,2	0,399	навіс
13	Руберойд підкладочний з пиловидною підсипкою РПП-300Б	м ²	25	199,06 7	7,963	1,1	1,3	5	56,93	2,50	22,77	1,2	27,33	навіс
14	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м ²	25	3,9791	0,159	1,1	1,3	5	1,138	20,0 0	0,057	1,2	0,068	навіс
5×6														

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 до 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 великогабаритних 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 безпеку 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:

$$K_3 = F_2 / F_1 = 5472 / 61700 = 0,089;$$

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:

$$K_{вук} = (F_2 + F_{м.б.}) / F_1 = (5472 + (460,4 + 8600)) / 61700 = 0,236;$$

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

Довжина тимчасових доріг дорівнює 1110 м; довжина тимчасових мереж водопостачання — 650 м; довжина тимчасових мереж електропостачання — 1500 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 ферми - на металевих провідниках;
- метал дрібносортовний – 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.

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.