

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет: Будівельний
Кафедра: Промислове, цивільне і міське будівництво
Спеціальність: 192 Будівництво та цивільна інженерія
ОПП: Будівництво та цивільна інженерія

Королюк Максим Павлович

(ім'я та прізвище дипломника)

Бакалавр групи БІ-21

(домашня адреса)

ДОПУСКАЮ ДО ЗАХИСТУ

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

_____ О.І. Валовой
20____.____._____

Проектування ремонтного цеху

(тема бакалаврської роботи)

Розрахунково-пояснювальна записка до бакалаврської роботи

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище дипломника)

Керівник

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

КОНСУЛЬТАНТИ:

- з техніко-економічного
порівняння варіантів –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

- з архітектурно-будівельного
розділу –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

- з розрахунково-конструктивного
розділу –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

- з технології будівництва –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

- з організації будівництва –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

- з охорони праці та безпеки
життєдіяльності–

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

Роботу закінчено _____ 20__ р.
2025 рік

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

Королук Максим Павлович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи: "Проектування ремонтного цеху"

затверджена наказом по університету від “ _____ ” _____ 20 _____ р. № _____

2. Термін здачі студентом закінченої роботи _____

3. Вихідні дані до роботи _____

Місце будівництва – м. Кривий Ріг.

Будівля, що проектується промислова – механозбірний цех, розміри в осях 96×84 м. Будівля одноповерхова, Г-подібної (прямокутної) форми у плані, багатопролітна, прольоти різного напрямлення.

Конструктивна схема будинку - залізобетонний каркас. Сітка колон 6*12 м.

Фундаменти – монолітні залізобетонні.

Зовнішні стіни – залізобетонні стінові панелі.

Покрівля - рулонна.

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

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

6. Дата видачі завдання _____

Керівник _____
(підпис)

Завдання прийняв до виконання _____
(підпис)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

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

Студент-дипломник _____
(підпис)

Керівник роботи _____
(підпис)

ЗМІСТ

1. Архітектурно-будівельний розділ.....	
2. Розрахунково-конструктивний розділ.....	
3. Технологія будівництва.....	
4. Організація будівництва.....	
5. Охорона праці.....	
Перелік використаної літератури.....	

Розділ 1

Загальна характеристика запроектованої будівлі

Клас будівлі – II.

Конструктивний тип будівлі – з залізобетонним каркасом.

Ступінь довговічності – II

Кліматичний район по характеристикам – I.

Ступінь вогнестійкості – II.

2. Опис технологічних процесів

Ремонтного цех отримує вихідні матеріали з інших заводів. Основними з них є пошкоджені деталі та агрегати. Для транспортування заготовок у межах цеху використовують крани.

3 Генеральний план

Ремонтний цех утворено генеральний план відповідно до вимог ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», а також згідно з санітарними й протипожежними нормами, з урахуванням технологічного зв'язку з іншими об'єктами на території.

Під час розробки плану територія була поділена на передзаводську та виробничу зони.

У передзаводській частині розташовані їдальня, адміністративна будівля, місця для тимчасового паркування автотранспорту тощо.

У виробничій зоні, окрім самого цеху, розміщені такі об'єкти, як склад готової продукції, ремонтні майстерні та інші споруди.

Роза вітрів сприяє належному провітрюванню будівель, а взимку – запобігає накопиченню снігу в міжліхтарному просторі.

Внутрішньозаводське транспортування здійснюється автомобілями.

Ширина проїздів та доріг передбачена у межах 6 метрів (до 10,5 м), а радіуси поворотів – 12 м.

Проектом передбачено благоустрій території: асфальтовано дороги, тротуари та майданчики, навколо будівель виконано асфальтове вимощення шириною 1 м.

Таблиця 1 – Техніко-економічні показники за генпланом

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Приміт
1	Площа ділянки	м ²	55450	
2	Площа забудови	м ²	27000	
3	Площа мощення	м ²	18000	
4	Площа озеленення	м ²	10450	
5	Щільність забудови	%	49	
6	Коефіцієнт мощення	%	32	
7	Коефіцієнт озеленення	%	19	

4. Об'ємно – планувальне рішення будівлі

Проектована споруда — ремонтний цех— має габаритні розміри в осях 96×48 м. Це одноповерхова, багатопрольотна будівля у формі літери «Г» (прямокутна в плані), з прольотами одного або різного напрямку.

У споруді передбачено встановлення воріт, а для пересування працівників — окремі хвіртки.

У кожному з прольотів заплановано монтаж мостових кранів із вантажопідйомністю відповідно до технічного завдання; висота кранової рейки залежить від типу колон.

У місцях перетину осей «М» і «8» передбачено температурні шви, утворені з двох спарених колон.

Крок окремих залізобетонних колон становить 6 м.

Відстань між крайніми й середніми колонами однакова — 6 м.

Крайні ряди колон мають прив'язку до поздовжніх координаційних осей на відстані «250».

Колони середнього ряду розташовані симетрично відносно координаційних осей, при цьому осі проходять через центр їх поперечного перерізу.

Поперечні координатні осі також проходять через центр перерізу колон, за винятком торцевих ділянок та зон деформаційних швів, де вісь колон зсунута на 500 мм усередину.

Показники будівлі таблиця 2.

Таблиця 2 –показники будівлі

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

5 Конструктивне рішення будівлі

Проектована будівля є повнокаркасною. Просторова жорсткість у поперечному напрямку досягається завдяки поперечним рамам, які формуються шляхом замонолічування колон у фундаменти та жорсткого з'єднання ферм (або балок) із колонами за допомогою зварювання.

У поздовжньому напрямку жорсткість забезпечується фундаментними балками, підкрановими балками, системою зв'язків, а також диском плит покриття, що приварені до несучих елементів покрівлі.

5.1 Колони

Підбір колон здійснюється на основі параметрів, визначених у технічному завданні на проектування. Тип збірних залізобетонних колон залежить від об'ємно-планувальних характеристик промислової споруди та від наявності підйомно-транспортного обладнання певної вантажопідйомності.

З конструктивної точки зору колони поділяють на одногілкові та двогілкові. За розташуванням у споруді — на крайні, середні та фахверкові, які встановлюються в торцевих і поздовжніх стінах.

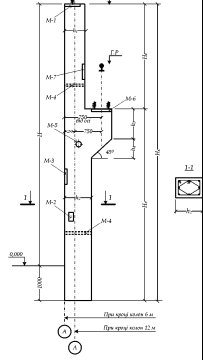
Розміри колон визначаються з урахуванням їхнього розташування в будівлі, її висоти, довжини прольотів, кроку колон і вантажопідйомності кранів.

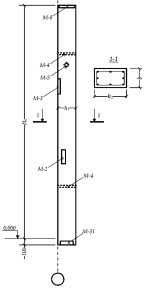
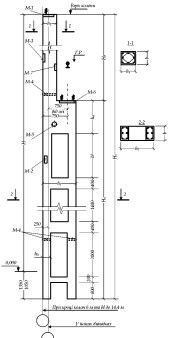
В одноповерхових спорудах для створення торцевих і поздовжніх фахверків застосовуються збірні залізобетонні колони. Такі фахверкові колони розміщують біля торцевих стін і між основними в поздовжніх при кроці крайніх колон 12 м та довжині стінових панелей 6 м. Вони призначені для монтажу стінового огороження, частково сприймаючи навантаження від ваги стін і вітру.

Фахверкові колони можуть бути як збірними залізобетонними, так і сталевими. Збірні залізобетонні виконують суцільними з квадратним перерізом 400×400 мм. Їхня довжина визначається відповідно до умов експлуатації будівлі.

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

Таблиця 3 – Збірні залізобетонні колони

Марка колони	Ескіз	Крок, м	Q, т	Розміри, мм			Розміри перерізу мм
				H	H ₁	H ₂	
1	2	3	4	5	6	7	8
Колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі							
ЗК132-6		6	30	14250	3100	10150	600 x 400

Фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі							
ЗКФ133-1		6	30	13300			400 x 400
Колони крайнього ряду залізобетонної будівлі							
ЗКД144		6	30	15570	4920	10650	1400 x 500
Колони середнього ряду залізобетонної будівлі							

5.2 Фундаменти

У дипломному проєкті передбачено використання збірного залізобетонного фундаменту з підколонником стаканного типу для монтажу збірних залізобетонних колон. Плитна частина фундаменту може мати одну, дві або три ступені (див. табл. 4).

Конструктивно стовпчастий фундамент забезпечує жорстке з'єднання з колоною за рахунок занурення її нижнього кінця в спеціально сформований стакан.

Для зменшення різноманіття типорозмірів уніфіковано геометричні параметри підколонників і фундаментів: габарити в плані кратні модулю 300 мм, відмітка верху стакану — -0,150 м. Розміри стакану приймаються на 150 мм більші за колону зверху та на 100 мм — знизу.

Габарити підколонників у плані підбираються відповідно до перерізів колон, а параметри підшви та кількість уступів визначаються вантажопідйомністю кранового обладнання.

Для колон середнього ряду розміри підшви приймають у 1,5–2 рази більші за аналогічні для крайніх колон. Під фахверкові колони застосовують фундаменти з одним уступом і підколонником розміром 0,9×0,9 м.

У місцях розташування температурних швів (поздовжніх і поперечних) під суміжні колони проєктують спільний фундамент незалежно від їх кількості в вузлі. Розмір підшви визначається як сума підшов окремих фундаментів з додаванням вставки між осями колон та з урахуванням модульної кратності (300

мм). Якщо шов є осадочним, тоді кожна колона має окремий фундамент. Прив'язка фундаментів здійснюється відповідно до положення колон: більші розміри підколонника й підшви орієнтуються в поперечному напрямку, менші — у поздовжньому.

Глибина закладання фундаментів з урахуванням навантажень та умов ґрунту і клімату прийнята –2,550 м. Колони бетонуються в стаканах бетоном на дрібному заповнювачі.

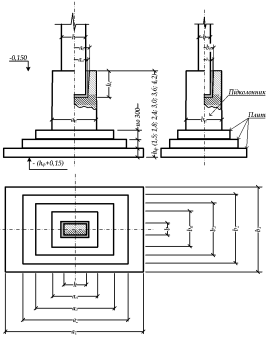
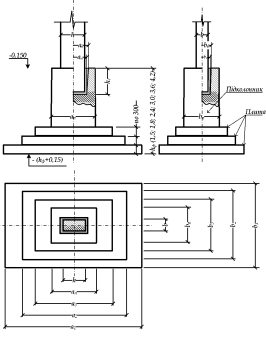
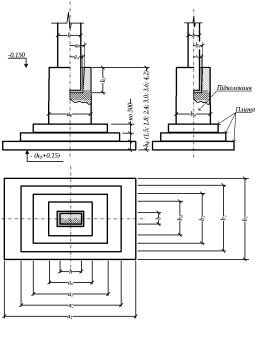
Для стін передбачені фундаментні балки, які спираються на бетонні стовпчики, встановлені на верхньому уступі фундаменту.

Вздовж обрізу фундаменту на товщину стіни до позначки +0,030 м влаштовується набетонка.

У зонах розміщення воріт фундаментні балки не передбачаються — там влаштовується суцільний монолітний фундамент товщиною 500 мм і довжиною 6 м, у який вмонтовані анкерні болти для фіксації рам воріт.

По верхній поверхні фундаментних балок передбачена гідроізоляція з одного шару цементного розчину товщиною 30 мм у співвідношенні цементу до піску 1:2.

Таблиця 4 – Збірні фундаменти стаканного типу

Марка фундаменту	Ескіз	Переріз колони, мм	Розміри стакану і підколонника, мм	Розміри сходин, мм	Висота сходиця фундаменту, мм
1	2	3	4	5	6
під колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі					
ФБ 19-24		600 х 400	1500 х 1500 1200 х 1200	2100 х 1800 2700 х 1800	300
під фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі					
ФА 1-6		400 х 400	1200 х 1200 900 х 900	1500 х 1500	300
під колони крайнього ряду залізобетонної будівлі					
ФД 51-55		1400 х 500	2400 х 1500 2100 х 1200	3000 х 2100 3600 х 2100 4200 х 2700	300
під колони середнього ряду залізобетонної будівлі					

5.3 Фундаментні балки

Для встановлення фундаментних балок передбачено влаштування бетонних стовпчиків-підбетонів із площею поперечного перерізу $0,3 \times 0,6$ м. Верхня позначка стовпчиків приймається на рівні $-0,45$ м, виходячи з висоти фундаментної балки $0,4$ м і кроку колон 6 м.

Позначка верху самих фундаментних балок установлюється на 30 мм нижче рівня чистої підлоги, тобто на $-0,03$ м.

Щоб запобігти деформаціям балок унаслідок здимання ґрунтів, знизу або з боків влаштовується підсипання з шлаку чи грубозернистого піску.

Утеплення пристінної робочої зони в опалювальних приміщеннях досягається підсипкою теплоізоляційного матеріалу шириною $1-2$ м.

Вздовж фундаментних балок по поверхні ґрунту проєктується асфальтове вимощення шириною 1 м з ухилом $3-5\%$ від будівлі.

Довжину фундаментної балки визначають із урахуванням її просторового розміщення (кутове, рядове, поблизу температурних швів), кроку колон і розмірів підколонника в плані (див. табл. 5).

Таблиця 5 – Збірні фундаментні балки

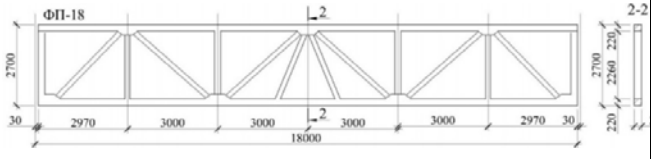
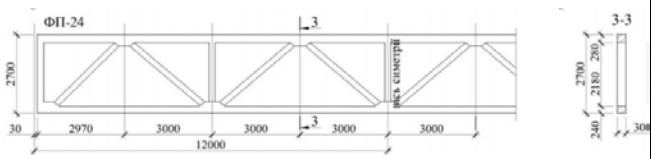
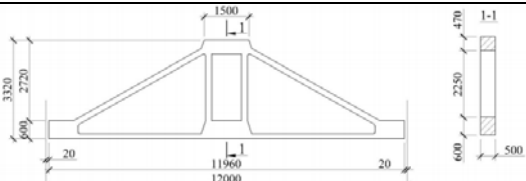
Марка балки	Ескіз	Крок колони, м	Розміри, мм
ФБ 6-12		6	450 x 400

5.4 Кроквяні та підкроквяні конструкції

На колони встановлюються несучі елементи покриття: сегментні, безрозкісні кроквяні ферми з паралельними поясами та полігональні прольоти розміром 18 і 24 м, а також ґратчасті балки з паралельними поясами, двосхилі, з прольотами 12 і 18 м (див. табл. 6). Їх монтаж здійснюється шляхом кріплення накладних сталевих пластин, приварених до закладних елементів ферм, з подальшим фіксуванням до колон за допомогою анкерних болтів. Після вирівнювання положення ферм і балок у проєктне положення — усі вузли остаточно затягуються.

При міжосьовій відстані крайніх колон 6 м, а середніх — 12 м, на колони середнього ряду першочергово монтують підкроквяні ферми або балки. Їх кріплення до колон виконується зварюванням закладних елементів стельовим швом.

Таблиця 6 – Збірні кроквяні та підкроквяні конструкції

Марка конструкції	Ескіз	L, м	Крок, м	Розм
1	2	3	4	
кроквяна конструкція окремої залізобетонної будівлі				
ФПП 6-18		18	6	180 2
кроквяні конструкції залізобетонної будівлі				
ФПП 6-24		24	6	240 2
підкроквяні конструкції залізобетонної будівлі				
ПФ-12		12	12	11960 3300

5.5 Підкранові балки

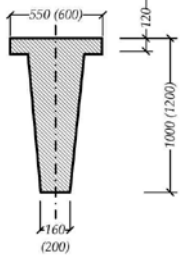
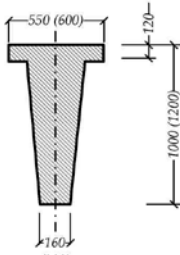
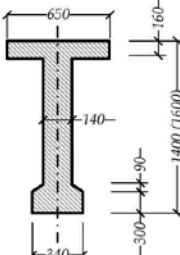
У курсовому проєкті заплановано використання опорних мостових кранів вантажопідйомністю від 10 до 50 тонн (див. табл. 7). Рух цих кранів забезпечується по підкранових балках, на які укладаються рейки. Балки жорстко з'єднуються з колонами, що додатково підсилює просторову стійкість каркасу споруди.

Залізобетонні підкранові балки застосовують в одноповерхових промислових будівлях при міжколонній відстані 6 або 12 м та вантажопідйомності кранів до 50 т. З огляду на зручність виготовлення та монтажу, вони проєктуються розрізними. Їх форма — таврового перерізу: для прольоту 6 м висота становить 800 або 1000 мм, а для прольоту 12 м — 1400 мм.

За розташуванням у будівлі балки поділяються на торцеві (біля торцевих стін), рядові та температурні (біля температурних швів). Відмінності між ними полягають у наявності й розміщенні закладних елементів для з'єднання з колонами.

Після монтажу та точного вивірювання балки прикріплюють до колон: знизу — за допомогою болтів і зварювання, зверху — приварюванням вертикального сталевго листа до закладних елементів у колоні та балці. Поверх балок укладають кранові рейки, які фіксуються притисками (лапками) на пружних прокладках.

Таблиця 7 – Підкранові балки

Марка балки	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
Окрема залізобетонна будівля			
БКНВ 6 -4с		5960	1000 x 600
Залізобетонна будівля			
БКНВ 6 -4с		5960	1000 x 600
БКНВ 12 -3с		11950	1400 x 650

5.6 Зв'язки

На конструктивне рішення системи вертикальних зв'язків впливають такі фактори, як висота будівлі, наявність або відсутність мостових кранів, а також тип покриття (зокрема — висота балок або опорна частина ферм).

У промислових спорудах, обладнаних мостовими кранами, вертикальні зв'язки по колонах зазвичай встановлюються нижче рівня підкранових балок у одному — переважно середньому — міжколонному прольоті кожного температурного блоку (див. рис. 1). При цьому самі підкранові балки виконують функцію розпірок у вертикальній системі зв'язків. Якщо технологічні умови не дозволяють розмістити зв'язки в середньому прольоті, допускається їх переміщення до сусіднього кроку колон.

У випадку наявності підкроквяних ферм, саме вони виконують роль розпірок по колонах, і окремі елементи для цієї мети не передбачаються.

Окрім розглянутих вертикальних зв'язків по колонах, також проєктуються зв'язки по ліхтарях та по напрямних підвісних кранових шляхів.

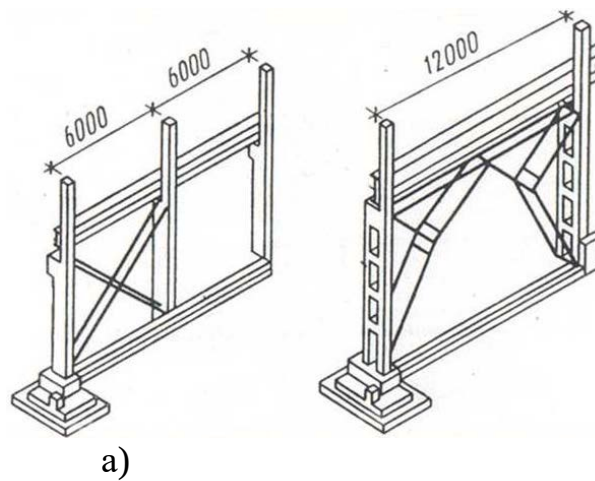


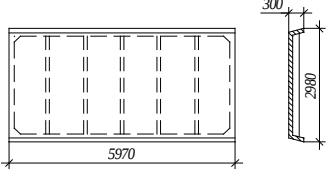
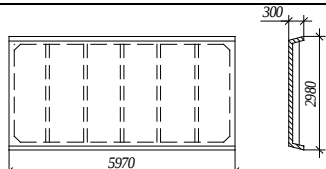
Рисунок 1 – Зв'язки: а – при кроці колон 6 м; б – при кроці колон 12 м.

5.7 Плити покриття

Залізобетонні плити, які виконують функцію покрівельної основи, монтуються на поперечні кроквяні конструкції (див. табл. 8). При кроці цих конструкцій у 6 метрів використовуються плити розмірами 3×6 м та $1,5 \times 6$ м, а при кроці 12 м — відповідно 12×6 м і $1,5 \times 12$ м. Основний тип плит — шириною 3 м, що відповідає відстані між вузлами кроквяних елементів. Плити шириною 1,5 м застосовуються переважно в зоні розжолобків, де виникають підвищені снігові навантаження, з якими не можуть впоратися елементи шириною 3 м.

Усі покрівельні плити мають закладні деталі на торцях несучих поздовжніх ребер, які з'єднуються з фермами шляхом зварювання. Шви між плитами заповнюються цементним розчином марки М100. У місцях температурних швів і на торцях споруди закладні елементи плит розташовані зі зміщенням на 500 мм.

Таблиця 7 – Плити покриття

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

5.8 Стінове огороження

Стінові панелі використовуються для огороження як опалюваних, так і неопалюваних споруд, незалежно від типу каркаса чи матеріалів, при міжосьовій відстані колон 6 або 12 метрів. У більшості випадків висота панелей становить 1,2 або 1,8 м, а довжина — 6 або 12 м. Нижній край першої панелі, як правило, відповідає рівню підлоги. З конструктивних та монтажних міркувань верхній ряд панелей в межах висоти приміщення рекомендується розміщувати на 0,6 м нижче кроквяних ферм, а в межах висоти ферм — на 0,3 м нижче верхнього пояса.

Для будівель із залізобетонним каркасом доцільно застосовувати легкобетонні самонесучі панелі. Основні панелі уніфіковані під модуль 300 мм і мають висоту 1,2 або 1,8 м, підкарнизні та парапетні — 0,9 і 1,5 м. Цокольна панель зазвичай має висоту 1,2 м, проте в разі технологічної необхідності допускається збільшення.

У місцях, де колони каркаса зсунуті відносно поперечної координаційної осі на 500 мм, використовують поздовжні панелі або панелі з добірними вставками. У торцях будівлі панелі фіксують до фахверкових колон.

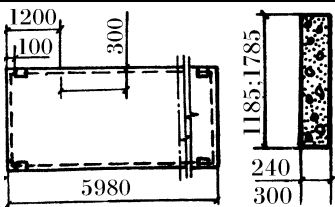
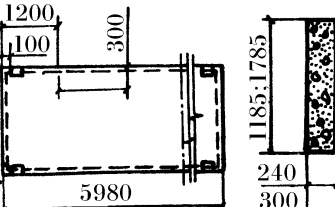
Товщина горизонтальних швів між панелями становить 15 мм, а вертикальних — 20–30 мм залежно від довжини (6 або 12 м). У зв'язку з температурними й усадковими деформаціями товщина швів змінюється, тому заповнювач має бути еластичним, водонепроникним і стійким до атмосферного впливу. Для цього використовують пороізол, герніт або пружні мастики.

Проектом передбачено самонесучі одношарові стінові панелі (див. табл. 8) завтовшки 300 мм. Вони кріпляться до колон за допомогою з'єднання з двох сталевих кутиків 125×16 мм, L = 100 мм, які приварюють до закладних елементів колон і панелей з гнучким анкером і пластиною. Панелі виготовляються на заводі в готовому вигляді зі зовнішнім і внутрішнім фактурним шаром цементно-піщаного розчину по 20 мм завтовшки.

У зонах воріт і дверей стінові отвори закладають цеглою марки М100 на розчині М50, товщиною 380 мм.

Т

аблиця 8 – Стінове огороження

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

5.9 Вікна

Світлові отвори в стінах можуть бути виконані у вигляді окремих вікон або протяжних стрічок (див. рис. 2). У висотних спорудах та будівлях, оснащених мостовими кранами, вікна зазвичай розміщуються у два, а іноді й у три яруси. Заповнення прорізів здійснюється окремими сталевими блоками або віконними панелями.

Каркас вікон формується із вертикальних елементів — імпостів, розташованих із кроком 1,5 або 2 м, які з'єднуються з закладними деталями в перемичках зварюванням. До імпостів болтами кріпляться як глухі рами, так і ті, що відкриваються (із верхньою, нижньою чи бічною підвіскою). Козирки монтуються виключно над рами, що відкриваються.

Сталеві панелі для вікон при 6-метровому кроці колон мають габарити $6 \times 1,2$ або $6 \times 1,8$ м. Якщо висота отвору не перевищує 20 м, панелі монтують одна над одною, скріплюючи між собою болтами М12. При більшій висоті конструкції передбачається встановлення додаткового ригеля з прокатного металопрофілю — для компенсації власної ваги вікон і вітрового навантаження.

Скло в глухих елементах фіксується до несучої рами через ущільнювальний гумовий профіль.

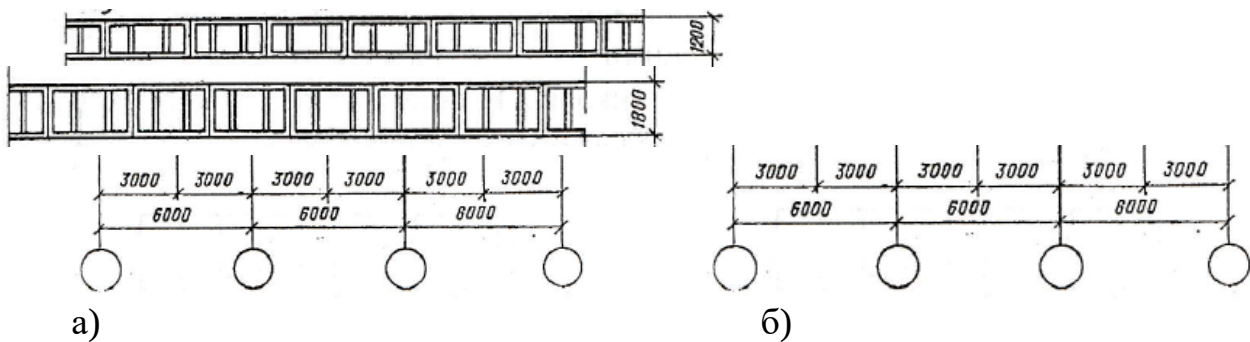


Рисунок 2 – Вікна: а – при висоті 1,2 м; б – при висоті 1,8 м.

5.10 Ворота

У рамках курсового проекту передбачено встановлення розпашних воріт для заїзду автомобільного транспорту з різною вантажопідйомністю. Для транспортних засобів прийнято типові розміри прорізу $3,6 \times 4,2$ м (див. рис. 3).

Конструктивно рама воріт складається з ригеля та двох вертикальних стійок, які монтуються на фундамент та фіксуються анкерними болтами. Рама встановлюється із зовнішнього боку споруди.

Для вільного заїзду безрейкового транспорту ззовні воріт передбачено влаштування похилого бетонного пандуса, що забезпечує плавний з'їзд і заїзд до будівлі.

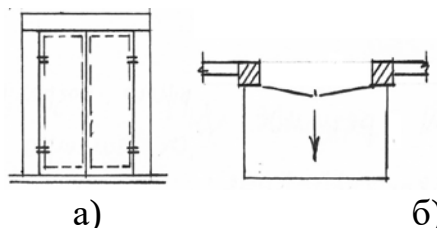


Рисунок 3 – Розпашні ворота: а – вид з торця; б – вид згори.

5.11 Покрівля та система водовідводу

Проектом передбачено влаштування суміщеної, невентильованої рулонної покрівлі, що складається з двох шарів руберойду із захисним шаром із гравію, зануреного в бітумну мастику (див. рис. 4).

На вирівняну поверхню плит покриття наносять пароізоляцію у вигляді одного шару руберойду, покладеного на бітумну мастику.

У зонах прилягання покрівлі до парапетів або інших вертикальних елементів конструкції її посилюють трьома додатковими шарами руберойду з перекриттям 100–150 мм між шарами. Ці шари заводяться на стіну на висоту 250 мм та закріплюються дюбелями з інтервалом 600 мм через сталеву смугу розміром 40×4 мм, а також захищаються фартуком із оцинкованої сталі. Поверх стику наноситься герметизувальна мастика.

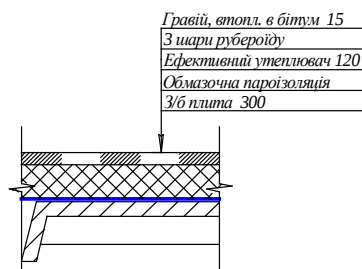


Рисунок 4 – Фрагмент покрівлі

В проекті передбачено внутрішній організований водовідвід. Водостічні лійки встановлюються в знижених ділянках покрівлі — розжолобках — з інтервалом не більше 48 м. Їх розміщення виконується з прив'язкою до координаційних осей: 450 мм у поздовжньому напрямку та 500 мм — у поперечному.

Ліхтарі

Залежно від функціонального призначення, ліхтарі класифікують як світлоаераційні, аераційні або світлові. Тип і конструктивне виконання ліхтарів визначають з урахуванням мікроклімату в приміщенні, регіональних кліматичних умов та інших факторів.

У даному проекті застосовано подвійні світлоаераційні ліхтарі шириною 6 і 12 м. Висота світлопрозорого застосування становить 1750 мм; відкривання здійснюється за допомогою електроприводу до певного кута нахилу від вертикалі (значення кута вказується у кресленнях).

Ліхтарі розміщуються паралельно поздовжній осі будівлі. Для зручності експлуатації та відповідно до протипожежних норм, довжина кожного ліхтаря не повинна перевищувати 84 м. У разі потреби в більшій довжині їх проектується із розривами, кратними або рівними кроку кроквяних конструкцій. Також ліхтарі не повинні доходити до торцевих стін будівлі на 6 м.

Для приміщень із прольотами 12 і 18 м використовують ліхтарі шириною 6 м, для ширших прольотів — 12 м. Конструкція ліхтаря включає поперечні сталеві рами та поздовжні елементи, серед яких: бортові плити, прогони для кріплення заповнення світлових отворів, конструктивні елементи покриття й систему зв'язків.

Покрівля ліхтаря виконується з тих самих матеріалів та конструктивно повторює основне покриття будівлі.

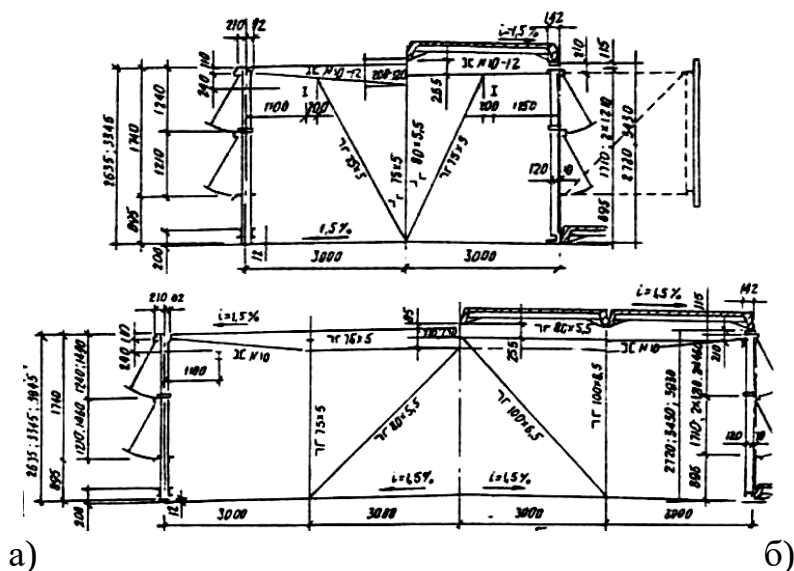


Рис 5 – Ліхтарі: а – 6 м; б – 12 м

5.13 Підлоги

Під час вибору типу та конструкції підлоги враховується характер виробничих навантажень, що діють на неї, а також необхідність забезпечення її довговічності та надійної експлуатації. Конструкція підлоги включає такі основні елементи: покриття, підстильний шар, прошарок, стяжку, гідроізоляцію та основу.

Проектування підлог здійснюється відповідно до функціонального призначення приміщень, умов експлуатації та специфічних вимог до поверхні.

Склад конструкції підлоги, типи матеріалів і товщина кожного шару визначені в експлікації підлог і зазначені на кресленнях (див. табл. 9).

Таблиця 9 – Підлоги

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

5.14 Опорядження будівлі

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

На будівельному майданчику шви герметизуються та зачеканюються цементним розчином.

Внутрішнє опорядження – вапняне фарбування стін, колон та стель.

6 Розрахунок природного освітлення

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

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

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

1. Нормований коефіцієнт природного освітлення:

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

де m – коефіцієнт світлового клімату;

c – коефіцієнт сонячності;

e – нормований коефіцієнт природного освітлення.

2. Площа засклення:

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

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

$k_z = 1,5$ - коефіцієнт запасу;

$\eta_0 = 14$ - світлова характеристика вікна;

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

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

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

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

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

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

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

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

Для визначення r_1 знаходять середній коефіцієнт відбиття:

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

де ρ_1 , ρ_2 , ρ_3 , S_1 , S_2 , S_3 - відповідно коефіцієнти відбиття та площі поверхонь стелі, стін та підлоги

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

7 Теплотехнічний розрахунок

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

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

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

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

Опір теплопередачі огороження:

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

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

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

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

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

Параметри прийнятої конструкції відповідають умовам експлуатації та розрахунковій температурі.

Розділ 2

4. Розрахунок колони крайнього ряду

4.1 Вихідні дані

Колона прямокутного перерізу з розмірами перерізу надкранової частини $b_t=40$ см; $h_t=40$ см, підкранової частини – $b_b=40$ см; $h_b=50$ см. Висота підкранової частини колони (від верха фундаменту до верха консолі) $h_1=9.15$ м, надкранової частини $h_2=3.9$ м. Висота колони $h_c=h_1+h_2=9.15+3.9=13.05$ м; повна висота колони (з урахуванням закладення у фундамент) $h_{tot}=13.45$ м

Колона проектується з важкого бетону класу В30, підданого тепловій обробці при атмосферному тиску.

Розрахункові дані бетону:

при $\gamma_{b2} = 0.9$: $R_b=15.3$ МПа, $R_{bt}=1.08$ МПа;

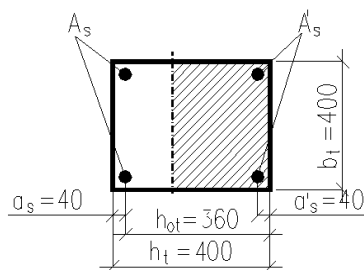
при $\gamma_{b2} = 1.0$: $R_b=17$ МПа, $R_{bt}=1.2$ МПа;

при $\gamma_{b2} = 1.1$: $R_b=18.7$ МПа, $R_{bt}=1.32$ МПа, $E_b=29000$ МПа;

Робоча поздовжня арматура класу А–ІІІ (діаметром більше 10 мм) $R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $E_s=200000$ МПа (табл.А2); поперечна арматура класу А–І.

4.2 Розрахунок над кранової частини колони

Характеристика перерізу. Розміри прямокутного перерізу: $b_t=40$ см, $h_t=40$ см. Для поздовжньої арматури приймається $a_s = a'_s = 4$ см, армування несиметричне з арматури класу А–ІІІ ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа= 36,5 кН/см²; $E_s= 200000$ МПа= 20000 кН/см²). Робоча висота перерізу $h_{ot} = h_t - a_s = 40 - 4 = 36$ см.



Розрахунок в площині згину. Розрахунковим для надкранової частини колони є переріз II–II (див. табл.2). За зусиллями в перерізі II–II підбирається площа перерізу поздовжньої арматури.

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині згину (з врахуванням кранового навантаження при розрізних підкранових балках)

$$l_{ot} = 2h_2 = 2 \cdot 390 = 780 \text{ см}$$

Тому що гнучкість надкранової частини колони в площині згину

$$l_{ot} / h_t = 780/40 = 19.5 > 10$$

необхідно урахувати вплив прогину на ексцентриситет поздовжньої сили за допомогою коефіцієнта $h > 1$.

Якщо гнучкість $l_0 / h_t < 4$, коефіцієнт $h = 1$.

В перерізі II–II діють три комбінації розрахункових зусиль двох сполучень.

Комбінація зусиль №1. З аналізу комбінацій зусиль №1 в перерізі II–II першого і другого сполучень (див. табл.2) виявляється, що для комбінації №1 найневигідним є друге сполучення. Для цього сполучення (з табл.1 та таблиці зусиль машинного розрахунку поперечної рами при $\gamma_{b2} = 0,9$) зусилля від усього навантаження:

$$M = M_{\max 2} = 14,52 \text{ кН} \cdot \text{м} = 1452 \text{ кН} \cdot \text{см}; N = N_{\text{cor}} = 331,7 \text{ кН};$$

Зусилля від постійного та тривало діючого навантаження:

$$M_l = -16 \text{ кН} \cdot \text{м} = -1600 \text{ кН} \cdot \text{см}; N_l = 365 \text{ кН}.$$

Оскільки в цій комбінації діють зусилля від навантаження малої сумарної тривалості (вітрове навантаження), розрахунковий опір бетону приймається з коефіцієнтом умови роботи $\gamma_{b2}=1,1$, тобто $R_b = 18,7 \text{ МПа} = 1,87 \text{ кН/см}^2$ і $R_{bt} = 1,32 \text{ МПа} = 0,132 \text{ кН/см}^2$; $E_b = 29000 \text{ МПа} = 2900 \text{ кН/см}^2$.

Випадковий ексцентриситет:

$$e_a = l_0 / 600 = 640/600 = 1,06 \text{ см},$$

$$\text{або } e_a = h_t / 30 = 40/30 = 1,33 \text{ см}.$$

Приймається $e_a = 1,33 \text{ см}$.

Ексцентриситет поздовжньої сили

$$e_0 = M/N = 1452/331,7 = 4,38 \text{ см}.$$

Тому що $e_0 = 4,38 \text{ см} > e_a = 1,33 \text{ см}$,

випадковий ексцентриситет не враховується, приймається $e_0 = 4,38 \text{ см}$.

Відносний початковий ексцентриситет

$$\delta_e = e_0 / h_t = 4,38/40 = 0,11.$$

Мінімальне значення відносного початкового ексцентриситету має бути

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01l_0 / h_t - 0,1R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 640/40 - 0,1 \cdot 1,87 = 0,153,$$

а тому що $\delta_e = 0,071 < \delta_{e,\min} = 0,153$, приймається $\delta_e = \delta_{e,\min} = 0,153$.

Обчислюються:

$$M_1 = M + N(h_{ot} - a'_s) / 2 = 1452 + 331,7 \cdot (36 - 4) / 2 = 6759,2 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{1l} = M_l + N_l(h_{ot} - a'_s) / 2 = -1600 + 365(36 - 4) / 2 = 4871,3 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин в граничному стані

$$\varphi_l = 1 + M_{1l} / M_1 = 1 + 4871,3 / 6759,2 = 1,72 < 2.$$

Момент інерції бетонного перерізу

$$I_t = b_t h_t^3 / 12 = 40 \cdot 40^3 / 12 = 213333 \text{ см}^4.$$

У першому наближенні приймається коефіцієнт армування $m_1=0,004$, тоді $a_s I_s = (E_s / E_b) m_1 b_t h_{ot} (0,5h_t - a_s)^2 = (200000/29000) \cdot 0,004 \cdot 40 \cdot 36 (0,5 \cdot 40 - 4)^2 = 10169,4 \text{ см}^4$.

Умовна критична сила

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_{ot}^2} \left[\frac{I_t}{\varphi_l} \times \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2900}{640^2} \left[\frac{213333}{1,72} \times \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,153} + 0,1 \right) + 10169,4 \right] =$$

$$= 3309,6 \text{ кН} > N = 331,7 \text{ кН}$$

Коефіцієнт, що враховує вплив прогину на ексцентриситет поздовжнього зусилля e_0

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 331,7/3309,6) = 1,11.$$

Ексцентриситет поздовжнього зусилля відносно центра ваги розтягнутої (або найменш стисненої) арматури

$$e = e_0 \eta + 0,5h_t - a_s = 4,38 \cdot 1,11 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 20,9 \text{ см}$$

Визначення площі перерізу поздовжньої арматури. Площа перерізу арматури стисненої зони, що потрібна за розрахунком

$$A'_{s,req} = (Ne - 0,4R_b b_t h_{0t}^2) / R_{sc}(h_{0t} - a'_s) = \\ = (331,7 \cdot 20,9 - 0,4 \cdot 1,87 \cdot 40 \cdot 36^2) / 36,5(36 - 4) = -27,26 \text{ см}^2 < 0,$$

тобто арматура в стисненій зоні за розрахунком не потрібна, тому визначається

$$A'_{s,min} = [N(h_{0t} - a'_s - e) - R_b b_t h_t(0,5h_t - a'_s)] / R_{sc}(h_{0t} - a'_s) = \\ = [331,7 \cdot (36 - 4 - 20,9) - 1,875 \cdot 40 \cdot 40(0,5 \cdot 40 - 4)] / 36,5(36 - 4) = -30,87 \text{ см}^2.$$

Оскільки

$$A'_{s,min} = -30,87 \text{ см}^2 < 0,$$

$$\text{визначається } w = 0,85 - 0,08R_b = 0,85 - 0,08 \cdot 1,87 = 0,7$$

$$\text{та } A'_{s,req} = [Ne - w(1 - 0,5w)R_b b_t h_{0t}^2] / R_{sc}(h_{0t} - a'_s) = \\ = [331,7 \cdot 20,9 - 0,7(1 - 0,5 \cdot 0,7) \cdot 1,87 \cdot 40 \cdot 36^2] / 36,5(36 - 4) = -27,4 \text{ см}^2 < 0.$$

Отже, арматура в стисненій зоні надкранової частини колони за розрахунком не потрібна і тому вона визначається за конструктивними вимогами.

Площа арматури в стисненій зоні за конструктивними вимогами (при $m=0,002$)

$$A'_{s,req} = m b_t h_t = 0,002 \cdot 40 \cdot 40 = 3,2 \text{ см}^2.$$

Приймається 2⁰ 16АІІ з $A'_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Тому що прийняте значення $A'_s = 4,02 \text{ см}^2$ значно перевищує розрахункове ($A'_{s,req} < 0$), визначається коефіцієнт

$$a_m = [Ne - R_{sc}A'_s(h_{0t} - a'_s)] / R_b b_t h_{0t}^2 = \\ = [331,7 \cdot 20,9 - 36,5 \cdot 4,02(36 - 4)] / 1,87 \cdot 40 \cdot 36^2 = 0,023.$$

За значенням $a_m = 0,023$ визначається $\chi = 0,023$.

Площа арматури, що потрібна в розтягнутій зоні

$$A_{s,req} = (\chi R_b b_t h_{0t} - N + R_{sc}A'_s) / R_s = \\ = (0,01 \cdot 1,87 \cdot 40 \cdot 36 - 331,7 + 36,5 \cdot 4,02) / 36,5 = -3,5 \text{ см}^2 < 0.$$

В розтягнутій зоні раматура також не потрібна за розрахунком. Вона призначається за конструктивними вимогами. Приймається 2⁰ 16АІІ з $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Перевіряється коефіцієнт армування перерізу

$$m = (A'_s + A_s) / b_t h_t = (4,02 + 4,02) / 40 \cdot 40 = 0,005,$$

Комбінація зусиль №2. Для цієї комбінації найневигідним є друге сполучення. Зусилля від усього навантаження:

$$M = M_{min2} = -63,7 \text{ кН} \cdot \text{м} = -6370 \text{ кН} \cdot \text{см}; N = N_{cor2} = 331,7 \text{ кН}.$$

Зусилля від постійного тривало діючого навантаження:

$$M_l = 11 \text{ кН}\cdot\text{м} = 1100 \text{ кН}\cdot\text{см}; N_l = 365 \text{ кН}.$$

Тому що $e_0 = M/N = 6370/331,7 = 19,2 \text{ см} > e_a = 1,67 \text{ см}$, приймається $e_0 = 19,2 \text{ см}$.

Тому що $\delta_e = e_0 / h_t = 19,2/40 = 0,48 > \delta_{e,min} = 0,153$, приймається $\delta_e = 0,48$.

Визначаються:

$$M_l = M + 0,5N(h_{0t} - a'_s) = -6370 + 0,5 \cdot 331,7(36 - 4) = -1062,8 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$M_{ll} = M_l + 0,5N_l(h_{0t} - a'_s) = 1100 + 0,5 \cdot 365(36 - 4) = 6407,2 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$\varphi_l = 1 + M_{ll} / M_l = 1 + 6407,2/1062,8 = 7,03 > 2, \text{ приймається } \varphi_e = 2.$$

$$I_t = 213333 \text{ см}^4. \text{ (Див. розрахунок за комбінацією зусиль №1).}$$

У першому наближенні приймається $m_1 = 0,004$, тоді $a_s I_s = 10169,4 \text{ см}^4$. (Див. розрахунок за комбінацією зусиль №1).

Умовна критична сила

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6,4E_b}{l_{ot}^2} \left[\frac{I_t}{\varphi_l} \times \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] = \\ &= \frac{6,4 \cdot 2900}{640^2} \left[\frac{213333}{2} \times \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,48} + 0,1 \right) + 10169,4 \right] = \\ &= 1861 \text{ кН} > N = 331,7 \text{ кН} \end{aligned}$$

Визначається коефіцієнт

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 331,7/1861) = 1,22, \text{ тоді ексцентриситет}$$

$$e = e_0 \eta + 0,5h_t - a_s = 19,2 \cdot 1,22 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 39,43 \text{ см}.$$

Потрібна площа перерізу арматури в стисненій зоні

$$\begin{aligned} A'_{s2,req} &= (Ne - 0,4R_b b_t h_{0t}^2) / R_{sc}(h_{0t} - a'_s) = \\ &= (331,7 \cdot 39,43 - 0,4 \cdot 1,87 \cdot 40 \cdot 36^2) / 36,5(36 - 4) = -22 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Приймається конструктивно 2Ø 16А-III з $A'_{s2} = 4,02 \text{ см}^2 > A'_{s2,req} = -22 \text{ см}^2$.

Потрібна площа перерізу арматури в розтягнутій зоні:

$$\begin{aligned} A_{s2,req} &= (0,55R_b b_t h_{0t} - N) / R_s + A'_{s2} = \\ &= (0,55 \cdot 1,87 \cdot 40 \cdot 36 - 331,7) / 35,5 + 4,02 = 11,52 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Приймається 3Ø 22А-III $A_s = 11,4 \text{ см}^2 < A_{s2,req} = 11,52 \text{ см}^2$. (1%)

Коефіцієнт армування

$$m = (A_{s2} + A'_{s2}) / b_t h_t = (4,02 + 11,4) / 40 \cdot 40 = 0,01$$

значно (більш ніж на 5 %) відрізняється від попередньо прийнятого $m_1 = 0,004$, тому приймається удруге $m_2 = 0,008$ (приблизно середнє між m_1 і m) і повторюється розрахунок.

Обчислюється

$$a_s I_s = 31700(m_2/m_1) = 10169,4(0,008/0,004) = 20339 \text{ см}^4.$$

Умовна критична сила

$$N_{cr} = 0,0227(21539 + 20339) = 951 \text{ кН}.$$

Коефіцієнт

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 331,7/951) = 1,53;$$

ексцентриситет

$$e = e_0 \eta + 0,5h_t - a_s = 19,2 \cdot 1,53 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 45,4 \text{ см}.$$

Потрібна площа перерізу арматури стисненої зони:

$$A'_{s2,req} = (Ne - 0,4R_{bt}h_{0t}^2)/R_{sc}(h_{0t} - a'_s) = (331,7 \cdot 45,4 - 0,4 \cdot 1,87 \cdot 40 \cdot 36^2)/36,5(36-4) = -20,3 \text{ см}^2.$$

Приймається конструктивно 2Ø 16А-III з $A'_{s2} = 4,02 \text{ см}^2 > A'_{s2,req} = -22 \text{ см}^2$.

Потрібна площа перерізу арматури в розтягненій зоні:

$$A_{s2,req} = (0,55R_{bt}h_{0t} - N)/R_s + A'_{s2} = (0,55 \cdot 1,87 \cdot 40 \cdot 36 - 331,7)/36,5 + 4,02 = 11,52 \text{ см}^2.$$

Приймається 3Ø 22А-III $A_s = 11,4 \text{ см}^2 < A_{s2,req} = 11,52 \text{ см}^2$. (1%)

Подальший розрахунок не має значення, бо отримана площа стисненої арматури така сама, як за розрахунком у першому наближенні.

Таким чином, для комбінацій зусиль №2 приймається в стисненій зоні 2Ø 16А-III з $A'_{s2} = 4,02 \text{ см}^2$, в розтягненій зоні – 3Ø 22А-III $A_s = 11,4 \text{ см}^2$.

Комбінація зусиль №3. Найневигідним є друге сполучення. Зусилля від усього навантаження:

$$M = M_{cor2} = 4 \text{ кН} \cdot \text{м} = 400 \text{ кН} \cdot \text{см}; N = N_{max2} = 399,2 \text{ кН}.$$

Зусилля від постійного тривало діючого навантаження:

$$M_l = -3,5 \text{ кН} \cdot \text{м} = 350 \text{ кН} \cdot \text{см}; N_l = 331,7 \text{ кН}.$$

Тому що $e_0 = M/N = 400/399,2 = 1,18 \text{ см} > e_a = 1,33 \text{ см}$,

приймається $e_0 = 1,33 \text{ см}$.

Тому що $\delta_e = e_0 / h_t = 1,33/40 = 0,033 < \delta_{e,min} = 0,153$,

приймається $\delta_e = 0,153$.

$$M_1 = M + 0,5N(h_{0t} - a'_s) = 400 + 0,5 \cdot 399,2 \cdot (36 - 4) = 6787,2 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{1l} = M_l + 0,5N_l(h_{0t} - a'_s) = 350 + 0,5 \cdot 331,7 \cdot (36 - 4) = 5657,2 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$\phi_l = 1 + M_{1l} / M_1 = 1 + 5657,2/6787,2 = 1,83 < 2,$$

приймається $\phi_l = 1,83$.

У першому наближенні приймається $m_1 = 0,004$.

$$I_t = 213333 \text{ см}^4; a_s I_s = 10169,4 \text{ см}^4.$$

Умовна критична сила

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6,4E_b}{l_{ot}^2} \left[\frac{I_t}{\phi_l} \times \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] = \\ &= \frac{6,4 \cdot 2900}{640^2} \left[\frac{213333}{1,83} \times \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,153} + 0,1 \right) + 10169,4 \right] = \\ &= 3285,7 \text{ кН} > N = 399,2 \text{ кН} \end{aligned}$$

Визначаються:

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 399,2/3285,7) = 1,13$$

$$e = e_0 \eta + 0,5h_t - a_s = 1,33 \cdot 1,13 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 17,52 \text{ см}.$$

Потрібна площа арматури стисненої зони за комбінацією зусиль №3

$$\begin{aligned} A'_{s2,req} &= (Ne - 0,4R_{bt}h_{0t}^2)/R_{sc}(h_{0t} - a'_s) = \\ &= (399,2 \cdot 17,52 - 0,4 \cdot 1,87 \cdot 40 \cdot 36^2)/36,5(36 - 4) = -27,2 \text{ см}^2, \end{aligned}$$

Приймається конструктивно 2Ø 16А-III з $A'_{s2} = 4,02 \text{ см}^2$.

Площа перерізу арматури, що потрібна в розтягненій зоні

$A_{s2,req} = 0,55 R_b b_t h_{0t} - N / R_s + A'_s = (0,55 \cdot 1,87 \cdot 40 \cdot 36 - 399,2) / 36,5 + 4,02 = 8,35 \text{ см}^2$, приймається 2Ø 25 А-III з $A_{s2} = 9,82 \text{ см}^2$.

Таким чином, для надкранової частини колони (переріз II–II) вирішальною є комбінація зусиль №2, яка дає найбільшу площу перерізу арматури. Отже, приймається для перерізу II–II в стисненій зоні 2Ø 16А-III, в розтягненій зоні 3Ø 22А-III.

Перевірка міцності із площини згину. За висоту перерізу надкранової частини колони приймається розмір перерізу з площини згину (рис.5), тобто $h = b_t = 40 \text{ см}$.

Розрахункова довжина надкранової частини колони із площини згину

$$l_0 = 1,5h_2 = 1,5 \cdot 320 = 480 \text{ см}.$$

Тому що гнучкість надкранової частини колони із площини згину

$l_0 / h = 480 / 40 = 12 < l_0 / h_t = 12,8$, тобто не перевищує гнучкість в площині згину, розрахунок надкранової частини колони із площини згину не виконується.

4.3 Розрахунок підкранової частини колони

Характеристика перерізу. Розміри прямокутного перерізу підкранової частини колони (рис.6): $b_b = 40 \text{ см}$; $h_b = 50 \text{ см}$.

Для поздовжньої арматури приймається $a_s = a'_s = 4 \text{ см}$, тоді $h_{0b} = h_b - a_s = 50 - 4 = 46 \text{ см}$.

Армування приймається симетричним з арматури класу А-III ($R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$; $E_s = 200000 \text{ МПа} = 20000 \text{ кН/см}^2$).

Розрахунок в площині згину. З аналізу зусиль, що діють в перерізах підкранової частини колони виявляється, що в перерізі IV–IV діють найбільші зусилля, тому розрахунковим для підкранової частини колони є переріз IV–IV. Для перерізу IV–IV коефіцієнт $h = 1,0$.

Оскільки розрахункові комбінації зусиль включають навантаження малої сумарної тривалості, $\gamma_{b2} = 1,1$, тому $R_b = 1,87 \text{ кН/см}^2$. $E_b = 2900 \text{ кН/см}^2$.

Розрахункова довжина підкранової частини колони в площині згину $l_{01} = 1,5h_1 = 1,5 \cdot 520 = 780 \text{ см}$.

Випадковий ексцентриситет

$$e_a = l_{01} / 600 = 780 / 600 = 1,3 \text{ см};$$

$$e_a = h_b / 30 = 50 / 30 = 1,67 \text{ см}.$$

Приймається $e_a = 1,67 \text{ см}$.

Комбінація зусиль №1. Розрахунковим є друге сполучення (при $\gamma_c = 0,9$). Для цього сполучення: $M = M_{min2} = -2,78 \text{ кН} \cdot \text{м} = -278 \text{ кН} \cdot \text{см}$; $N = N_{cor2} = 674,3 \text{ кН}$; $M_l = -53,1 \text{ кН} \cdot \text{м} = -5310 \text{ кН} \cdot \text{см}$; $N_l = 747 \text{ кН}$.

Ексцентриситет поздовжньої сили

$$e_0 = M / N = 278 / 674,3 = 0,41 \text{ см}.$$

Тому що $e_0 = 0,41 \text{ см} > e_a = 1,67 \text{ см}$

Ексцентриситет поздовжньої сили

$$e = e_0 + 0,5h_b - a_s = 0,41 + 0,5 \cdot 50 - 4 = 22,91 \text{ см}.$$

Відносна величина поздовжньої сили

$$\varphi_n = N / R_b b_b h_{0b} = 674,3 / 1,87 \cdot 40 \cdot 46 = 0,2.$$

Для класу бетону В30 при $\gamma_{b2} = 1,1$ і класу арматури А-III знаходиться граничне значення відносної величини стисненої зони $\xi_r = 0,64$.

Тому що $\varphi_n = 0,2 < \xi_r = 0,64$, визначаються:

$$\varphi_n = Ne / R_{bb} b h_{0b}^2 = 674,3 \cdot 22,33 / 1,87 \cdot 40 \cdot 46^2 = 0,1;$$

$$\delta = a'_s / h_{0b} = 4 / 46 = 0,0869;$$

$$\alpha = [\varphi_n - \varphi_n(1 - 0,5\varphi_n)] / (1 - \delta) = \\ = [0,1 - 0,2(1 - 0,5 \cdot 0,2)] / (1 - 0,0869) = -0,087.$$

Площа арматури, що потрібна в перерізі IV–IV в розтягненій та стисненій зонах

$$A_{s,req4} = A'_{s,req4} = \alpha R_{bb} b h_{0b} / R_s = 0,087 \cdot 1,87 \cdot 40 \cdot 46 / 36,5 = 8,26 \text{ см}^2.$$

Приймається по 20 25 А-III як із зовнішнього, так і з внутрішнього боків колони з $A_{s4} = A'_{s4} = 9,82 \text{ см}^2$.

Тому що кутові стрижні надкранової частини колони з зовнішнього боку були прийняті діаметром 25 мм, тому поздовжні стрижні з зовнішнього боку підкранової частини також повинні бути прийняті діаметром 22 мм.

Комбінації зусиль №1 та №3 для перерізу IV–IV не розглядаються, бо їх розрахункові зусилля як для першого, так і для другого сполучень менша за величину зусиль комбінації №2.

Поперечна арматура для обох частин колони приймається конструктивно діаметром 6 мм класу А-I з кроком 350 мм

Перевірка міцності із площини згину. Розрахункова довжина підкранової частини колони із площини згину

$$l_0 = 0,8h_1 = 0,8 \cdot 520 = 416 \text{ см.}$$

Висота перерізу при розрахунку із площини згину $h = b_b = 40 \text{ см.}$

Тому що гнучкість із площини згину

$$l_0 / h = 416 / 40 = 10,4$$

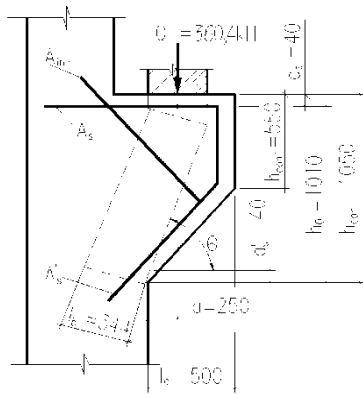
менша гнучкості в площині згину

$$1,5h_1 / h_b = 1,5 \cdot 520 / 50 = 14,5,$$

Розрахунок із площини згину не виконується.

4.4 Розрахунок підкранової консолі

Характеристика консолі. Підкранова консоль править за підпору підкранових балок. Розміри консолі (приймаються з умови обпирання і кріплення підкранових балок): ширина консолі $b = 40 \text{ см}$ (відповідає розміру ширини колони); висота вільного краю консолі $h_{con1} = 55 \text{ см}$ (рекомендується не менш 50 см при вантажопідйомності кранів 15 т і більш); виліт консолі $l_c = 50 \text{ см}$; $a = 25 \text{ см}$; $a_s = a'_s = 4 \text{ см}$.



На підкранову консоль діє зосереджене навантаження від вертикального тиску мостового крану і ваги підкранових балок з крановою колією загальною силою $Q_c = 360,4 \text{ кН}$. Підкранова балка має ширину підпори 34 см і обпирається поперек консолі. Довжина площі обпирання $l_{sup} = 34 \text{ см}$.

Тому що кранове навантаження є навантаження малої сумарної тривалості $\gamma_{b2} = 1,1$ ($R_b = 18,7 \text{ МПа} = 1,87 \text{ кН/см}^2$; $R_{bt} = 1,32 \text{ МПа} = 0,132 \text{ кН/см}^2$; $E_b = 29000 \text{ МПа} = 2900 \text{ кН/см}^2$). Поздовжня і нахила арматура консолі класу А-III ($R_s = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$; $E_s = 200000 \text{ МПа} = 20000 \text{ кН/см}^2$).

Висота консолі (кут нахилу стисненої грані консолі до горизонталі 45°)

$$h_{con} = h_{con1} + l_c = 55 + 50 = 105 \text{ см},$$

Робоча висота

$$h_0 = h_{con} - a_s = 105 - 4 = 101 \text{ см}.$$

Тому що $0,9h_0 = 0,9 \cdot 101 = 90,9 \text{ см} > l_c = 50 \text{ см}$, підкранова консоль за конструктивними признаками є коротка.

$$\text{Тому що } 2,5a = 2,5 \cdot 25 = 62,5 \text{ см} < h_c = 105 \text{ см},$$

за конструктивними вимогами консоль армується поздовжніми стрижнями, відігнутими і горизонтальними поперечними стрижнями по усій висоті.

Розрахунок поздовжньої арматури. Згинаючий момент на грані межування консолі до колони

$$M = 1,25Q_c a = 1,25 \cdot 360,4 \cdot 25 = 11262 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Потрібна площа перерізу розтягнутої поздовжньої арматури

$$A_{s,req} = M/R_s(h_0 - a'_s) = 11262,5/36,5(101 - 4) = 3,18 \text{ см}^2.$$

$$\text{Приймається } 3 \text{ } \Phi 12 \text{ АІІІ з } A_s = 3,39 \text{ см}^2 > A_{s,req} = 3,18 \text{ см}^2.$$

В стисненій зоні консолі приймається така сама кількість арматури.

Розрахунок поперечної арматури. Для визначення необхідної кількості поперечної арматури обчислюється тангенс кута нахилу розрахункової стисненої смуги

$$tgQ = (h_0 - a'_s)/(a + 0,5l_{sup}) = (101 - 4)/(25 + 0,5 \cdot 34) = 2,31.$$

$$\text{Тоді } \sin Q = 0,918; \cos Q = 0,397.$$

Ширина стисненої похилої смуги

$$l_b = l_{sup} \sin Q + 2a_s \cos Q = 34 \cdot 0,918 + 2 \cdot 4 \cdot 0,397 = 34,4 \text{ см}.$$

$$a_s = E_s / E_b = 20000/2700 = 7,41.$$

У першому наближенні без урахування поперечної арматури, тобто при $A_{s,inc} = 0$ і $A_{sw} = 0$, міцність консолі по нахилій смугі

$$Q_{c,inc} = 0,8R_b b_c l_b \sin Q = 0,8 \cdot 1,595 \cdot 40 \cdot 34,4 \cdot 0,918 = 1613,82 \text{ кН},$$

а тому що $3,5R_{bt} b_c h_0 = 3,5 \cdot 0,1155 \cdot 40 \cdot 101 = 1633 \text{ кН} > Q_{c,inc} = 1613 \text{ кН}$ приймається $Q_{c,inc} = 1613,82 \text{ кН}$.

Тому що $Q_{c,inc} = 1613,82 \text{ кН} > Q_c = 360,4 \text{ кН}$, міцність консолі по похилій смузі між вантажем і підпорою забезпечена без поперечної арматури. В такому випадку поперечна арматура (відігнуті і горизонтальні стрижні) за розрахунком не потрібна і приймається конструктивно.

Площа перерізу відігнутих стрижнів (за конструктивними вимогами)

$$A_{s,inc} = 0,002 b_c h_0 = 0,002 \cdot 40 \cdot 101 = 8,08 \text{ см}^2.$$

Призначаються два ряди відігнутих стрижнів по 2 $\varnothing$ 16АІІІ у кожному ряду з кроком 15 см ($A_{s,inc} = 8,04 \text{ см}^2$).

Горизонтальні поперечні стрижні устанавлюються конструктивно, приймаються поперечні стрижні діаметром 6 мм класу А–І з кроком 15 см.

Перевірка напруження зминання. Напруження зминання бетону під підпорою підкранової балки

$$s_{loc} = Q_c / b_c l_{sup} = 360,4 / 40 \cdot 34 = 0,265 \text{ кН/см}^2 < R_b = 0,94 \text{ кН/см}^2,$$

тобто зминання бетону під підкрановою балкою не відбудеться.

Розділ 3

ЗВЕДЕННЯ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ФУНДАМЕНТІВ

Вихідні дані [1]:

Район будів- ництва	Схема плану будівлі	Довжина, м	Прольоти, м	Висота, м	Крок колон, м	Вантаж. крану, т
Ужгород	К	$B_1=96$ $B_{2/3}=72$	$l_1=12$ $l_{2/3}=18$	$H_1=14,4$ $H_{2,3}=13,2$	$a_1=6$ $a_{2/3}=12/12$	$Q_1=32$ $Q_2=10$ $Q_3=20$

Додаткові вихідні дані [2]:

№ вар.	А, м	т, м	l, м	n	Розміри сходин у плані			h, м	l _{ном} , км	t _{сх.} , год.	Шлях
					B, м	C, м	D, м				
8	-	-	-	-	-	-	-	2,0	15	1,8	асфальт

Проектування фундаментів

Схема розташування фундаментів формується з урахуванням наявності в будівлі деформаційних (температурних) швів, що зумовлює поділ промислової каркасної споруди на уніфіковані типові секції довжиною не більше 60 або 72 м.

Планування фундаментів подано на рисунку 1.

1.1 Приймаємо відповідно до додатку 1, пункту 6.3 [3], типові збірні залізобетонні колони для проектованої споруди:

Для корпусу 1:

- крайня колона типу ЗК144-8 з розміром бази 800×400 мм, маса 12 т;
- фахверкова колона типу ЗКФ153-1 з розміром бази 400×400 мм, маса 6,12 т.

Для корпусу 2:

- крайня колона типу 6К108-5 з базою 800×400 мм, маса 9,1 т;
- середня колона типу 13К108-20 з такою ж базою, маса 9,8 т;
- фахверкова колона типу 2КФ117-1 з базою 400×300 мм, маса 3,51 т.

Для корпусу 3:

- крайня колона типу 7К108-15 з базою 800×400 мм, маса 9 т;
- середня колона типу 13К108-20, база 800×400 мм, маса 9,8 т;
- фахверкова колона 2КФ117-1, база 400×300 мм, маса 3,51 т.

1.2 Визначаємо необхідні розміри підколонників для кожного типу колон:

- для колон ЗК144-8, 6К108-5, 7К108-15 і 13К108-20 із базою 800×400 мм — підколонник розмірами 1,5×0,9 м, глибиною 700 мм, об'ємом 0,27 м³;
- для температурного шва з колоною ЗК144-8 та базою 800×400 мм — підколонник 1,5×2,1 м, глибина 950 мм, об'єм 0,46 м³;
- для колон ЗКФ153-1 і 2КФ117-1 з базами 400×400 мм і 400×300 мм відповідно — підколонник 0,9×0,9 м, глибина 500 мм, об'єм 0,14 м³.

1.3 Визначаємо висоту підколонника:

Враховуючи глибину стакану у звичайних фундаментах, що становить 700–500

мм, попередньо приймаємо висоту підколонника 900 мм. Для ділянки температурного шва — 1 200 мм.

1.4 Визначаємо тип фундаментів за розмірами підколонників:

- для колон 3К144-8, 6К108-5, 7К108-15 і 13К108-20 з підколонниками $1,5 \times 0,9 \times 2$ м — двосходи́нковий фундамент марки Ф6.2.3 з розмірами сходинок $2,7 \times 2,1 \times 0,3$ м і $2,1 \times 1,5 \times 0,3$ м (див. рис. 2), об'єм $5,5 \text{ м}^3$;
- для фундаментів температурного шва з підколонником $1,5 \times 2,1 \times 2$ м — двосходи́нковий фундамент ФТ6.2.11 з розмірами сходинок $2,7 \times 2,1 \times 0,3$ м і $2,1 \times 2,1 \times 0,3$ м (рис. 2), об'єм $9,6 \text{ м}^3$;
- для колон 3КФ153-1 і 2КФ117-1 із підколонниками $0,9 \times 0,9 \times 2,3$ м — односходи́нковий фундамент Ф1.1.1 з розміром сходи́нки $1,5 \times 1,5 \times 0,3$ м (рис. 2), об'єм $2,6 \text{ м}^3$.

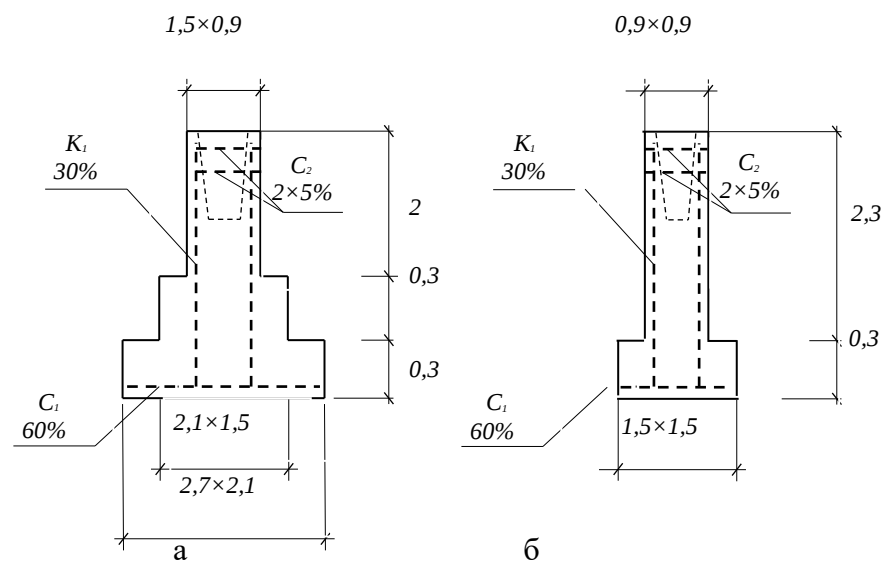


Рис.2 Схема фундаментів марка Ф6.2.3 - а, Ф1.1.1 - б

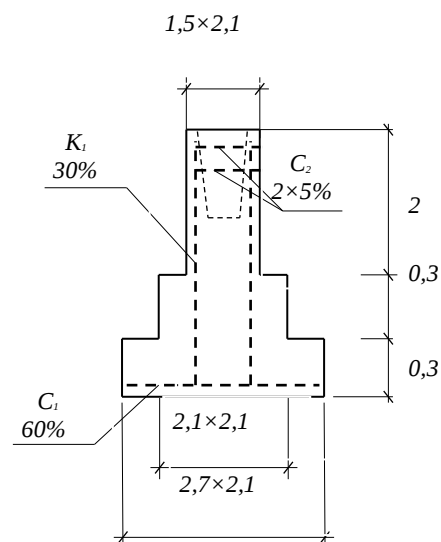


Рис.2 Схема фундаменту ФТ6.2.11

1.5 Об'єм фундаменту є повним і не враховує, що фундамент має підколоники, коректуємо об'єми:

$$V_{\Phi 6.2.3}=5,5 - 0,27 = 5,23 \text{ м}^3$$

$$V_{\Phi T 6.2.11}=9,6 - 2 \times 0,46 = 8,68 \text{ м}^3$$

$$V_{\Phi 1.1.1}=2,6 - 0,14 = 2,46 \text{ м}^3.$$

1.6 Визначаємо, згідно запропонованої схеми армування (рис. 2), потребу в армовиробі і визначаємо маси цих армовиробів згідно [4].

До складу монолітного залізобетонного фундаменту входять арматурні вироби трьох видів:

- плоска сітка С-1 (розташована в підшві фундаменту з дотриманням захисного шару), у відсотковому відношенні складає 60% до маси загальної кількості армовиробів:

- просторовий каркас К-1 (розташований у підколонику) - 30%;

- 2 плоскі сітки С-2 (розташовані у стакані) - 10%.

Приймаємо маси цих армовиробів згідно [4]

Приймаємо потрібну кількість армовиробів з урахуванням визначеного об'єму:

- фундаменту марки Ф6.2.3 (кількість 53 шт.)

$$m_{арм}=(3,3 \times 5,23)/100=0,173 \text{ т}$$

де 3,3 - потреба в арматурних виробах для фундаментів об'ємом до 10 м³ на 100 м³ влаштованих фундаментів [4].

Розподіляємо отриману масу армовиробів на окремі арматурні елементи

$$m_{C-1}=0,173 \times 0,6=0,104 \text{ т}=104 \text{ кг кількість 53 шт.}$$

$$m_{K-1}=0,173 \times 0,3=0,052 \text{ т}=52 \text{ кг кількість 53 шт.}$$

$$m_{C-2}=0,173 \times 0,1/2=0,009 \text{ т}= 9 \text{ кг кількість 106 шт.}$$

- фундаменту марки ФТ6.2.11 (кількість 2 шт.)

$$m_{арм}=(3,3 \times 8,68)/100=0,286 \text{ т}$$

де 3,3 - потреба в арматурних виробах для фундаментів об'ємом до 10 м³ на 100 м³ влаштованих фундаментів [4].

Розподіляємо отриману масу армовиробів на окремі арматурні елементи

$$m_{C-1}=0,286 \times 0,6=0,172 \text{ т}=172 \text{ кг кількість 2 шт.}$$

$$m_{K-1}=0,286 \times 0,3=0,086 \text{ т}=86 \text{ кг кількість 2 шт.}$$

$$m_{C-2}=0,286 \times 0,1/2=0,014 \text{ т}= 14 \text{ кг кількість 4 шт.}$$

- фундаменту марки Ф1.1.1 (кількість 10 шт.)

$$m_{арм}=(4,5 \times 2,46)/100=0,11 \text{ т}$$

$$m_{C-1}=0,11 \times 0,6=0,066 \text{ т}=66 \text{ кг кількість 10 шт.}$$

$$m_{K-1}=0,11 \times 0,3=0,033 \text{ т}=33 \text{ кг кількість 10 шт.}$$

$$m_{C-2}=0,11 \times 0,1/2=0,0055 \text{ т}= 6 \text{ кг кількість 20 шт.}$$

Складаємо специфікацію армовиробів на кожен окремий вид фундаменту (табл. 1, 2).

Табл. 1 Специфікація арматурних виробів на фундамент Ф6.2.3

Найменування елемента	Марка	Розміри елемента, м			Кількість, шт.		Маса, т	
		Довжина	Ширина	Висота	На 1 фонд.	На об'єкт	На 1 елем.	Загальна
Горизонтальна планка	С-1	2,6	2,0	-	1	53	0,104	5,512
Горизонтальна планка	С-2	1,44	0,84	-	2	106	0,009	0,954
Вертикальний прут	К-1	1,4	0,8	2,5	1	53	0,052	2,756

Табл. 2 Специфікація арматурних виробів на фундамент ФТ6.2.11

Найменування елемента	Марка	Розміри елемента, м			Кількість, шт.		Маса, т	
		Довжина	Ширина	Висота	На 1 фонд.	На об'єкт	На 1 елем.	Загальна
Горизонтальна планка	С-1	2,6	2,0	-	1	2	0,172	0,344
Горизонтальна планка	С-2	1,44	2,04	-	2	4	0,014	0,056
Вертикальний прут	К-1	1,4	2,0	2,5	1	2	0,086	0,172

Табл. 3 Специфікація арматурних виробів на фундамент Ф1.1.1

Найменування елемента	Марка	Розміри елемента, м			Кількість, шт.		Маса, т	
		Довжина	Ширина	Висота	На 1 фонд.	На об'єкт	На 1 елем.	Загальна
Горизонтальна планка	С-1	1,4	1,4	-	1	10	0,066	0,344
Горизонтальна планка	С-2	0,84	0,84	-	2	20	0,006	0,12
Вертикальний прут	К-1	0,8	0,8	2,5	1	10	0,033	0,33

2. Визначення обсягів робіт

2.1 Площа опалубки фундаментів

2.1.1 Площа щитів опалубки на фундамент Ф6.2.3

$$F_1 = 2,7 \times 0,3 = 0,81 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_2 = 2,1 \times 0,3 = 0,63 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

$$F_3 = 1,5 \times 0,3 = 0,45 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_4 = 1,5 \times 2 = 3 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_5 = 0,9 \times 2 = 1,8 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

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

Щитів площею до 1 м²

$$F_{on} = ((0,81 + 0,45) \times 2 + 0,63 \times 4) \times 53 = 5,04 \times 53 = 267,12 \text{ м}^2$$

Щитів площею від 1 м² до 2 м²

$$F_{on} = (1,8 \times 2) \times 53 = 3,6 \times 53 = 190,8 \text{ м}^2$$

Щитів площею більше 2 м²

$$F_{on} = (3 \times 2 + 2,8) \times 53 = 8,8 \times 53 = 466,4 \text{ м}^2$$

2.1.2 Площа щитів опалубки на фундамент ФТ6.2.11

$$F_1 = 2,7 \times 0,3 = 0,81 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_2 = 2,1 \times 0,3 = 0,63 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 6 шт.}$$

$$F_3 = 1,5 \times 2 = 3 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

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

$$F_5 = 0,9 \times 2 = 1,8 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

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

Щитів площею до 1 м²

$$F_{on} = (0,81 \times 2 + 0,63 \times 6) \times 2 = 5,4 \times 2 = 10,8 \text{ м}^2$$

Щитів площею більше 2 м²

$$F_{on} = ((3 + 4,2) \times 2 + 2,8) \times 2 = 17,2 \times 2 = 34,4 \text{ м}^2$$

2.1.3 Площа щитів опалубки на фундамент Ф1.1.1.

$$F_7 = 1,5 \times 0,3 = 0,45 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

$$F_8 = 0,9 \times 2,3 = 2,07 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

$$F_9 = 2,8 \text{ м}^2 \text{ (гніздоформувавч) Кільк. 1 шт.}$$

Щитів площею до 1 м²

$$F_{on} = (0,45 \times 4) \times 10 = 1,8 \times 10 = 18 \text{ м}^2$$

Щитів площею більше 2 м²

$$F_{on} = ((2,07 \times 4) + 2,8) \times 10 = 11,08 \times 10 = 110,8 \text{ м}^2$$

2.2 Об'єм бетону фундаментів (визначені у п.1.5)

$$2.2.1 \text{ Об'єм бетону фундаменту Ф6.2.3 } V_{\Phi 6.2.3} = 5,23 \text{ м}^3$$

$$2.2.2 \text{ Об'єм бетону фундаменту Ф6.2.3 } V_{\Phi 6.2.11} = 8,68 \text{ м}^3$$

$$2.2.3 \text{ Об'єм бетону фундаменту Ф1.1.1 } V_{\Phi 1.1.1} = 2,46 \text{ м}^3$$

2.3 Вид, кількість і обсяги армовиробів фундаментів (визначені у п.1.6)

2.3.1 Вид, кількість і обсяги армовиробів Ф6.2.3 приймаємо (табл. 1).

2.3.2 Вид, кількість і обсяги армовиробів ФТ6.2.11 приймаємо (табл. 2).

2.3.3 Вид, кількість і обсяги армовиробів Ф1.1.1 приймаємо (табл. 3).

2.6 Площа підмосток.

$$F_{nid.} = 0,7 \times 1 \times 2 \times (53 + 2 + 10) = 1,4 \times (53 + 2 + 10) = 74,2 + 2,8 + 14 = 91 \text{ м}^2$$

0,7×1– розміри підмосток, м

2.7 Догляд за бетоном

2.7.1 Площа поверхонь, що укривають рогожею.

$$F_{вкр.} = 2,7 \times 2,1 \times 55 + 1,5 \times 1,5 \times 10 = 5,67 \times 55 + 2,25 \times 10 = 311,85 + 22,5 = 334,35 \text{ м}^2$$

2.7.2 Площа поверхонь, що поливають водою.

$$F_{пол.} = 5,67 \times 55 \times 12 + 2,25 \times 10 \times 12 = 3742,2 + 270 = 4012,8 \text{ м}^2$$

12- кількість поливів, разів.

2.8 Ізоляційні роботи

2.8.1 Площа горизонтальних поверхонь, що ізолюють.

$$F_{из.г.} = (5,67 - 1,5 \times 0,9) \times 53 + (5,67 - 1,5 \times 2,1) \times 2 + (2,25 - 0,9 \times 0,9) \times 10 = \\ = 4,32 \times 53 + 2,52 \times 2 + 1,44 \times 10 = 228,96 + 5,04 + 14,4 = 248,4 \text{ м}^2$$

2.8.2 Площа вертикальних поверхонь, що ізолюють.

$$F_{из.в.} = ((0,45 + 0,81 + 1,8 + 3) \times 2 + 0,63 \times 4) \times 53 + ((0,81 + 3 + 4,2 + 1,8) \times 2 + \\ + 0,63 \times 6) \times 2 + (0,45 + 2,07) \times 2 \times 10 = 14,64 \times 53 + 27,18 \times 2 + 5,04 \times 10 = \\ = 775,92 + 54,36 + 50,4 = 880,68 \text{ м}^2$$

2.9 За отриманими розрахунками складаємо відомість обсягів робіт (табл. 3).

Табл. 3 Відомість об'ємів робіт.

№ за/п	Назва процесів (операцій)	Одиниця виміру	Об'єм робіт на один елемент	Кількість фундаментів.	Загальний об'єм робіт
1	2	3	4	5	6
Фундаменти Ф 6.2.3					
1	Встановлення сіток краном масою до 0,3 т	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,104	53	<u>53</u> 5,512
2	Встановлення каркасів вручну масою до 100 кг	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,052	53	<u>53</u> 2,964
3	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	<u>шт.</u> т	<u>2</u> 0,018	53	<u>106</u> 1,026
4	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S до 2 м ² S більш 2 м ²	м ² м ² м ²	5,04 3,6 8,8	53	287,28 205,2 501,6
5	Збірка, переставляння підмостків.	м ²	1,4	53	79,8
6	Бетонні роботи	м ³	5,23	53	298,11
7	Укривання поверхонь рогожею	м ²	5,67	53	323,19
8	Поливання поверхні водою	м ²	68,04	53	3878,28
9	Фарбувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	м ² м ²	4,32 14,64	53	228,96 834,48
Фундаменти ФТ6.2.11					
10	Встановлення сіток краном масою до 0,3 т	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,172	2	<u>2</u> 0,344
11	Встановлення каркасів вручну масою до 100 кг	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,086	2	<u>2</u> 0,172
12	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	<u>шт.</u> т	<u>2</u> 0,028	2	<u>4</u> 0,056
13	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S більш 2 м ²	м ² м ²	5,4 17,2	2	10,8 34,4
14	Збірка, переставляння підмостків.	м ²	1,4	2	2,8
15	Бетонні роботи	м ³	8,68	2	17,36
16	Укривання поверхонь рогожею	м ²	5,67	2	11,34
17	Поливання поверхні водою	м ²	68,04	2	136,08
18	Фарбувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	м ² м ²	2,52 27,18	2	5,04 54,36
Фундаменти Ф 1.1.1					
19	Встановлення сіток вручну масою до 100 кг	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,066	10	<u>10</u> 0,66
20	Встановлення каркасів вручну масою до 50 кг	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,033	10	<u>10</u> 0,330
21	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	<u>шт.</u> т	<u>2</u> 0,012	10	<u>20</u> 0,12
22	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S більш 2 м ²	м ² м ²	1,8 11,08	10	18 110,8
23	Збірка, переставляння підмостків.	м ²	1,4	10	14
24	Бетонні роботи	м ³	2,46	10	24,6
25	Укривання поверхонь рогожею	м ²	2,25	10	22,5
26	Поливання поверхні водою	м ²	27	10	270

2.10. Виконується креслення маркувальної схеми ступінчастого фундаменту (див. рисунок 4). Розробляється специфікація елементів опалубки стовпчастого фундаменту, до якої вносяться всі складові опалубного комплекту, зокрема й дерева, що використовується для улаштування доборних елементів.

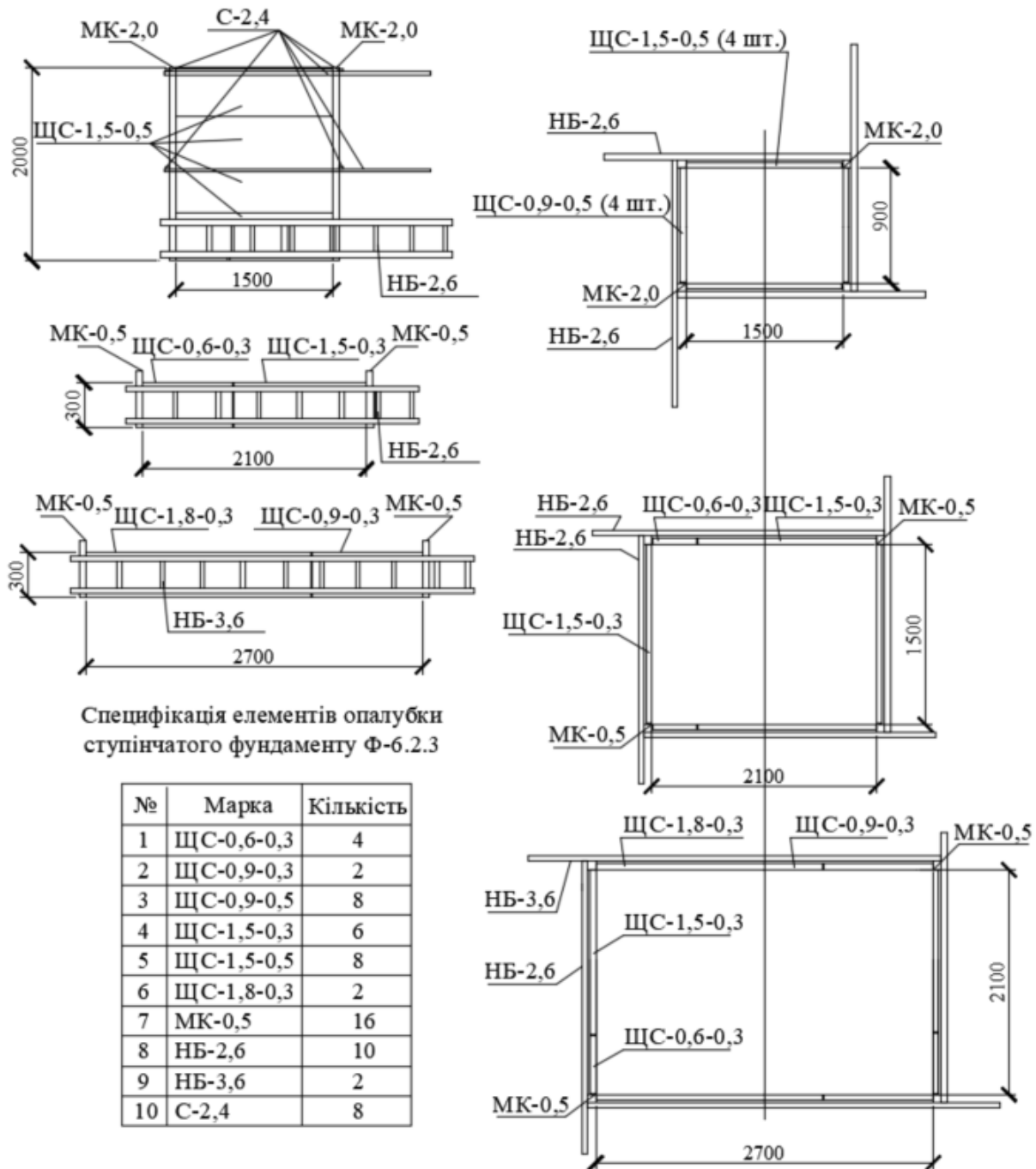


Рис. 4 Маркувальна схема ступінчастого фундаменту зі специфікацією елементів опалубки

2. Вибір методів виконання робіт та засобів механізації

3.1 Приймаємо організаційно-технологічні схеми влаштування фундаментів будівлі (табл. 4).

Табл. 4 Варіанти організаційно-технологічних схем влаштування фундаментів будівлі

Найменування процесів	Механізми та обладнання для виконання будівельних процесів	
	1 варіант	2 варіант
Монтаж та встановлення елементів опалубки	Автокран	Автокран
Монтаж та встановлення арматурних виробів	Автокран Зварний трансформатор	Автокран Зварний трансформатор
Укладання та ущільнення бетонної суміші	Автокран Глибинний вібратор	Автобетононасос Глибинний вібратор

Основним технологічним процесом при зведенні стовпчастих фундаментів є укладання та ущільнення бетонної суміші в конструкцію.

Формування бригади бетонярів:

При подачі бетонної суміші краном передбачено приймання суміші з автобетонозмішувача, її подачу за допомогою крана, укладання з ущільненням вібраторами, а також виконання операцій з догляду за бетоном.

Склад бригади:

бетоняр IV розряду — 1 особа;

бетоняр III розряду — 1 особа;

бетоняр II розряду — 2 особи.

При подачі бетонної суміші автобетононасосом передбачено укладання суміші з ущільненням вібраторами, очищення бетонопроводу й догляд за бетоном.

Склад бригади:

машиніст V розряду — 1 особа;

оператор V розряду — 1 особа;

бетоняр III розряду — 1 особа;

бетоняр II розряду — 1 особа.

З урахуванням умов на будівельному майданчику приймається подача бетонної суміші ведучим механізмом із нижньої позначки котловану, причому вся техніка розташовується на цьому рівні. Переміщення здійснюється вздовж рядів фундаментів. Монтаж фундаментів виконується поточно-захватним методом.

3.2 Підбір машин та механізмів. Розрахунок технологічних параметрів

3.2.1 Щоб забезпечити бетонування, визначається необхідна потужність ведучого механізму (Ппот), яку розраховують відповідно до змінного обсягу робіт, виконуваного бригадою бетонників з укладання бетонної суміші (Впот).

$$П_{пот} = B_{ном} = a/H_q = 1/0,33 = 3,03 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де a – одиниця виміру роботи [1];

H_q – норма часу роботи [1].

3.2.2 Необхідна інтенсивність подачі бетонної суміші ведучим механізмом.

$$I_{ном} = B_{ном} \cdot k_n / k_q = 3,03 \cdot 1,2 / 0,9 = 4,04 \text{ м}^3/\text{год.}$$

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

k_e - коефіцієнт використання машин за часом, приймається 0,9.

3.2.3 Розраховуємо потрібні технічні параметри крану першого варіанту робіт по схемі кран-баддя,

Потрібна вантажопідйомність крана (визначаємо для найбільш важкого вантажу - бадді з бетоном). Для подавання бетону приймаємо неповоротну баддю місткістю $0,8 \text{ м}^3$, маса бадді з бетоном складає 2,45 т, розрахункова висота 1,31 м.

$$Q_m = q_{б.с} + q_{б} + q_c = 2,29 + 0,064 = 2,354 \text{ т}$$

де $q_{б.с} + q_{б} = 2,29 \text{ т}$ – маса бадді з бетоном;

$q_c = 0,064 \text{ т}$ - маса стропуючого засобу, приймаємо чотирьогілковий строп марки 3958 $q_c = 0,064 \text{ т}$.

Потрібна висота підймання гаку

$$H_{nom} = h_m + h_3 + h_e + h_c = 3,3 + 1 + 1,31 + 1,85 = 7,46 \text{ м}$$

де h_m – висота монтажного горизонту від рівня стоянки крану

$h_m = h_{\phi} + 0,7 = 2,6 + 0,7 = 3,3 \text{ м}$, де 0,7 м – висота огороження підмостків;

h_3 – монтажний запас або підвищення нижньої площини підйомного елемента над монтажним горизонтом (0,7-1,0м);

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

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

Потрібна виліт стріли при стоянці крану на дні котловану. Визначаємо мінімальне наближення крана L_{min} до зведеного фундаменту.

$$L_{min} = r_n + 1,0 = 4 + 1 = 5 \text{ м}$$

де r_n – радіус повороту платформи крана, м. Значення радіуса повороту платформи крана r_n приймати у розрахунку 2,9–4,6 м. Це значення може бути уточнене при підборі конкретної марки крана.

Потрібна довжина стріли

$$L_c = \sqrt{(l_{в} - l_{ш})^2 + (H_{пот} - h_{ш} + h_{п})^2} = \sqrt{(5 - 1,5)^2 + (7,46 - 1,5 + 1,5)^2} = 8,24 \text{ м}^3$$

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

h_n - висота поліспаста у стягнутому стані, приймати у першому наближенні 1,5...2 м.

За ведучу машину приймаємо автокран КС-2561Е зі стрілою 12 м.

3.2.4 Потрібний виліт розподільчої стріли автобетононасосу для другого варіанту виконання робіт здійснюємо аналітичним методом, враховуючи, що автобетононасос з маніпулятором встановлюють так, щоб з однієї стоянки можна було б укласти бетонну суміш у всі фундаменти з готовою опалубкою (захватки).

Тож потрібна кількість фундаментів

$$N_{\phi} = 8B_{nom}/V_{\phi} = 8 \times 3,03/3,73 = 23,52/3,73 = 4,63 \approx 5 \text{ фундаментів.}$$

За ведучу машину приймаємо автобетононасос СБ-126А продуктивністю $65 \text{ м}^3/\text{год.}$, виліт розподільчої стріли 20 м , кут повороту стріли 360° .

3.2.5 Спрощено без розрахунку приймаємо для опалубних та арматурних робіт автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м .

3.2.6 Вибір виду транспортного засобу для доставки бетонної суміші та їх кількості N при існуючих умовах.

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

Приймаємо середню швидкість руху АБЗ по дорозі з асфальтовим покриттям 30 км/год. , час завантаження $t_3= 0,1 \text{ год.}$, час розвантаження $t_p= 0,2 \text{ год.}$

Час укладання суміші, що доставляється АБЗ.

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

де $K_{ч}^{mp}$ - коефіцієнт використання транспорту за часом. Приймається $0,85 \dots 0,92$.

Тривалість доставки бетонної суміші автотранспортом;

- тривалість доставки t_{δ}^1 з урахуванням дальності і швидкості перевезення.

$$t_{\delta}^1 = L_{nom.} / V_c = 15 / 30 = 0,5 \text{ год.}$$

де $L_{nom.}$ - дальність постачання, 15 км ;

V_c - середня швидкість руху, 30 км/год. по дорозі з асфальтовим покриттям

- тривалість доставки t_{δ}^2 з умови t_{cx} .

$$t_{\delta}^2 = t_{cx} - (t_y + t_3 + t_p + L_{nom.} / V_c) = 1,8 - (0,69 + 0,2 + 0,1 + 0,5) = 0,31 \text{ год.}$$

де t_{cx} - тривалість схоплення цементу, год.

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

t_3 - тривалість завантаження суміші на бетонно-розчинному вузлі, год. Приймається $t_3= 0,1 \text{ год.}$ для АС і $t_3= 0,2$ для АБВ і АБЗ;

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

Умова $t_{\delta}^1 < t_{\delta}^2$ не дотримується.

Розрахунок вказує, що з РБВ до об'єкта будівництва АБЗ можливо транспортувати бетонну суміш типів А (суху) або Б (на вологих заповнювачах або частково зволожену).

Тривалість робочого циклу АБЗ складає

$$t_{ч}^{mp} = t_3 + 2 \cdot L_{nom.} / V_c + t'_p = 0,2 + 2 \cdot 15 / 30 + 0,1 = 1,3 \text{ год.}$$

t'_p - час розвантаження суміші, год. Приймається при розвантаженні в бадді $t'_p= 0,1 \text{ год.}$;

Потрібна кількість АБЗ складає

$$N = (B_{nom.} \cdot t_{ч}^{mp}) / (V_{mp.} \cdot K_{ч}^{mp}) = (3,03 \cdot 1,3) / (2,5 \cdot 0,9) = 1,75 \text{ шт.}$$

Приймаємо 2 АБЗ.

3.2.7 Для ущільнення суміші приймаємо вібратор з гнучким валом ВЕРБ-67 (табл. 7) з довжиною робочої частини $L_6= 0,41 \text{ м}$ і радіусом дії $R_6=0,3 \text{ м}$.

Висота сходинки фундаменту $h_c= 0,3 \text{ м}$.

Рухливість суміші ОК= 2 см, $K_p = 1$.

Продуктивність вібратора складає

$$P_e = 60\pi \cdot h_c \cdot R_e^2 \cdot K_p = 60\pi \cdot 0,3 \cdot 0,3^2 \cdot 1 = 5,09 \text{ м}^3/\text{год.}$$

Кількість вібраторів

$$N_g = I_{nom} / P_e = 4,04 / 5,09 = 0,79 \text{ приймаємо } 1 \text{ вібратор.}$$

Час на тужавіння вкладеного бетону у конструкції при доставці АБЗ готового товарного бетону (тип В) в існуючих умовах і заданому темпі бетонування складає

$$t'_{cx} = t_{cx} - (t_z + L_{nom} / V_c + t_y) = 1,8 - (0 + 0 + 0,69) = 1,11 \text{ год.}$$

Площа блоку бетонування

$$F_{\text{бл}} = (V_{nom} \cdot t'_{cx}) / h_{\text{ш}} = (3,03 \cdot 1,11) / 0,3 = 11,2 \text{ м}^3$$

Площа нижньої сходини фундаменту

$$F_{cx} = a_1 \cdot b_1 = 2,7 \cdot 2,1 = 5,67 \text{ м}^3$$

$$\text{Умова виконується } F_{\text{бл}} = 11,2 \text{ м}^3 > F_{cx} = 5,67 \text{ м}^3$$

4. Калькуляція на зведення монолітних залізобетонних фундаментів

Табл. 5 Калькуляція трудових витрат і заробітної платні на влаштування фундаментів за 1 варіантом

Найменування процесу	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудовісткість, люд.-год.		Заробітна плата, грн.		Склад ланки	
		Один. виміру	Кількість	На одиницю	Всього	На одиницю	Всього	Професія, розряд	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Встановлення краном матурних сіток при розмірі арматури до 32 т, масі сіток до 0,3 т, и горизонтальному зташуванні, $K=1,2$	Е4-1-44 т.1,п.1а	шт.	55	$0,42 \times 1,2 = 0,5$	27,5	8,82	485,10	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення матурних сіток при сі до 100 кг, $K=1,2$	Е4-1-44 т.2,п.в	шт.	65	$0,36 \times 1,2 = 0,43$	27,95	7,44	483,60	арматурник 3 р. 2 р.	1 2
Встановлення матурних сіток та ркасів вручну, при сі до 50 кг, $K=1,2$	Е4-1-44 т.1,п.2а	шт.	10	$0,24 \times 1,2 = 0,29$	11,02	2,9	110,20	арматурник 3 р. 2 р.	1 2
Встановлення сіток учну, при масі 20 кг, $K=1,2$	Е4-1-44 т.3,п.б	шт.	130	$0,17 \times 1,2 = 0,22$	28,6	3,81	495,30	арматурник 3 р. 2 р.	1 2
Встановлення щитів ревізної опалубки ремо розташованих упінчастих фундамен-; площею до 1 м ² від 1 м ² до 2 м ² більш 2 м ²	Е4-1-34 т.2,п.1	м ²	316,08	0,62	195,97	11,45	3619,12	тесляр 4 р.	1
			205,2	0,51	104,65	9,41	1930,93	3 р.	1
			646,8	0,4	258,72	7,38	4773,38		

представлення дімоноків	Е6-3 т2, п. 5,6	м ²	91	0,12	10,92	1,94	176,54	тесляр 4р. 2р. підс.роб.1р.	1 1 1
визначення бетонної міші у баддю	Е-4-1-54	100м ³	3,4	8,2	27,88	137,8	468,52	бетонник 2р.	1
здавання бетонної міші краном в бадді об'ємом 0,8 м ³	Е-1-6 т. 2, п.16 а,б	м ³	340,07	0,29 0,145	98,62 49,31	4,87	1656,14	машиніст 5р. бетонник 2р.	1 2
ладання бетонної сумі- краном в баддях у ок- мо розташовані фунда- нти об'ємом до 3 м ³ до 10 м ³	Е4-1-49 т.1, п.3	м ³	24,6 315,47	0,42 0,33	10,33 104,11	7,41 5,82	182,29 1836,04	бетонник 3р. 2р.	1 1
ривання бетонної верхні рогожею	Е4-1-54 п.10	100 м ²	3,34	0,21	0,7	3,53	11,79	бетонник 2р.	1
ливання бетонної верхні водою з лангу за один раз	Е4-1-54 п.9	100 м ²	40,13	0,14	5,62	2,35	94,31	бетонник 2р.	1
яття з бетонної верхні рогожі	Е4-1-54 п.12	100 м ²	3,34	0,22	0,73	3,7	12,36	бетонник 2р.	1
рбувальна роізоляція зрідженим бітумом учну вертикальних верхонь	Е11-37	100 м ²	8,81	9,38	82,64	173,15	1525,45	ізолюваль- ник 4р. 2р.	1 1
ж, горизонтальних	Е11-37	100 м ²	2,48	5,18	12,85	95,62	237,14	ізолюваль- ник 4р. 2р.	1 1
зом					1147,58 49,31		20540,94		
ші роботи	15%				172,14				
ього					1319,72				

Табл. 6 Калькуляція трудових витрат і заробітної платні на влаштування фундаментів за 2 варіантом

Найменування процесу	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудовісткість, люд.-год.		Заробітна плата, грн.		Склад ланки	
		Один. виміру	Кількість	На одиницю	Всього	На одиницю	Всього	Професія, розряд	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Встановлення краном матурних сіток при розмірі арматури до 32 мм, масі сіток до 0,3 т, при горизонтальному застосуванні, $K=1,2$	Е4-1-44 т.1,п.1а	шт.	55	$0,42 \times 1,2 = 0,5$	27,5	8,82	485,10	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення матурних сіток при масі до 100 кг, $K=1,2$	Е4-1-44 т.2,п.в	шт.	65	$0,36 \times 1,2 = 0,43$	27,95	7,44	483,60	арматурник 3 р. 2 р.	1 2
Встановлення матурних сіток та арматурних в'язок вручну, при масі до 50 кг, $K=1,2$	Е4-1-44 т.1,п.2а	шт.	10	$0,24 \times 1,2 = 0,29$	11,02	2,9	110,20	арматурник 3 р. 2 р.	1 2
Встановлення сіток вручну, при масі до 20 кг, $K=1,2$	Е4-1-44 т.3,п.б	шт.	130	$0,17 \times 1,2 = 0,22$	28,6	3,81	495,30	арматурник 3 р. 2 р.	1 2
Встановлення щитів дерев'яної опалубки для розташованих на окремих ділянках фундаментів з площею до 1 м ² від 1 м ² до 2 м ² більш 2 м ²	Е4-1-34 т.2,п.1	м ²	316,08	0,62	195,97	11,45	3619,12	тесляр 4 р. 3 р.	1 1
			205,2	0,51	104,65	9,41	1930,93		
			646,8	0,4	258,72	7,38	4773,38		
Розбирання опалубки до 1 м ² від 1 м ² до 2 м ² більш 2 м ²	Е4-1-37 т.2,п.2	м ²	316,08	0,15	47,41	2,64	834,45	тесляр 3 р. 2 р.	1 1
			205,2	0,13	26,68	2,29	469,91		
			646,8	0,1	64,68	1,76	1138,37		
Встановлення опалубки	Е6-3 т.2, п. 5,6	м ²	91	0,12	10,92	1,94	176,54	тесляр 4р. 2р. підс.роб. 1р.	1 1 1
Встановлення бетонної мішалки у бункер бетононасоса	Е-4-1-48, Б т. 3	1м ³	340,07	0,11	11,41	1,85	629,13	бетонник 2р.	1
Встановлення бетонної мішалки автобетононасосом до 10 м ³ /год.	Е-4-1-48, В т. 5	100 м ³	3,4	$\frac{27}{14,58}$	$\frac{91,8}{49,57}$	498,42	1694,63	машиніст 4р. слюсар 4р. бетонник 2р.	1 2

ладання бетонної сумі- автобетононасосом у ремо розташовані ндаменти об'ємом до 3 м³ до 10 м³	E4-1-49 т.1, п.3	м³	24,6 315,47	0,42 0,33	10,33 104,11	7,41 5,82	182,29 1836,04	бетонник 3р. 2р.	1 1
ищення бетоноводу пнітанням води	E-4-1-48, Б т. 3	100 м бето- ново- ду	0,5	6,3	3,15	116,30	58,15	машиніст 4р. слюсар 4р. бетонник 2р.	1 1 1
ривання бетонної верхні рогожею	E4-1-54 п.10	100 м²	3,34	0,21	0,7	3,53	11,79	бетонник 2р.	1
оливка бетонної верхні водою з пангу за один раз	E4-1-54 п.9	100 м²	40,13	0,14	5,62	2,35	94,31	бетонник 2р.	1
яття з бетонної верхні рогожі	E4-1-54 п.12	100 м²	3,34	0,22	0,73	3,7	12,36	бетонник 2р.	1
рбувальна ізоляція зрідженим бітумом учну вертикальних верхонь	E11-37	100 м²	8,81	9,38	82,64	173,15	1525,45	ізолюваль- ник 4р. 2р.	1 1
ж, горизонтальних	E11-37	100 м²	2,48	5,18	12,85	95,62	237,14	ізолюваль- ник 4р. 2р.	1 1
зом					1177,01 49,57		20798,19		
ші роботи	15%				176,55				
ього					1353,56				

5. Техніко-економічні показники

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

Для автокрану КС-2561Е (202-1140)

$C_{\text{маш.-год.}} = 24,55$ грн.

Для автобетононасосу СБ-126А (270-0051)

$C_{\text{маш.-год.}} = 74,59$ грн.

Для автобетонозмішувача СБ-69 (216-0100)

$C_{\text{маш.-год.}} = 33,68$ грн.

5.2 Собівартість зведення залізобетонних фундаментів

$$C_o^{1 \text{ вар}} = 1,08 \left(\sum C_{\text{маш.-год}} \times T \right) + 1,53П = 1,08 \times \left((24,55 \times (\frac{27,5}{4} + 27,88 + 98,62 + 10,33 + 104,11)) + 33,68 \times (27,88 + \frac{98,62 + 10,33 + 104,11}{2}) \times 2 \right) + 1,5 \times 20540,94 = 44335,61 \text{ грн.}$$

$$C_o^{2 \text{ вар}} = 1,08 \left(\sum C_{\text{маш-год}} \times T \right) + 1,53П = 1,08 \times \left((24,55 \times \frac{27,5}{4}) + 74,59 \times \left(11,41 + \frac{(91,8 + 10,33 + 104,11 + 3,15)}{2} \right) + 33,68 \times \left(11,41 + \frac{(91,8 + 10,33 + 104,11 + 3,15)}{2} \right) \times 2 \right) + 1,5 \times 20540,94 = 48793,29 \text{ грн.}$$

5.3 Собівартість укладання 1 м³ бетону

$$C_e^{1 \text{ вар}} = \frac{C_o}{V} = \frac{44335,61}{340,47} = 130,22 \text{ грн./м}^3$$

$$C_e^{2 \text{ вар}} = \frac{C_o}{V} = \frac{48793,29}{340,47} = 143,31 \text{ грн./м}^3$$

5.4 Трудомісткість влаштування 1 м³ бетонного фундаменту.

$$q^{1 \text{ вар}} = \frac{Q_{\text{руч}}}{V} = \frac{1319,72}{340,47} = 3,88 \text{ люд.-год./м}^3$$

$$q^{2 \text{ вар}} = \frac{Q_{\text{руч}}}{V} = \frac{468,29}{340,47} = 3,98 \text{ люд.-год./м}^3$$

Висновок: Улаштування фундаментів за першим варіантом організаційно-технологічної схеми демонструє кращі техніко-економічні показники, тому саме його приймаємо для реалізації у виробництві.

6. Заходи з охорони праці та довкілля

Безпечне виконання робіт забезпечується шляхом: раціонального вибору технологічного обладнання; правильного облаштування та організації робочих місць; використання засобів індивідуального захисту працівників; обов'язковим медичним оглядом осіб, що допущені до робіт; своєчасним навчанням і перевіркою знань робітників та інженерно-технічного персоналу з питань охорони праці під час будівельно-монтажних процесів.

Особливу увагу слід приділити таким вимогам:

- стропування конструктивних елементів повинно забезпечувати їх подачу до місця монтажу в орієнтації, максимально близькій до проєктної;
- під час переміщення елементів необхідно застосовувати гнучкі відтяжки для запобігання їх розгойдуванню чи обертанню;
- не допускається перебування персоналу під елементами, що монтуються, до їх установки в проєктне положення та остаточного закріплення;
- при пересуванні вантажів краном необхідно витримувати мінімальну відстань у горизонтальній площині — не менше 1 м від перешкод, а у вертикальній — не менше 0,5 м від елементів конструкцій;
- монтаж і демонтаж опалубки дозволяється розпочинати лише за погодженням із технічним керівником об'єкта і під наглядом відповідальної особи з числа інженерно-технічного персоналу;
- не допускається доторкання вібратором до арматури.

При виконанні робіт на висоті понад 1,5 м працівники зобов'язані використовувати запобіжні пояси з карабінами.

Демонтаж опалубки проводиться тільки після досягнення бетоном розпалубної міцності та за дозволом відповідального виконроба. Відокремлення опалубки від

конструкції здійснюється домкратами; при цьому поверхня бетону не повинна бути пошкодженою.

Робочі місця електрозварювальників мають бути захищені мобільними переносними огороженнями. Перед початком зварювання перевіряється стан ізоляції проводів, електродотримачів і якість усіх з'єднань. Під час перерв у роботі зварювальні установки слід відключати від електромережі.

Операції з вантаження, розвантаження та монтажу арматурних каркасів виконуються із використанням інвентарного такелажного обладнання та обов'язковим дотриманням запобіжних заходів, що унеможливають падіння, ковзання або втрату стійкості конструкцій.

Очищення лотка автобетонозмішувача від залишків суміші допускається лише за повної зупинки механізму.

7. Контроль якості виконання робіт

Контроль якості ведеться відповідно до вимог СНиП 3.02.01-87. Проєкт виконання робіт повинен бути складений на основі робочої та проєктної документації, яка стосується зведення монолітних залізобетонних стовпчастих фундаментів.

До	складу	ПВР	повинні	входити:
–	технологічні схеми	та	прийоми виконання	робіт;
–	календарний		план	будівництва;
–	заходи	з	техніки	безпеки;
–	графік експлуатації		будівельних	машин;
– пояснювальна записка до ПВР.				

При виконанні арматурних робіт перевіряється відповідність типу арматури та її розмірів проєкту та паспортним даним, товщина захисного шару, зміщення арматурних елементів в опалубці, та відхилення вертикальних каркасів від проєктних осей.

При проведенні опалубних робіт контролюється наявність укомплектованих елементів опалубки, їх маркування, положення осей щодо проєкту та вертикальність конструкції по всій висоті.

У процесі бетонування перевіряється склад та консистенція бетонної суміші, дотримання товщини укладених шарів, якість ущільнення та умови догляду за бетоном.

Під час розпалублення контролюється дотримання регламентованих строків, а також відсутність дефектів і пошкоджень бетонної поверхні.

8. Технологічна послідовність зведення монолітних стовпчастих фундаментів

Перед початком робіт з улаштування фундаментів слід виконати такі підготовчі заходи: організувати відведення дощових і талих вод з майданчика; облаштувати під'їзні шляхи; визначити маршрути руху будівельної техніки, ділянки складування, зони укрупнення арматурних елементів і опалубки; підготувати монтажне оснащення та необхідні пристрої; доставити на майданчик арматурні сітки, каркаси та комплекти опалубки у потрібному обсязі; виконати підготовку під фундаменти; провести геодезичну розбивку осей і розмітити положення фундаментів згідно з проєктом. На поверхні бетонної підготовки фарбою наносять розмітку, що визначає положення щитів опалубки в плані.

Арматурні

роботи

Арматурні вироби доставляються на об'єкт автотранспортом і розміщуються на складі. Перед монтажем їх переміщують до місця встановлення. Важкі каркаси й сітки масою понад 50 кг монтують за допомогою автомобільного крана КС-2561Е. При цьому сітки підосви укладають на фіксатори, що забезпечують необхідний захисний шар бетону згідно з проектом. Після монтажу опалубки підосви встановлюють арматуру підколонника, яку фіксують до нижньої сітки за допомогою в'язального дроту.

Опалубні

роботи

Опалубку доставляють на майданчик комплектною, готовою до монтажу без потреби у доопрацюваннях. Розвантаження здійснюється у зоні роботи монтажного крана. Усі елементи мають зберігатися в транспортному положенні, відсортованими за марками і розмірами.

Дрібнощитова опалубка включає:

лінійні щити з гнутого профілю (швелер), із палубою з ламінованої фанери товщиною 12 мм;

схватки, що сприймають навантаження та об'єднують щити у панелі;

кутові щити для формування замкнутих контурів;

монтажні кутики для з'єднання щитів у замкнуту конструкцію;

натяжні гаки для фіксації схваток;

кронштейни, які використовують як опори для робочих настилів.

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

Перед монтажем виконують укрупнення щитів у панелі: на складувальному майданчику збирають короб зі схваток, навішують на нього щити та наносять фарбою позначки осей на їх ребра.

Порядок встановлення опалубки такий:

Монтаж і фіксація укрупнених панелей нижньої сходинок підосви фундаменту.

Установлення короба за розміченими осями та кріплення його штирями до основи.

Нанесення позначок для встановлення другого короба.

Монтаж другого й третього рівнів опалубки відповідно до нанесених позначок і з урахуванням товщини щитів.

Позначення контурів та встановлення короба підколонника.

Монтаж і фіксація опалубки вставок.

Демонтаж

опалубки

Відповідно до вимог СНиП 3.03.01-87, зняття опалубки можливе тільки після того, як бетон набере необхідну проектну міцність, і за умови дозволу від виконавця робіт. Демонтаж здійснюється в зворотному порядку до монтажу.

Після демонтажу необхідно:

провести зовнішній огляд опалубного комплекту;

очистити елементи від налиплого бетону;

змастити палубні поверхні;

перевірити та змастити різьбові й гвинтові з'єднання.

Бетонні

роботи

Перед початком укладання бетонної суміші слід виконати низку підготовчих

заходів: перевірити правильність встановлення арматури та опалубки, усунути всі виявлені дефекти опалубки, впевнитися в наявності фіксаторів, які забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону. Також необхідно прийняти за актом усі конструктивні елементи, доступ до яких після бетонування буде неможливим. Опалубка та арматура мають бути очищені від сміття, бруду та іржі. Необхідно переконаватися в справності механізмів, інструментів та пристосувань, які використовуються в процесі укладання суміші.

Постачання бетонної суміші на будівельний майданчик здійснюється шістьма автобетонозмішувачами СБ-69. Подачу суміші безпосередньо до місця укладання передбачено автокраном із застосуванням бадді об'ємом 0,8 м³.

Комплекс робіт із бетонування включає: приймання та подачу бетонної суміші, її укладання й ущільнення, а також забезпечення догляду за бетоном у процесі його тверднення.

Бетонування фундаментів виконується у два етапи. Спочатку заливається бетон у башмак і підколонник до рівня нижньої частини вкладиша, після чого — верхня частина підколонника після встановлення вкладиша.

Укладання бетонної суміші здійснюється горизонтальними шарами завтовшки 0,3–0,5 м. Кожен шар ущільнюють глибинними вібраторами. Робоча частина вібратора при ущільненні має заходити на 5–10 см у раніше укладений шар. Відстань між точками перестановки вібратора не повинна перевищувати 1,5 радіуса його дії. У зонах біля опалубки та в кутах ущільнення виконується додатково — вібраторами або ручними шуровками. Не допускається контакт вібратора з арматурою під час роботи. Завершення вібрування визначається припиненням осідання суміші та появою цементного молока на її поверхні. Під час переміщення вібратора його необхідно витягувати повільно, не вимикаючи пристрою, щоб забезпечити рівномірне заповнення порожнечі бетонною сумішшю.

Інтервал між етапами бетонування або між укладанням окремих шарів повинен становити щонайменше 40 хвилин і не перевищувати 2 годин.

Після укладання суміші потрібно забезпечити відповідні температурно-вологісні умови для нормального тверднення бетону. Горизонтальні поверхні бетонної конструкції вкривають вологою мішковиною, яку протягом усього періоду тверднення періодично зволожують.

Розділ 4

1. Характеристика об'єкта та вибір методів виконання робіт
Будівля є одноповерховою промисловою спорудою каркасного типу з трьома прольотами, об'єднаними по довжині.

Параметри

прольотів:

– Проліт №1: ширина $L_1 = 12$ м, довжина $B_1 = 96$ м, висота колон (оголовок) $H_1 = 14,4$ м, крок колон $a_1 = 6$ м. Оснащується мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1 = 32$ т.

– Проліт №2 і №3: ширина $L_2/L_3 = 18$ м, довжина $B_2/B_3 = 72$ м, висота колон $H_2/H_3 = 10,8$ м, крок колон $a_2/a_3 = 12$ м. Обладнані мостовими кранами вантажністю відповідно $Q_2 = 10$ т, $Q_3 = 20$ т.

Конструкції виконані з залізобетону:

Колони (крайні та середні ряди) першого прольоту — фахверкові, прямокутного суцільного перерізу.

Для другого і третього прольоту — двогілкові фахверкові колони аналогічного перерізу.

Підкранові балки — довжиною 6 і 12 м.

Кроквяні балки — 12 м.

Покрівельні ферми — 18 м.

Ребристі плити покриття — розмірами $1,5 \times 6$ м і $1,5 \times 12$ м.

Фундаментні балки — 6 і 12 м.

Стінові панелі — 6 і 12 м, заввишки 1,2 м.

Будівництво організовано в межах трьох захваток, що відповідає кількості прольотів і дозволяє рівномірно розподілити обсяг робіт.

Вибрані методи виконання робіт:

Земляні роботи. Перед початком розробки котловану видаляється рослинний шар. Виїмку здійснюють гусеничним екскаватором ЭО-4122 з ківшом на $0,5 \text{ м}^3$ (зворотна лопата) з частковим вивезенням ґрунту. Планування поверхні виконується за допомогою бульдозера ДЗ-19 і котка ДУ-50.

Фундаментні роботи. Влаштування монолітних фундаментів виконується способом бетонування через кран-баддю з використанням автокрана КС-2561Е (стріла — 8 м). Той же механізм застосовується для бетонування фундаментів під обладнання.

Монтажні роботи. Будівельні конструкції встановлюються гусеничними самохідними кранами.

– 1-й потік: монтаж колон кранами КС-5263

– 2-й потік: встановлення підкранових балок (КС-5263)

– 3-й потік: монтаж елементів покриття — кроквяних балок, ферм, плит (КС-6362)

– 4-й потік: установка стінових панелей (МКТ-6-45)

Монтаж конструктивних елементів здійснюється після попередньої розкладки поблизу місця встановлення. Збірка каркаса виконується уздовж прольотів за методом вільного піднімання (за винятком колон, які монтуються способом «обертання в просторі»), тобто з подачею елемента безпосередньо до опори в процесі руху.

Інші роботи. Монтаж покрівлі виконується по захватках уздовж довгої сторони прольоту. Далі здійснюється засклення вікон по периметру споруди. Завершальні

оздоблювальні роботи проводяться також по захватках. Олійне фарбування вікон і опорядження стін виконуються у напрямку згори донизу.

Таблиця 1.1. Специфікація збірних елементів

№ з/п	Назва елементів	Марка елемента	Кількість шт.	Розміри, м.			Об'єм, м ³		Маса, т	
				довжина	ширина	товщина	одного елемента	усіх	одного елемента	усіх
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Колона крайнього ряду	4К144-8 6К108-5	36 14	14,4 11,85	0,8 0,8	0,4 0,4	4,8 3,64	48,4 50,96	12,0 9,1	121 127,4
2	Колона середнього ряду	13К108-20	7	11,85	0,8	0,4	3,92	27,72	9,8	69,3
3	Фахверкова колона	3КФ153-1 2КФ 117-1	2 8	15,1 11,7	0,4 0,4	0,4 0,3	2,45 1,4	6,12 16,8	5,64 3,51	11,28 42,12
4	Підкранова балка 6 м	БКНВ 6-4С	32	5,95	0,6	1	1,66	53,12	4,2	134,4
4	Підкранова балка 12 м	БКНВ 6-2С	24	11,95	0,65	1,4	4,63	111,12	11,7	280,8
5	Кроквяна ферма 18 м	ФС-18-38	14	17,94	0,3	2,45	3,75	52,5	9,4	131,6
6	Кроквяна балка 12 м	2БДР-12-4	18	11,96	0,36	1,39	2,2	39,6	5,4	97,2
7	Плити покриття 6×1,5 м	ПНС-10	128	5,97	1,49	0,3	0,62	79,36	1,4	179,2
8	Плити покриття 12×1,5 м	ПНС-1	144	11,96	1,49	0,45	2,01	289,44	5,2	748,8
9	Фундаментні балки 6м	ФБ6-41	30	5,05	0,15	0,45	0,27	8,1	0,7	21
10	Фундаментні балки 12м	ФБН-1	6	10,7	0,3	0,4	1,16	6,96	2,9	17,4
11	Стінові панелі 6×1,2 м	ПСЛ-17	464	6	0,24	1,2	1,7	788,8	1,9	881,6
12	Стінові панелі 6×1,8 м	ПСЛ-17	12	6	0,24	1,8	2,56	30,72	2,9	34,8
13	Стінові панелі 12×1,2 м	ПСЛ-24	60	12	0,3	1,2	3,4	204	4,8	288
14	Стійки воріт	СВ – 4,8	12	4,8	0,4	0,4	0,576	6,912	1,44	17,28
15	Ригелі воріт	РВ-6	6	6	0,4	0,7	2,16	12,96	5,4	32,4
Всього			1047					1833,592		3235,58

2. ВИЗНАЧЕННЯ ОБСЯГІВ РОБІТ

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

ВІДОМІСТЬ ОБСЯГІВ РОБІТ

Таблиця 2.1.

№ з/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика $(S \times 1,15) = (96 \times 12 + 72 \times 36) \times 1,15 = 3744 \times 1,15$	1000 м ²	4,306
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см $(S \times 0,15) = 3744 \times 0,15$	1000 м ³	0,562
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал $(V_k = S \times h - V_r) = 3744 \times 2,75 - 1030$	1000 м ³	9,27
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди $(V_r = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо} + S \times (0,1 + 0,02)) = 33 + 309 + 240 + 3744 \times 0,12$	1000 м ³	1,03
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) $(\text{кільк.фунд.} \times S_{\phi} \times 0,1) = 1,5 \times 1,5 \times 10 + 2,7 \times 2,1 \times 55 \times 0,1$	100 м ³	0,33
6	Бетонна підготовка під фундаменти $(\text{кільк.фунд.} \times S_{\phi} \times 0,1) = 1,5 \times 1,5 \times 10 + 2,7 \times 2,1 \times 55 \times 0,1$	100 м ³	0,33
7	Влаштування монолітних фундаментів $(V_{фк} = \Sigma \text{кільк.фунд.} \times V_{\phi}) = 53 \times 5,23 + 2 \times 8,68 + 10 \times 1,4$	100 м ³	3,09
8	Влаштування фундаментів під обладнання $(V_{фо} = 80 \text{ м}^3 \times \text{кільк.прольотів}) = 80 \times 3$	100 м ³	2,4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна $53 \times 16,64 + 2 \times 27,18 + 10 \times 5,04$	100 м ²	9,87
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $53 \times 4,32 + 2 \times 2,52 + 10 \times 1,44$	100 м ²	2,48
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. (V_k)	1000 м ³	9,27
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці (V_k)	1000 м ³	9,27
13	Монтаж колон	шт.	67
14	Монтаж підкранових балок	шт.	56
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м ²	3744
16	Монтаж конструкції огорожі $(S_o = P \times h) = 144 \times 12 + 144 \times 10,8 + 96 \times 1,2$	м ²	3398
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м ²	37,44
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м ²	37,44
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м ²	37,44
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м ²	37,44
21	Оздоблення покрівельною сталлю $(0,7 \times L) = 0,7 \times (216 + 144)$	100 м ²	2,52
22	Фарбування стін з середини приміщень (S_o)	100 м ²	33,98
23	Фарбування фасадів (S_o)	100 м ²	33,98
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S_o)	100 м ²	10,19
25	Фарбування конструкцій покриття $(S \times 1,6)$	100 м ²	59,9
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м ²	37,44

27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м ²	37,44
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м ²	37,44
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S _o)	100 м ²	10,19
30	Сантехнічні роботи (V _{буд.} ×0,03)	3%	643,59
31	Електротехнічні роботи (V _{буд.} ×0,03)	3%	643,59
32	Благоустрій території (V _{буд.} ×0,01)	1%	214,53
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання (V _{буд.} ×0,1)	10%	3217,95
35	Пусконаладжувальні роботи (V _{буд.} ×0,005)	0,5%	107,26

5. РОЗРАХУНОК ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ КАЛЕНДАРНОГО ГРАФІКА

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

$$T_3 = 135,5 \text{ днів.}$$

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

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 220 / (220 + 136,5) = 0,639$$

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:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (135,5 / 220) = 0,378$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{з.м} = \frac{T_{з.м}}{T_{д.н}} = (438 / 220) = 1,99$$

де $T_{з.м} = 0,5 \cdot 1 + 1 \cdot 2 + 2 \cdot 24,5 + 2 \cdot 7,5 + 2 \cdot 7,5 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 8,5 + 2 \cdot 6,5 + 2 \cdot 4,5 + 2 \cdot 7,5 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 15,5 + 2 \cdot 7 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 7,5 + 2 \cdot 20,5 + 2 \cdot 18 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 18,5 + 1 \cdot 1,5 + 2 \cdot 1,5 + 2 \cdot 3 = 438$ — загальна кількість змін;

$T_{д.н} = 139$ (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{Q_{макс}}{Q_{сер}} = (72 / 23) = 3,13$$

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

$N = 1 \cdot 0,5 + 1 \cdot 2 + 12 \cdot 18,5 + 16 \cdot 4,5 + 34 \cdot 1,5 + 22 \cdot 1,5 + 18 \cdot 3 + 28 \cdot 3 + 14 \cdot 6 + 4 \cdot 2,5 + 8 \cdot 3 + 20 \cdot 0,5 + 16 \cdot 4 + 28 \cdot 1 + 24 \cdot 2,5 + 12 \cdot 3 + 24 \cdot 4 + 12 \cdot 8 + 52 \cdot 7,5 + 40 \cdot 3,5 + 52 \cdot 3,5 + 60 \cdot 1 + 20 \cdot 2,5 + 18 \cdot 3 + 24 \cdot 2,5 + 20 \cdot 2,5 + 10 \cdot 3,5 + 30 \cdot 12 + 40 \cdot 2 + 32 \cdot 12,5 + 10 \cdot 1,5 + 20 \cdot 4,5 = 2996,5$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Q_{сер} = N / T_3 = 2996,5 / 135,5 = 23$ (робітника) — середня чисельність робітників.

6. РОЗРАХУНОК КАЛЬКУЛЯЦІЙ

Таблиця 6.1

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ з/п	Назва робіт	Об'єкт. по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кільк. ість	Норма часу <u>люд.год.</u> <u>маш.год</u>	Розцінка грн.	Трудо- міст.	Заробіт- на плата, грн..	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1.	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 4т масою до 6т масою до 10т масою до 13т	1—5	100т	0,42 0,11 1,97 1,21	<u>4,6</u> 2,3 <u>3,8</u> 1,9 <u>3,2</u> 1,6 <u>3</u> 1,5	317,77 262,50 221,06 207,24	<u>1,93</u> 0,97 <u>0,42</u> 0,21 <u>6,3</u> 3,16 <u>4,39</u> 2,2	133,46 28,88 435,49 250,76	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2.	Установка колон стріловим краном у стакани фундаментів масою до 4т масою до 6т масою до 10т масою до 15т	4—1—4	шт.	8 2 21 36	<u>4,3</u> 0,86 <u>5,5</u> 1,1 <u>7</u> 1,4 <u>9</u> 1,8	342,97 438,68 558,32 717,84	<u>34,4</u> 6,88 <u>11</u> 2,2 <u>147</u> 29,4 <u>324</u> 64,8	2743,76 877,36 11724,72 25842,24	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3.	Заробка стиків колон з фундам.: а) приймання бетонної суміші із кузова автосамоскиду до поворотної баді б) подача бетонної суміші до місця укладання стріловим краном в) заробка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4—1—54 1—6 4—1—25	100м³ м³ 1стик	0,11 11,14 67	8,2 <u>0,58</u> 0,29 1,2	566,46 40,07 82,90	0,9 <u>6,46</u> 3,23 80,4	62,31 446,38 5554,30	Бетонник 2р-1 Такелажник 2р-2 Монтажник 4р-1 3р-1

617,2
113,05 48099,66

Норма часу на влаштування 1 колони: $N_4 = 617,2/67 = 9,21$ люд.-год.

$P = 48099,66/67 = 717,91$ грн.

Таблиця 6.2

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№ з/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНіР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кільк.	Норма часу люд.год. маш.год	Розцінка грн.	Труд-ть люд.год маш.год	Зар. плата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Розвантаження підкранових балок краном масою до 5т масою до 13т	1-5	100т	1,34 2,81	<u>4,2</u> 2,1 <u>3</u> 1,5	290,14 207,24	<u>5,63</u> 2,81 <u>8,43</u> 4,2	388,79 582,34	Такелажні к 2р-2 Машиніс 6р-1
2	Установка підкранових балок краном в проектне положення масою до 5т масою до 11т	4-1-6 п.3	1ел.	32 24	<u>6,5</u> 1,3 <u>7,5</u> 1,5	518,44 598,2	<u>208</u> 41,6 <u>180</u> 36	16590,08 14356,80	Монтажні 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніс 6р-1
3	Електрозварювання стиків	22-1-6	10п.м	7,56	2,5	214,1	18,9	1618,60	Електрозварювання 4р-1

420,96 33536,61
84,61

Норма часу на 1 елемент: $N_q = 420,96 / 56 = 7,52$ люд.-год.

$P = 33536,61 / 56 = 598,87$ грн.

Таблиця 6.3

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ з/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНиР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Одиниці виміру	Кільк	Норма часу люд.год. маш.год	Розцінка грн.	Труд-ть люд.год маш.год	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Розвантаження ферм та балок краном з розкладкою в касети масою до 6т до 10т	1-5	100т	0,97 1,32	<u>3,8</u> 1,9 <u>3,2</u> 1,6	262,5 221,06	<u>3,69</u> 1,84 <u>4,22</u> 2,11	254,63 291,80	Такелаж-ник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Улаштування ферм та балок у проектне положення краном довжиною 12м 18м	4-1-6	1ел	18 14	<u>5</u> 1 <u>9,5</u> 1,9	429,2 685,12	<u>90</u> 18 <u>133</u> 26,6	566,54 9591,68	Монтажн. 6р-1, 5р-1 4р-1, 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Електрозварювання стиків кроквяних балок та ферм з колонами	22-1-6	10м.п. шва	3,2	2,5	214,1	8	685,12	Електроз. 4р-1
4	Розвантаження плит краном з розкладкою в касети масою до 1,5т масою до 6т	1-5	100т	1,79 7,49	<u>8,8</u> 4,4 <u>3,2</u> 1,6	607,9 221,06	<u>15,75</u> 7,88 <u>23,97</u> 11,98	1088,14 1655,74	Такелажн. 2р-2 Машиніст 6р-1
5	Монтаж плит покриття площею до 10 м ² до 20 м ²	4-1-7	1ел	128 144	<u>0,84</u> 0,21 <u>1,2</u> 0,4	63,72 91,03	<u>107,52</u> 26,88 <u>172,8</u> 43,2	8156,16 13108,32	Монтажн. 4р-1, 3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
6	Електрозварювання монтажних стиків плит покриття з ферм	22-1-6	10м шва	6,8	2,5	214,1	17	1455,88	Електр. 4р-1
7	Зняття монтажних гойдалок та драбин	5-1-2 П.7.9	шт. шт.	57 57	<u>0,37</u> 0,18 <u>0,62</u> 0,31	29,89 50,08	<u>21,09</u> 10,26 <u>35,34</u> 17,67	1703,73 2854,56	Монтажн. 4р-2, 3р-1
							<u>632,38</u> 166,42	41412,3	

Норма часу на 1 елемент ЗБК: $N_4 = 632,38 / 304 = 2,08$ люд.-год.
 $P = 41412,3 / 304 = 136,22$ грн.

Таблиця 6.4

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№ з/п	Назва робіт	Об'єкт по ЕНП	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кільк.	Норма часу люд.год. маш.год	Розцінка грн.	Труд-ть люд.год маш.год	Заплата грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Розвантаження стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 2т масою до 3т масою до 5т	1-5	100т	8,82 0,35 2,88	<u>7,2</u> 3,6 <u>5,4</u> 2,7 <u>4,2</u> 2,1	502,42 373,03 290,14	<u>63,5</u> 31,75 <u>1,89</u> 0,95 <u>12,1</u> 6,05	4431,34 130,56 835,60	Такелаж 2р-2 Машині 6р-1
2	Установка стінових панелей у проектне положення краном, S до 10 м ² S до 15 м ²	4-1-8	шт.	476 60	<u>3</u> 0,75 <u>4</u> 1	242,34 323,12	<u>1428</u> 357 <u>240</u> 60	115353,84 19387,20	Монтаж 5р-1, 4р 3р-1, 2р Машині 6р-1
3	Електрозварюван. стиків стінових панелей з колонами	22-1-6 т.2	10м.п. шва	8,04	2,5	214,1	20,1	1721,36	Електро 4р-1
4	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою в касети масою до 1т масою до 3т	1-5	100т	0,21 0,17	<u>12</u> 6,1 <u>5,4</u> 2,7	828,96 373,03	<u>2,52</u> 1,28 <u>0,92</u> 0,46	174,08 63,42	Такелаж 2р-2 Машині 6р-1
5	Встановлення фундаментних балок до проектного положення масою до 1,5т масою до 3т	4-1-6 т.2	1 ел	30 6	<u>1,1</u> 0,22 <u>1,9</u> 0,38	87,74 151,54	<u>33</u> 6,6 <u>9,6</u> 1,92	2632,20 909,24	Монтаж 5р-1, 4р 3р-2, 2р Машині 6р-1
6	Розвантаження елементів воріт: масою до 1,5т до 6т	E1-5	100т	0,17 0,32	<u>8,8</u> 4,4 <u>3,2</u> 1,6	607,9 221,06	<u>1,5</u> 0,75 <u>1,02</u> 0,51	103,34 70,74	Такелаж 2р-2 Машині 6р-1
7	Монтаж з/б елементів воріт	E4-1-6	1 ел.	6 12	<u>2,8</u> 0,56 <u>1,4</u> 0,28	239,79 119,9	<u>16,8</u> 3,36 <u>16,8</u> 3,36	1438,74 1438,80	Монтаж 6р-1, 5р 4р-1, 3р 2р-1 Машині 6р-1
8	Електрозварювання стиків елементів воріт	22-1-6 т.2	10м.п. шва	0,36	2,5	214,1	0,9	77,08	Електро 4р-1
							<u>1848,65</u> 473,99	148767,54	

Норма часу на 1 елемент:

 $N_4 = 1848,65 / 590 = 3,13$ люд.-год. $P = 148767,54 / 590 = 252,15$ грн.

Таблиця 6.5

Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями

№ з/п	Назва робіт	Обґрунт. по ЕНУР	Об'єм робіт		На одиницю виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу <u>люд.год.</u> <u>маш.год</u>	Розцінка грн.	Труд-ть <u>люд.год</u> <u>маш.год</u>	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Конопатка, зачеканка і розшивка швів між стіновими панелями цементним розчином з підвісної люльки ззовні будівлі з установкою та переміщенням підвісної люльки	4-1-28	10м шва	451,44	2,7	231,23	1218,89	104386,47	Монтажник 4р-1
2	По п.1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1-28	10м шва	384,4	1,22	104,48	468,97	40162,11	Монтажник 4р-1

1687,86 144548,58

Норма часу на 10 п.м. шва: $H_q = 1687,86 / 835,84 = 2,02$ люд.-год. $P = 144548,58 / 835,84 = 376,04$ грн.

Таблиця 6.6

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

			Один. виміру	Кільк.	Норма часу <u>люд.год.</u> <u>маш.год</u>	Розцінка грн.	Труд-ть <u>люд.год</u> <u>маш.год</u>	Зарплата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3
1	Приймання бетону з кузову автосамоскида у баддю	4-1-54	100м³	0,27	8,2	566,46	2,21	152,94	Бетонник 2р-2
2	Подавання бетонної суміші	8-1-13	м³	27,17	<u>2,5</u> 1,2	172,7	<u>67,93</u> 28,37	4692,26	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1
3	Заливка швів між плитами покриття бетонним розчином	4-1-19	100м шва	30,48	4	323,12	121,92	9848,70	Монтажники 4р-1 3р-1

189,85
28,37 14540,96

Норма часу на 100 м шва:

 $H_q = 189,85 / 30,48 = 6,23$ люд.-год. $P = 14540,96 / 30,48 = 477,07$ грн.

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

Проектування тимчасових будівель виконуємо в такій послідовності:

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

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

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

Визначення кількості робітників.

Максимальна кількість робочих за графіком руху — 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	Розрахункова площа, м ²	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м ²	Кількість будівель
1	2	3	4	5	6	7	8
Адміністративні приміщення							
Кантора виконроба	9	4	36	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Кабінет техніки безпеки	84	0,2	16,8	9×2,7×3,8	Контейнерна	25,6	1
Охоронна будка	2	4	8	2×2	Неінвентарна	8	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна з лавами	72	0,6	43,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	3
Душова з переддушовою	50	0,82	41	9×2,7×3,8	Контейнерна	45,6	2
Умивальна групова	50	0,06	3	Поеднується з гардеробною			
Туалети – чоловічі	43	0,07	3,01	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
– жіночі	18	0,14	2,52	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для просушки спецодягу	50	0,2	10	6×2,7×2,68	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	61	1	61	9×2,7×3,8	Контейнерна	68,4	3
Їдальня на 50 місць	61	1	61	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Пункт охорони здоров'я	61	0,05	3,05	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для обігріву працівників	61	0,1	6,1	3×2,7×3,9	Контейнерна	9,2	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	18	0,12	2,16	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1

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	373,11	м ²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	120,77	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: $0,75 \cdot 377,11 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0177$ л/с;
улаштування рулонної покрівлі: $7,5 \cdot 120,77 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,057$ л/с;
загалом: $q_{\text{техн}} = 0,0234$ л/с

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

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

$$q_{3 \text{ о с н}} = \frac{q_3 \cdot N_1 \cdot k_{2, \text{ о с н}}}{3600} = 12,5 \cdot 61 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0715 \text{ л/с};$$

$$q_{4 \text{ о с н}} = \frac{q_4 \cdot N_2}{60} = 25 \cdot 25 / (60 \cdot 45) = 0,231 \text{ л/с},$$

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;

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

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

m — тривалість роботи душової установки (45 хвилин).

6.4 Витрати води на пожежогашіння приймаємо $q_{пож} = 15$ 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:

$$q_{заг} = q_{вир} + q_{техн} + q_{госп} + q_{їдал} + q_{душ} + q_{пож} = 15,4813 \text{ л/с.}$$

6.6 Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

- Загальний:

$$d = 2\sqrt{\frac{q_{заг} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{15,4813 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,67 \text{ мм}$$

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

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

- На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{вир} + q_{техн}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0234) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 8,71 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

- На санітарно-побутові потреби:

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

Приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

9. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВОГО ЕЛЕКТРОПОСТАЧАННЯ

Електроенергію на будівельному майданчику витрачаємо:

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

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

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

де α — коефіцієнт втрати потужності в мережі в мережах в залежності від їх довжини, ;

P_c — силова потужність машини або установки, кВт,

P_m — потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

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

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

$K_{1n}, K_{2n}, K_{3n}, K_{4n}$ — коефіцієнти попиту, які залежать від кількості споживачів;
 $\cos\psi$ — коефіцієнт потужності, в середньому рівний 0,75.

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 КС-5263	шт.	2	50	100	0,7
2. Монтажний кран КС-6362	шт.	1	98	98	0,7
3. Монтажний кран МКТ-6-45	шт.	1	74	74	0,7
4. Люлька ЛЕ-100-300	шт.	1	1,6	1,6	0,15
5. Електричний фарбопульт СО-61	шт.	1	0,27	0,27	0,15
6. Зварювальний трансформатор ТД-30У2	шт.	2	17,5	35	0,35
7. Вібратор ИБ-47	шт.	2	1,2	2,4	0,15

Таблиця 9.2. Електричне освітлення внутрішнє

Споживачі	Загальна площа, м²	Норма потужності на освітлення 1м², Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	3	4	5
1. Гардеробна з умивальною	70,7	15	1,061
2. Душова з переддушовою	45,6	15	0,684
3. Приміщення для обігріву працівників	8,5	15	0,128
4. Приміщення для відпочинку працюючих	68,4	15	1,026
5. Туалет чоловічий	8,5	15	0,128
6. Туалет жіночий	8,5	15	0,128
7. Їдальня	70,7	15	1,061
8. Контора виконроба	70,7	15	1,061
9. Охоронна будка на в'їзді	8	15	0,06
10. Кабінет техніки безпеки	25,6	15	0,384
11. Приміщення для особистої гігієни жінок	8,5	15	0,128
12. Приміщення для просушки спецодягу	16,2	15	0,243
13. Пункт охорони здоров'я	8,5	15	0,128
14. Закритий склад	50	3	0,15
Разом			6,37

Таблиця 9.3. Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Одиниця вимірювання.	Загальна площа, м² (довжина, м),	Освітлення, лк	Норма потужності на 1м² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгеплану)	м²	50095	2	0,4	20,04
Площа будівлі (монтажна зона)	м²	3744	20	3	11,23
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					40,27

$$P=(1,1/0,75) \cdot ((50 \cdot 2 \cdot 0,7 + 98 \cdot 0,7 + 74 \cdot 0,7 + 1,6 \cdot 0,15 + 0,27 \cdot 0,15 + 35 \cdot 0,35 + 2,4 \cdot 0,15) + 6,37 \cdot 0,8 + 40,53) = 364,7 \text{ кВт}$$

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

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

Розрахунок кількості прожекторів на будівельному майданчику виконуємо за формулою:

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

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; $S = 50095$ м²;

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

$$n = 0,2 \cdot 2 \cdot 50095 / 500 = 40 \text{ шт.}$$

Встановлюємо по дві лампи на одній опорі.

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

$$n = 0,2 \cdot 20 \cdot 3744 / 500 = 30 \text{ шт.}$$

На 10 щоглах встановлюємо по 3 прожектори.

10. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВИХ СКЛАДІВ

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

№	Табл. ЕНиР	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потріб. матер.	Од. вим.	Норма витрат	Загальн потреби
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-4	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 4т	100 шт.	0,08	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,296 0,017 0,3 9,7	8 0,02368 0,00136 0,024 0,776
2	7-5-12	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 6т	100 шт.	0,02	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,377 0,022 0,3 13,8	2 0,00754 0,00044 0,006 0,276
3	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100 шт.	0,21	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,32 17,2	21 0,09324 0,00546 0,0672 3,612
4	7-5-15	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 15т	100 шт.	0,36	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,35 18	36 0,15984 0,00936 0,126 6,48
5	7-9-12	Укладання підкранових балок масою до 5 т	100 шт.	0,32	-підкр.балки -вироби монт -електроди	шт. т т	100 1,81 0,33	32 0,5792 0,1056
6	7-9-14	Укладання підкранових балок масою до 12 т	100 шт.	0,24	-підкр.балки -вироби монт. -електроди	шт. т т	100 3,72 0,35	24 0,8928 0,084
7	7-12-5	Укладання балок прогоном 12м	100 шт.	0,18	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,1 П	18 0,018

8	7-12-7	Укладання ферм прогоном 18 м	100 шт.	0,14	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,08 0,76	14 0,0112 0,1064
9	7-13-2	Укладка плит покриття довжиною до 6 м, площею до 10 м ²	100 шт.	1,28	-плити -проволока -руберойд -електроди -рогожа -лісоматер. -монт. вироби -бетон -розчин	шт. т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,0148 56,2 0,02 62,9 0,299 0,06 6,6 0,2	128 0,01894 71,936 0,0256 80,512 0,38272 0,0768 8,448 0,256
10	7-13-13	Укладка плит покриття довжиною 12 м площею до 20 м ²	100 шт.	1,44	-плити покр. -проволока -руберойд. -електроди -рогожа -лісомат. -монт. вироби -бетон -розчин	шт т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,028 95,29 0,03 89,3 0,582 0,07 13 0,6	144 0,04032 137,217 0,0432 128,592 0,83808 0,1008 18,72 0,864

1	2	3	4	5	6	7	8	9
11	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м ²	100 шт.	4,64	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	464 0,464 0,928
12	7-16-3	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею більш 10м ²	100 шт.	0,12	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	12 0,012 1,024
13	7-16-7	Монтаж стінових панелей довжиною більш 7м, площею більш 15м ²	100 шт.	0,6	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,08 1,4	60 0,048 0,84
14	7-1-15	Монтаж фундаментних балок довжиною 6м	100 шт.	0,3	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	100шт т т т т м ³ м ² м ³	100 0,00276 0,001 0,00934 0,06 5,65 3,05 0,42	30 0,00167 0,0003 0,00280 0,018 1,695 0,915 0,126
15	7-1-16	Монтаж фундаментних балок довжиною більш 6м	100 шт.	0,06	-балки -цвяхи -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	100шт т т т м ³ м ² м ³	100 0,00558 0,0163 0,065 11,03 2,84 0,52	6 0,000336 0,00097 0,0039 0,6618 0,1704 0,0312
16	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100 м.п.	45,14	-розчин	м ³	0,84	37,9176

№	Назва матеріалів	Одиниця виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Колони	шт.	67
2	Підкранові балки	шт.	56
3	Кроквяні конструкції	шт.	32
4	Плити покриття	шт.	272
5	Фундаментні балки	шт.	36
6	Стінові панелі	шт.	536
7	Ригелі воріт	шт.	6
8	Стійки воріт	шт.	12
9	Бетон	м ³	39,3974
10	Розчин	м ³	39,1948
11	Монтажні вироби	т	4,548
12	Прокат	т	0,2843
13	Проволока	т	0,059564
14	Електроди	т	0,82822
15	Лісоматеріали	м ³	1,4659
16	Щити	м ²	2,3568
17	Руберойд	м ²	209,1536
18	Солідол	т	0,00378
19	Цвяхи	т	0,0020088
20	Рогожа	м ²	209,104

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

11. ОПИС БУДІВЕЛЬНОГО ГЕНЕРАЛЬНОГО ПЛАНУ

Будівельний генеральний план створено для етапу монтажу. На ньому зазначено контур будівлі із виділенням монтажно́ї, робочо́ї та небезпечно́ї зон функціонування крана. Монтажна зона, в якій можливе падіння вантажу під час установа́ння або фіксації елементів, охоплює смугу шириною 5 м навколо будівлі (цей показник враховано для монтажу верхніх стінових панелей). На схемі ця зона позначається штриховою лінією, а на місцевості — інформаційними табличками та попереджувальними знаками. Роботи з монтажу конструкцій у межах цієї зони дозволяються лише при наявності наряду-допуску.

Робоча зона крана визначається радіусом максимального вильоту стріли, що фіксується для кожної типової позиції його розташування. Небезпечна зона — область, де під час переміщення вантажу може статися його падіння з урахуванням зони розсіювання. Її межу розраховують за формулою:

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

де:

R_{max} — граничний виліт стріли крана;

$0,5 \cdot l_{\text{max}}$ — половина довжини найбільшого елемента, який транспортується;

$l_{\text{без}}$ — додаткова безпечна відстань: якщо висота підйому $h \leq 10$ м, тоді $l_{\text{без}} = 0,3 \cdot h + 1$ м; при більшій висоті — приймається монтажною зоною.

Для переміщення техніки по об'єкту передбачено тимчасові внутрішньомайданчикові дороги, які прокладаються ще на стадії підготовчих робіт. Вони бувають односмуговими (3,5 м) або двосмуговими (6 м). Радіус заокруглення становить 8...12 м, а при потребі проїзду великогабаритних тягачів — 18...30 м. Відстань до складу — не менше 0,5 м, а до огорожі — щонайменше 1,5 м. У цьому проєкті бетонні плити використовуються для облаштування доріг по периметру, інші проїзди — виконані з ущільненого ґрунту.

У небезпечних точках та у місцях дії кранів передбачено встановлення знаків, які попереджають про ризик і обмежують швидкість. Матеріали й конструкції розміщуються на тимчасових майданчиках складування.

Тимчасові адміністративно-побутові приміщення винесені за межі небезпечної зони та розміщені біля в'їзду на ділянку у вигляді побутового містечка. Відстані між зблокованими спорудами — не менше 1,5 м, між групами споруд — понад 10 м, від дороги — не менше 1,5 м.

Тимчасові електромережі вказані умовно: зазначені трансформаторні підстанції й розподільчі щити з радіусом обслуговування 25 м. На майданчику змонтовані силові та освітлювальні кабельні лінії. Для живлення обладнання застосовується 380 В, для освітлення — 220 В. Кабелі прокладаються на глибину 0,8 м.

Система тимчасового водопостачання виконана кільцевою. Пожежні гідранти встановлюються з кроком не більше 100 м, при цьому мають бути розташовані не ближче 1,5 м до дороги та 5 м до будівель. Фонтанчики для питної води розміщуються в межах 75 м від робочих місць, а також на території побутових споруд.

12. Техніко-економічні показники будгенплану

У рамках курсового проєкту при розробці будівельного генерального плану визначені наступні розрахункові показники:

Коефіцієнт							забудови:
K_3	=	F_2	/	F_1	=	$\frac{3744}{50095}$	= 0,075,

де F_1 — площа будівельного майданчика за генпланом, m^2 ;
 F_2 — площа забудови об'єктів, m^2 .

Коефіцієнт використання території:
 $K_{вик} = (F_2 + F_{т.б.}) / F_1 = (3744 + (612 + 5280)) / 50095 = 0,2$,
де $F_{т.б.}$ — площа під тимчасовими будівлями, дорогами та інженерними мережами.

Довжина тимчасових мереж:

дороги — 890 м;

водопостачання — 760 м;

електропостачання — 1450 м.

13. Заходи з охорони праці та техніки безпеки

Монтажні роботи.

Під час переміщення елементів конструкцій слід запобігати їх обертанню та розхитуванню шляхом використання гнучких відтяжок. Після встановлення в проєктне положення конструкції мають бути надійно закріплені для збереження геометричних параметрів і стійкості. Відтяжки необхідно кріпити до надійних опор за межами зон руху техніки і транспорту.

Навісні драбини та інші монтажні пристрої мають бути встановлені та закріплені на конструкціях до моменту їх підйому. Драбини заввишки понад 5 м повинні бути оснащені страхувальними елементами (фали, уловлювачі), металевими дугами та мати фіксацію. Монтаж виконується лише з підмостів або попередньо закріплених конструкцій.

До початку монтажу потрібно встановити схему передавання сигналів між керівником монтажу та кранівником. Усі сигнали подає одна визначена особа (наприклад, бригадир, ланковий або такелажник). Сигнал «Стоп» має право подати будь-який працівник при виникненні небезпеки.

Якщо об'єкт монтажу не перебуває у полі зору кранівника, між ним і монтажниками обов'язковий надійний зв'язок. За відсутності такої можливості залучаються проміжні сигнальніки зі складу такелажників.

Залишати конструкції чи обладнання на крані під час перерви категорично заборонено.

Монтаж елементів із великою вітровою площею припиняється за вітру понад 10 м/с.

До виконання верхолазних робіт допускаються працівники від 18 років, які:

- пройшли медогляд;
- мають не менш ніж рік досвіду у висотних роботах;
- отримали 3-й розряд і пройшли навчання з охорони праці.

Працівники без досвіду протягом року працюють під наглядом досвідчених співробітників, призначених наказом керівника підприємства.

Фарбування та антикорозійна обробка конструкцій, якщо вони виконуються на місці, повинні здійснюватися до їхнього підйому. Після монтажу допускається фарбування лише в зонах стиків і з'єднань.

Електрозварювальні роботи.

До зварювання допускаються особи, які досягли 18 років, пройшли медичний огляд, професійну підготовку, склали іспит атестаційній комісії та мають відповідне посвідчення. Вони повинні мати групу з електробезпеки не нижче II.

Виконання зварювання або газополуменевих робіт на висоті понад 5 м дозволяється зварювальникам, які додатково мають рік досвіду висотних робіт та розряд не нижчий за III. Усі металеві частини зварювального обладнання мають бути знеструмленими, а вироби — заземленими.

Переміщення та складування вантажів. Не дозволяється стропування конструкцій, які перебувають у нестійкому положенні. Перед завантаженням і розвантаженням залізобетонних елементів монтажні петлі потрібно перевірити та очистити. Підбирають вантажозахоплювальні пристрої з урахуванням маси і типу вантажу. Стропи обирають із таким розрахунком, щоб кут між гілками не перевищував 90° , і відповідали вантажопідйомності. Перед підйомом необхідно звірити вантажопідйомність і встановлений виліт стріли зі значеннями на вказівнику крана.

Складування виконується рівномірно без порушення нормативних габаритів, без створення перешкод для проїзду і проходу. Майданчики мають бути вирівняні та мати дренаж для води. Заборонено розміщувати вантажі на неуцільненому насипному ґрунті.

Порядок складування конструкцій: – стінові панелі — в касетах або у вигляді пірамід;
– плити перекриття — у штабелях до 2,5 м на прокладках;
– колони, підкранові балки — у штабелях до 2 м;
– кроквяні та підкроквяні ферми — на металевих кондукторах;
– дрібносортовний метал — на стелажах до 1,5 м.

Відстані між автомобілями: – по осі руху — не менше 1,0 м;
– у разі паралельного розташування — не менше 1,5 м.

Якщо вантажівка стоїть біля будівлі, відстань до заднього борту або межі вантажу має бути не менше 0,5 м, до штабеля — не менше 1,0 м.

Організація безпечної роботи на майданчику. Внутрішньомайданчикові дороги мають бути обладнані дорожніми знаками згідно з ПДР України.

Швидкість руху:
– до 10 км/год — на прямих ділянках;
– до 5 км/год — на поворотах і в зоні проведення робіт.

Усі будівельні ділянки, робочі місця, підходи, проїзди та закриті приміщення повинні мати достатнє освітлення в темний період доби. Світильники не повинні засліплювати працівників. Освітлювальні системи повинні бути безпечними в експлуатації і не створювати ризик ураження електрострумом. Роботи в умовах недостатнього освітлення забороняються.

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Методичні вказівки до виконання архітектурної курсової роботи (АКР-3) «Промислова будівля» з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів будівельної спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання // Р.А. Тімченко, Д.А. Крішко. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 32 с.
2. Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи (РГР-2) «Громадська будівля» з курсу «Архітектура будівель і споруд» для студентів будівельної спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання // Р.А. Тімченко, Д.А. Крішко. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 70 с.
3. Методичні вказівки до курсового проектування «Розрахунок елементів міжповерхового монолітного перекриття з балковими плитами» з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання // В.І. Астахов, В.І. Гончар. – Кривий Ріг: КНУ, 2017. – 26 с.
4. Методичні вказівки до виконання курсового проекту №2 «Залізобетонні конструкції одноповерхової виробничої будівлі» з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання // Є.В. Люльченко. – Кривий Ріг: КНУ, 2017. – 16 с.
5. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з металевих конструкцій «Балочна клітка» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2012 р.
6. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Визначення навантажень і розрахунок рами каркасу одноповерхової промислової будівлі» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2012 р.
7. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Розрахунок та конструювання позacentрово-стиснутих одноступінчатих колон» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2012 р.
8. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Розрахунок та конструювання кроквяних ферм» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2010 р.
9. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій «Розрахунок та конструювання підкранових балок» // Сліпич О.О., Паршин О.В. – 2009 р.
10. Методичні вказівки до виконання курсової роботи на тему: «Проектування технології влаштування монолітних залізобетонних фундаментів з виконанням земляних робіт» з дисципліни «Технологія будівельного виробництва» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання // О.М. Грицаєнко, Д.В. Попруга. – Кривий Ріг: КНУ, 2021 – 76 с.
11. Методичні вказівки до виконання курсового та дипломного проектування з дисципліни «Зведення і монтаж будинків та споруд» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання. Частина 1 // О.І. Валовой, О.М. Грицаєнко, Д.В. Попруга. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 68 с.
12. Методичні вказівки до виконання курсового та дипломного проектування з дисципліни «Зведення і монтаж будинків та споруд» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання. Частина 2 // О.І. Валовой, О.М. Грицаєнко, Д.В. Попруга. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 64 с.
13. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація будівництва» спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» для студентів усіх форм навчання. Частина 1 // В.В. Афанасьєв, О.І. Валовой. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 44 с.
14. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація будівництва» спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» для студентів усіх форм навчання. Частина 2 // В.В. Афанасьєв, О.І. Валовой. – Кривий Ріг: КНУ, 2020 – 32 с.
15. Гетун Г.В. Основи проектування промислових будівель: навч. посіб. – К.: Кондор, 2009. – 210 с.
16. Гетун Г.В. Архітектура будівель і споруд. Кн. 1. Основи проектування. Вид. 2-ге.: Підр. – К.: Кондор-Видавництво, 2012. – 380 с.
17. Лінда С.М. Архітектурне проектування громадських будівель і споруд : навчальний посібник/ С.М. Лінда. – Львів: Видавництво Національного університету "Львівська політехніка",

2010. – 611 с.

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

19. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

29. Валоной О.І., Валоной М.О. Проектування та інженерні вишукування в будівництві, 2012. - 373 с.

30. Валоной О.І., Валоной М.О. Технологія будівельного виробництва, 2012. - 610с.

31. Валоной О.І., Валоной М.О. Організація будівництва, 2012. - 600с.

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

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

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

35. Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К.Черненко, М.Г.Ярмоленко, Г.М.Батура та інші. – К.: Вища шк., 2002. – 430 с.

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

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

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

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

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

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

42. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. - Київ: Мінбуд України, 2006. - 15 с.

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

44. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 97 с.
45. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Правила проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
46. ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Основні вимоги до проектної та робочої документації.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 58 с.
47. ДСТУ Б А.2.4-7:2009. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. - 75 с.
48. ДСТУ Б А.2.4-6:2009. Правила виконання робочої документації генеральних планів. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 34 с.
49. ДСТУ Б А.2.4-2:2009. Умовні позначки і графічні зображення елементів генеральних планів та споруд транспорту.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. - 27 с.
50. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. - Київ: Держспоживстандарт України, 2019. - 18 с.
51. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. - 199 с.
52. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 46 с.
53. Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт (до ДБН А.3.1-5-96 «Організація будівельного виробництва»). Частина 1. Технологічна та виконавча документація. – Київ, 1997.
54. ДБН А.3.2-2:2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с.
55. ДБН В.2.3-31:2016. Теплова ізоляція будівель. – К.: Укрархбудінформ, 2017. – 31 с.
56. Будівлі і споруди. Будівлі підприємств. Параметри. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 16 с.
57. Планування і забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. – К.: Мінрегіонбуд України, 2019. – 183 с.
58. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
59. ДСТУ-Н Б В.2.2-27:2010. Настанова з розрахунку інсоляції об'єктів цивільного призначення. – К.: Укрархбудінформ, 2010. – 81 с.
60. ДБН В.2.2-15:2019. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2019. – 39 с.
61. ДБН В.2.2-24:2009. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 133 с.
62. ДБН В.2.2-9:2018. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2019. – 43 с.
63. ДБН В.2.2-16:2005. Будинки і споруди. Культурно-видовищні та дозвілєві заклади. – К.: Укрархбудінформ, 2005. – 65 с.
64. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будинків і споруд. Основні положення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 64 с.
65. ДБН В.2.2-23:2009. Будинки і споруди. Підприємства торгівлі. – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 48 с.
66. ДБН В.2.2-5-97. Будинки і споруди. Захисні споруди цивільної оборони. – К.: Укрархбудінформ, 1998. – 119 с.
67. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення. – К.: Укрархбудінформ, 2018. – 133 с.