

КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

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

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедрою _____ Валоной М.О. _____

“ _____ ” _____ 20 _____ р.

ЗАВДАННЯ НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ (РОБОТУ) СТУДЕНТА

Рябокonia Артура Денисовича

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проектування будівництва трьохпролітної будівлі трубопрокатного цеху

затверджена наказом по інституту від «04» квітня 2026 р. № 196с

2. Термін здачі студентом закінченого проекту (роботи) «15» червня 2025 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Район будівництва – м. Львів. Призначення будівлі – трубопрокатний цех. Будівля – 3-прольотна, 1-поверхова, прямокутної форми у плані, розмірами в осях 96 х 90 м, опалювальна, зі змішаним освітленням. Ширина прольотів: 24 м, 18 м, 30 м. Довжина прольотів – 96 м, 84 м. Конструктивна схема будівлі – рамний каркас. Колони – збірні залізобетонні. Фундаменти – збірні, стаканного типу, що влаштовуються під колони. Зовнішні стіни будівлі – збірні залізобетонні панелі, що навішуються на колони каркасу. Внутрішні стіни – цегляні, товщиною 120 та 250 мм. Покрівля – м'яка рулонна, з трьох шарів руберойду та із захисним шаром ґравію. Підлога – цементно-бетонна у промисловому блоці, лінолеум та керамічна плитка – у побутовому.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що їх належить розробити) Архітектурно-будівельна частина: опис об'ємно-планувального та конструктивного рішення, опис генплану, теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій. Розрахунково-конструктивна частина: розрахунок та конструювання залізобетонної конструкції на вибір. Основи та фундаменти – прийняти умовно, виконати аналіз та підбір. Технологічна та організаційна частина: розробка технологічної карти на влаштування фундаментів; розробка будівельного генерального плану, розробка календарного плану виробництва робіт. Техніко-економічна частина: порівняння варіантів механізації за економічною ефективністю. Охорона праці.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) _____
Архітектурно-будівельна частина – 1-2 арк. (плани, розрізи, фасади, генплан, вузли).
Конструктивно-розрахункова частина – 1 арк. (схема розташування та рамування, вузли,
специфікації залізобетонних конструкцій). Технологія та організація будівництва – 2 арк.
(технологічна карта на монтажні роботи, будівельний генеральний план, календарний
план виробництва робіт).

6 Дата видачі завдання
18.05.2026 р.

Керівник проекту/роботи _____ О.А. Паливода
 (підпис)

Завдання прийняв (ла) до виконання _____ А.Д. Рябоконь
 (підпис)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Пор. №	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Аналіз завдання, збір даних	18.05 – 21.05.26	
2	Архітектурно-будівельна частина	22.05 – 25.05.26	
3	Розрахунково-конструктивна частина	25.05 – 28.05.26	
4	Організаційно-технологічна частина	28.05 – 31.05.26	
5	Техніко-економічний розділ	01.06 – 03.06.26	
6	Охорона праці	03.06 – 04.06.26	
7	Висновки	04.06 – 05.06.26	
8	Оформлення роботи	05.06 – 07.06.26	
9	Проходження перевірки, отримання рецензії, відгуку, підготовка до захисту	05.06 – 15.06.26	

Студент-дипломник _____
 (підпис)

Керівник проекту _____
 (підпис)

ЗМІСТ

ВСТУП

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Загальна характеристика запроектованої будівлі

1.2 Опис технологічних процесів

1.3 Генеральний план

1.4 Об'ємно-планувальне рішення будівлі

1.5 Конструктивне рішення будівлі

1.6 Розрахунок природного освітлення

1.7 Теплотехнічний розрахунок

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахунок і конструювання ребристої панелі розміром 3х6

3 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

3.1 Підрахунок обсягів робіт із влаштування стовпчастих фундаментів

3.2 Вибір методів провадження робіт та засобів механізації

3.3 Технологія зведення монолітних стовпчастих фундаментів

3.4 Контроль якості робіт

4 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

4.1 Методи виконання робіт

4.2 Визначення обсягів робіт

4.2 Складання картки-визначника мережевого графіка

4.3 Розрахунок ТЕП мережевого графіка

4.4 Розрахунок потреби у тимчасових адміністративних і санітарно-побутових будівлях та складських площ

4.5 Розрахунок тимчасового водопостачання

4.6 Розрахунок тимчасового електропостачання

4.7 Будівельний генеральний план

5 ОХОРОНА ПРАЦІ

5.1 Безпека монтажних робіт

5.2 Безпека електрозварювальних робіт

5.3 Безпека переміщення і складування вантажів

5.4 Організація безпечної роботи на будівельному майданчику

ВИСНОВКИ

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

Склад графічної частини:

Аркуш 1: Генплан, фасади;

Аркуш 2: Розрізи, плани

Аркуш 3: Обалубні креслення плити; каркаси; специфікації; відомість витрат сталі

Аркуш 4: Схема руху кранів; схеми монтажу; календарний графік монтажних робіт; відомість потреби в механізмах; ТЕП

Аркуш 5: Будгенплан; календарні графіки; графік руху робітників; ТЕП

ВСТУП

Сучасний етап розвитку промислового комплексу України потребує реновації та зведення нових виробничих потужностей, які відповідають жорстким вимогам енергоефективності, технологічності та економічної доцільності. Трубопрокатна галузь є важливою ланкою металургійного та машинобудівного секторів, що зумовлює потребу у проектуванні сучасних цехів із високим рівнем механізації та оптимізованими об'ємно-планувальними рішеннями. Використання комбінованих каркасів зі збірного залізобетону та профільних металевих конструкцій дозволяє забезпечити необхідну тримальну здатність промислових будівель, знизити матеріаломісткість та скоротити терміни будівництва. Оптимізація організаційно-технологічних рішень, зокрема вибір раціональних засобів механізації та ефективне планування будівельного майданчика, є ключовим фактором успішної реалізації таких інженерних проєктів у конкретних географічних умовах, зокрема в місті Львові.

Об'єкт дослідження — процес архітектурно-будівельного та організаційно-технологічного проєктування будівництва багатопролітних промислових будівель каркасного типу.

Предмет дослідження — конструктивні елементи, технологія зведення підземної частини, вибір засобів механізації та параметри організації будівельного виробництва під час спорудження трьохпролітної будівлі трубопрокатного цеху в м. Львів.

Мета випускної роботи — розробка комплексного інженерно-будівельного, розрахунково-конструктивного та організаційно-технологічного проєкту будівництва промислової будівлі трубопрокатного цеху у м. Львові з обґрунтуванням оптимальних техніко-економічних рішень.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити такі завдання:

1. Обґрунтувати об'ємно-планувальні та архітектурно-конструктивні рішення промислового корпусу й адміністративно-побутового корпусу (АПК), виконавши теплотехнічний аналіз огорожувальних конструкцій та розробку генерального плану;

2. Виконати інженерний розрахунок та проектування тримальних елементів покриття, зокрема збірної залізобетонної панелі розміром 6×3 м із визначенням навантажень, зусиль та необхідної площі армування;

3. Провести порівняльний техніко-економічний аналіз варіантів механізації бетонних робіт для визначення найбільш економічно доцільної схеми укладання бетону;

4. Розробити технологічну карту на зведення підземної частини будівлі (стовпчастих фундаментів) із підбором провідного монтажного механізму;

5. Розрахувати параметри організації будівельного виробництва, включаючи потребу в матеріально-технічних ресурсах, тимчасових спорудах і мережах, та побудувати календарний графік і будівельний генплан;

6. Опрацювати комплекс заходів з охорони праці та техніки безпеки на будівельному майданчику.

Методи дослідження: у роботі використано загальнонаукові та спеціальні інженерні методи: аналітичний та порівняльний аналіз (при виборі методів механізації), методи будівельної механіки та розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами (при проектуванні панелі покриття), а також методи сітьового та лінійного планування (при розробці календарного графіка).

Практичне значення отриманих результатів полягає у створенні готового до реалізації комплексного проектного рішення промислової будівлі у м. Львів, що забезпечує нормативну тривалість будівництва за оптимального використання трудових і технічних ресурсів та суворого дотримання вимог безпеки життєдіяльності.

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

						КНУ.БР.192.26.196с.11.АР		
Зм.	Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Архітектурно-будівельний розділ			
Керівник	Паливода							Літера
Консультант	Паливода							Аркуш
Дипломник	Рябоконь							Аркушів
Зав. каф.	Валовой М.							
Н. контроль	Паливода							БІ-22-1

1.1 Загальна характеристика запроектованої будівлі

Конструктивний тип будівлі – будівля каркасна з залізобетонним каркасом.

Клас будівлі – II.

Ступінь довговічності – II

Ступінь вогнестійкості – II.

Кліматичний район по фізико-географічним характеристикам – I.

1.2 Опис технологічних процесів

Цех входить до складу металургійного заводу. Основне технологічне обладнання — трубопрокатний стан та нагрівальні печі — розміщуються в середньому прольоті. В одному з крайніх прольотів розміщується заготовче відділення, де виконуються приймання, контроль якості, порізка та підготовка вихідних металевих заготовок до прокату. Відділення термообробки та фінішної обробки готових труб розміщене в тому ж прольоті, що й заготовче, безпосередньо поряд із ділянкою правки. У другому крайньому прольоті в спеціально обладнаних засіках і стелажах розміщені склади готової продукції, палива, технологічного мастила та інструменту. В трубопрокатному цеху є допоміжні приміщення, такі, як ремонтна майстерня, дільниця підготовки валків та лабораторія контролю якості..

1.3 Генеральний план

Для ливарного цеху розроблено генеральний план відповідно з ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», санітарними та протипожежними нормами і в технологічному взаємозв'язку з іншими будівлями та спорудами.

При проектуванні генерального плану на його територію розподілено на передзаводську і виробничу зони.

На передзаводській території розташовані: їдальня, адміністративна будівля, тимчасова стоянка автотранспорту та інше.

На виробничій території, крім проєктованого цеху, розміщені наступні будівлі і споруди: склад готової продукції, ремонтні майстерні і т.д.

Напрямок вітрів забезпечує добре провітрювання будівлі, а в зимовий період –

видування снігу з між ліхтарного простору.

Внутрішньозаводський транспорт – автомобільний.

Ширина доріг та проїздів прийнята 6 м (від до 10.5 м) радіус. закруглення – 12 м.

Запроектовано благоустрій ділянки. Дороги, майданчики, тротуари – заасфальтовано. Навколо будівлі запроектовано асфальтове вимощення шириною 1 м.

Виконано озеленення ділянки. Посаджено декоративні дерева, кущі, посіяно багаторічні трави, квітники.

Основні техніко-економічні показники за генпланом зведені в таблицю 1.1.

Таблиця 1.1 – Техніко-економічні показники за генпланом

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
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	

1.4 Об'ємно-планувальне рішення будівлі

Будівля, що проектується – ливарний цех, має розміри в осях 108 x 72 м.

Будівля одноповерхова, Г-образної (прямокутної) форми у плані, багатопролітна, прольоти одного (різного) напрямлення.

У будівлі запроектовано ворота, а для проходу робітників передбачені хвіртки.

У кожному з прольотів передбачено мостові крани, вантажопідйомністю згідно завданню, відмітка головки кранової рейки залежить від виду колон.

По осі «М» та «8» улаштовані температурні шви з двох спарених колон.

Крок колон окремої залізобетонної будівлі – 6 м.

Крок крайніх / середніх колон залізобетонної будівлі – 6 / 6 м.

Прив'язка колон крайніх рядів до поздовжніх координаційних осей – «250».

Колони середнього ряду розміщуються симетрично, по відношенню до координаційних осей, осі проходить по середині перерізу колон.

Поперечні координаційні осі проходять по середині перерізу колон за винятком

біля торців і біля деформаційних швів, вісь колони зміщена всередину на 500 мм.

Основні техніко-економічні показники будівлі зведені в таблицю 1.2.

Таблиця 1.2 – Техніко-економічні показники будівлі

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа забудови	м ²	11280	
2	Будівельний об'єм	м ³	231120	
3	Корисна площа	м ²	10584	
4	Планувальний коефіцієнт	—	$K_1 = 20,5$	
5	Об'ємний коефіцієнт	—	$K_2 = 0,94$	

1.5 Конструктивне рішення будівлі

Будівля каркасна з повним каркасом. Просторова жорсткість будівлі в поперечному напрямку забезпечується поперечною рамою, утвореною замоноличуванням колон в фундаментах і міцним зварюванням ферм (балок) з колоною.

У поздовжньому напрямку – фундаментними балками, підкрановими балками, зв'язками і диском плит покриття привареними до несучих елементів покриття.

1.5.1 Колони

Вибір колон проводиться відповідно до параметрів схеми, зазначених в завданні на проектування. Конструкція збірних залізобетонних колон залежить від об'ємно – планувального рішення промислової будівлі і наявності того чи іншого виду підйомно-транспортного устаткування визначеної вантажопідйомності. За конструктивним рішенням колони підрозділяють на одно- і двогілкові, за місцем розташування в будівлі – на крайні, середні й фахверкові, розташовані в торцевих або поздовжніх стінах.

Розміри колони підбирають за такими умовами: місце розташування в будівлі, висота будівлі, величина прольоту, крок колон і вантажопідйомність кранів.

В одноповерхових будівлях для улаштування торцевих і поздовжніх фахверків застосовують збірні залізобетонні колони. Фахверкові колони встановлюють біля торцевих стін і між основними колонами в поздовжніх стінах при кроці крайніх колон

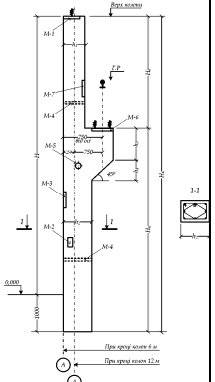
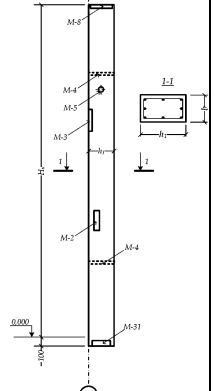
12 м і довжині стінових панелей 6 м. Ці колони призначаються для кріплення стінового огородження, вони частково сприймають масу стін і вітрові навантаження. Фахверкові колони можуть бути збірними залізобетонними і сталевими.

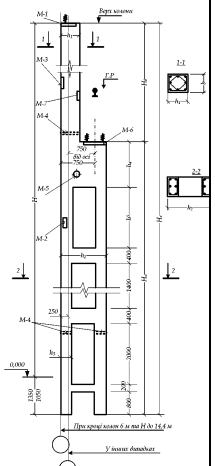
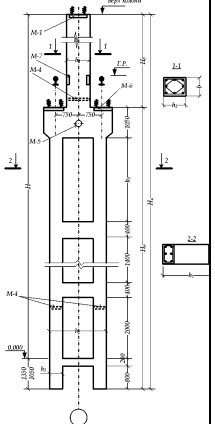
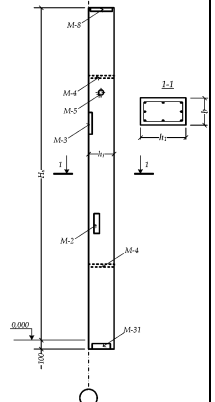
Збірні залізобетонні колони фахверка виконують суцільними квадратного перерізу 400 х 400 мм.

Довжина колон розрахована на їхнє використання в будівлях.

За вихідними даними підбираємо збірні залізобетонні колони (табл. 1.3)

Таблица 1.3 – 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							
ЗКД144		6	30	15570	4920	10650	1900 x 600
Фахверкові колони залізобетонної будівлі							
ЗКФ145-1		6	30	14500			400 x 400

1.5.2 Фундаменти

У дипломному проєкті застосовується збірний залізобетонний фундамент із підколонником стаканного типу для збірних залізобетонних колон та одне-, двох- чи триступінчастою плитною частиною (табл. 4).

Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту під залізобетонну колону визначається способом забезпечення жорсткого з'єднання колони з фундаментом, що

досягається закладенням нижнього кінця колони в спеціальний стакан фундаменту.

Для скорочення загальної номенклатури уніфіковано розміри підколонника і фундаменту (розміри в плані кратні модулю 300 мм) та позначка верха стакану (-0,150 м). Розміри стакану на 150 мм зверху і на 100 мм знизу більше розміру колони.

Розміри підколонника в плані підбираються відповідно прийнятим розмірам перерізу колони. Розміри підосви і кількість уступів приймаються відповідно вантажопідйомності кранового обладнання. Для фундаментів під колони середнього ряду розміри підосви приймаються в $1,5 \div 2$ рази більше аналогічних розмірів для колон крайніх рядів.

Під фахверкові колони можуть бути прийняті фундаменти з одним уступом і розмірами підколонника 0,9 x 0,9 м.

Фундамент під суміжні колони в місцях улаштування поздовжніх і поперечних температурних швів виконується спільний незалежно від числа колон у вузлі. Розміри підосви фундаментів під суміжні колони призначаються шляхом підсумовування розмірів підосви під кожену колону з урахуванням вставки між осями колон і при дотриманні кратності розмірів підосви модулю 300 мм. Якщо ж шов осадочний, то під кожену колону виконується свій незалежний фундамент.

Прив'язка фундаментів до координаційних осей визначається прив'язкою колон. Варто враховувати, що більший розмір підколонника і підосви фундаменту розташовується в поперечному напрямку, а менший – у поздовжньому напрямку.

Глибина закладення фундаментів з урахуванням навантажень від будівлі, що проектується, і стосовно до нормальних ґрунтових і кліматичних умов прийнята -2.550 м. Колони замонолічуються у фундаменті бетоном на дрібному заповнювачі.

Під стіни запроектовані фундаментні балки, які опираються на бетонні стовпчики, встановлені на верхню ступінь фундаменту. По обрізу фундаменту на товщину стіни до відмітки 0,030 м улаштовується набетонка. У місцях установки воріт фундаментні балки не укладаються, а улаштовується монолітний бетонний фундамент товщиною 500 мм, довжиною – 6 м, в який закладаються анкерні болти для кріплення ворітних рам. По верху фундаментних балок улаштовується гідроізоляція з одного шару цементного розчину товщиною 30 мм, складу 1: 2.

Таблиця 1.4 – Збірні фундаменти стаканного типу

Марка фундаменту	Ескіз	Переріз колони, мм	Розміри стакану і підколонника, мм	Розміри сходин, мм	Висота схи́дця фундаменту, мм
1	2	3	4	5	6
під колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі					
ФБ 19-24	Technical drawing of foundation FB 19-24. The cross-section shows a column with a diameter of 600 mm and a height of 300 mm. The base is a concrete slab with a thickness of 150 mm. The plan view shows a square base with side lengths of 1500 mm and 1200 mm. The drawing includes labels for 'Підколонник' (sub-column) and 'Плита' (slab).	600 x 400	1500 x 1500 1200 x 1200	2100 x 1800 2700 x 1800	300
під фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі					
ФА 1-6	Technical drawing of foundation FA 1-6. The cross-section shows a column with a diameter of 400 mm and a height of 300 mm. The base is a concrete slab with a thickness of 150 mm. The plan view shows a square base with side lengths of 1200 mm and 900 mm. The drawing includes labels for 'Підколонник' (sub-column) and 'Плита' (slab).	400 x 400	1200 x 1200 900 x 900	1500 x 1500	300
під колони крайнього ряду залізобетонної будівлі					
ФД 51-55	Technical drawing of foundation FD 51-55. The cross-section shows a column with a diameter of 1400 mm and a height of 500 mm. The base is a concrete slab with a thickness of 150 mm. The plan view shows a rectangular base with side lengths of 2400 mm and 1500 mm. The drawing includes labels for 'Підколонник' (sub-column) and 'Плита' (slab).	1400 x 500	2400 x 1500 2100 x 1200	3000 x 2100 3600 x 2100 4200 x 2700	300

під колони середнього ряду залізобетонної будівлі					
ФЕ 31-35		1900 x 600	3000 x 1500 2700 x 1200	3600 x 1800 4200 x 2400 4800 x 3000	300
під фахверкові колони залізобетонної будівлі					
ФА 1-6		400 x 400	1200 x 1200 900 x 900	1500 x 1500	300

1.5.3 Фундаментні балки

Для обпирання фундаментних балок улаштовуються бетонні стовпчики – підбетонки площею перерізу 0,3 x 0,6 м. Верх стовпчиків приймається на позн. -0.45 м при висоті фундаментних балок 0,4 м і кроці колон 6 м. Позначка верха фундаментної балки приймається на 30 мм нижче рівня чистої підлоги (позначка -0,03 м). Для забезпечування балок від деформації при здиманні ґрунтів, знизу чи з їхніх боків роблять підсипання з шлаку чи грубозернистого піску. З метою утеплення пристінної робочої зони ширина підсипання з утеплювача в опалювальних будівлях може складати 1...2 м. Уздовж фундаментних балок на поверхні ґрунту влаштовують асфальтове вимощення шириною 1 м з нахилом від стіни будівлі 3 – 5%.

Довжина фундаментної балки залежить від її розташування в будівлі (кутові, рядові, поряд з температурними швами), кроку колон і від розміру підколонника в плані (табл. 1.5).

Таблиця 1.5 – Збірні фундаментні балки

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

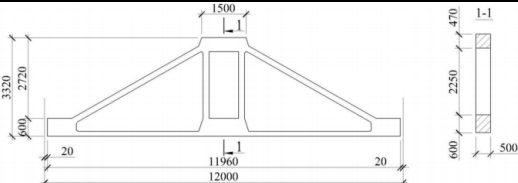
1.5.4 Кроквяні та підкроквяні конструкції

На колони опираються несучі елементи покриття кроквяні ферми – сегментні, безрозкісні, з паралельними поясами і полігональні прольоти 18, 24 м, балки з паралельними поясами, двосхилі, гратчасті прольоти 12, 18 м (табл. 6). Вони кріпляться за допомогою накладних сталевих листів, які приварені до закладних деталей ферм та анкерними болтами колони. Після вивірки ферми, балки у проектне положення всі елементи обкручують.

При кроці крайніх колон 6 м, а середніх колон 12 м на колони середніх рядів спочатку встановлюють підкроквяні ферми чи балки. Кріпляться підкроквяні конструкції до колони за допомогою зварювання закладних деталей стельовим швом.

Таблиця 1.6 – Збірні кроквяні та підкроквяні конструкції

Марка конструкції	Ескіз	L, м	Крок, м	Розміри, мм
1	2	3	4	5
кроквяна конструкція окремої залізобетонної будівлі				
ФПП 6-18		18	6	18000 x 2700
кроквяні конструкції залізобетонної будівлі				
ФПП 6-24		24	6	24000 x 2700

підкровоквяні конструкції залізобетонної будівлі					
ПФ-12			12	12	11960 x 3300

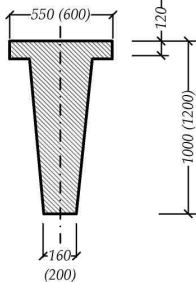
1.5.5 Підкранові балки

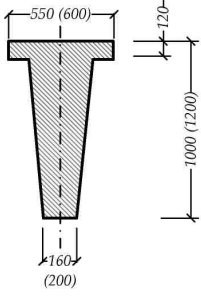
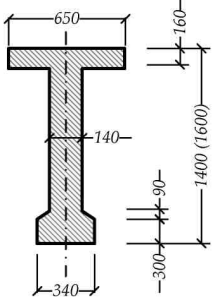
У дипломному проекті передбачене застосування опорних мостових кранів (при вантажопідйомності $Q = 10 \div 50$ т) (табл. 1.7). Підкранові балки з покладеними по них рейками утворюють шлях руху мостових кранів і міцно з'єднуючись з колонами, додають каркасу будинку додаткову просторову жорсткість

Залізобетонні підкранові балки в одноповерхових промислових будівлях застосовують при кроці колон 6 і 12 м і вантажопідйомності крана до 50 т. За умовами технологічності виготовлення і монтажу їх улаштовують розрізними. Залізобетонні підкранові балки мають тавровий переріз, висота типових балок прольотом 6м – 800 і 1000 мм, а 12 м – 1400 мм. По місцю розташування в будівлі підкранові балки розрізняють торцеві – поряд з торцевими стінами, рядові, температурні – поряд з температурними швами. Вони відрізняються друг від друга наявністю і розташуванням закладних деталей для кріплення до колон.

Після установки і вивірки підкранових балок їх прикріплюють до колон; внизу на болтах і зварюванні, вгорі – приваркою вертикально поставленого листа до закладних деталей у колоні і балці. По верху підкранових балок укладають кранові рейки і закріплюють лапками – притисками на пружних прокладках.

Таблиця 1.7 – 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

1.5.6 Зв'язки

На рішення системи вертикальних зв'язків впливають: висота будівлі, наявність чи відсутність у будівлі мостових кранів і рішення покриття (висота балок чи опорної стійки ферм).

У будівлях, обладнаних мостовими кранами, вертикальні зв'язки по колонах устанавлюються нижче рівня підкранових балок в одному (бажано середньому) кроці колон кожного температурного відсіку (рис. 1). При цьому підкранові балки розглядають як розпірки вертикальних зв'язків. Якщо по вимогах технології не можна розташувати вертикальні зв'язки в середньому кроці колон температурного відсіку, допускається їх перенос у сусідній крок.

Якщо є підкроквяні ферми, то вони виконують функції розпірок по колонах, і спеціальні елементи розпірок не встановлюються.

Крім обговорених вертикальних зв'язків по колонах передбачаються вертикальні зв'язки по ліхтарях і по підвісним крановим шляхам

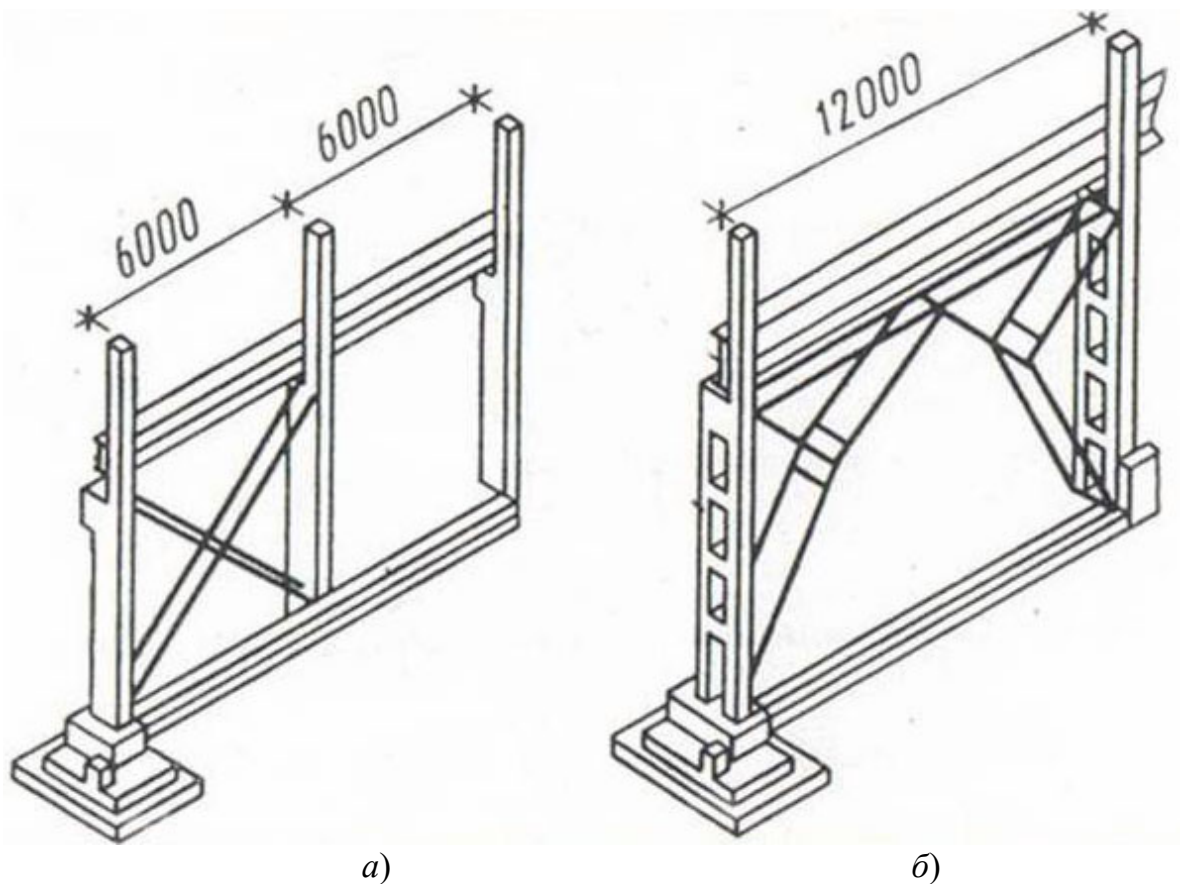


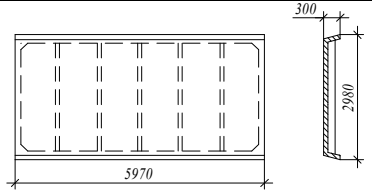
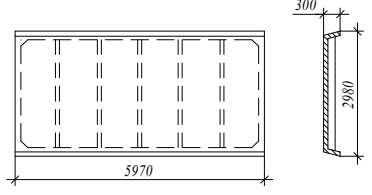
Рисунок 1.1 – Зв’язки: *а* – при кроці колон 6 м; *б* – при кроці колон 12 м.

1.5.7 Плити покриття

Залізобетонні плити, що служать основою для покрівлі, укладають по поперечних кроквяних конструкціях (табл. 1.8). При кроці кроквяних конструкцій 6 м використовуються плити 3×6 м і 1,5×6 м, а при кроці 12 м – 12×6 м і 1,5×12 м. В основному застосовують плити шириною 3 м, що відповідає відстані між вузлами кроквяних конструкцій. Плити шириною 1,5 м використовують головним чином у розжолобках, коли для сприйняття навантаження, що виникає від відкладення снігу, несуча здатність плит шириною 3 м виявляється недостатньою.

Всі плити мають по кінцях несучих поздовжніх ребер закладні деталі, які приварюються до закладних деталей ферм. Шви між панелями заповнюються цементним розчином М100. У торцях будівель і температурних швах закладні деталі плит для кріплення зміщені на 500 мм.

Таблиця 1.8– 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

1.5.8 Стінове огороження

Стіновими панелями огорожують опалювальні й неопалювані будівлі незалежно від матеріалу і конструкції каркаса при кроці колон 6 і 12 м. Висоту панелей в більшості випадків приймають в 1,2 і 1,8 м, довжину – 6 і 12 м. Низ першої за висотою панелі сполучають, як правило, з позначкою підлоги будівлі. За конструктивними і монтажними умовами верхній ряд панелей у межах висоти приміщення рекомендується встановлювати нижче ферм на 0,6 м, а верхній ряд панелей у межах висоти ферм – нижче верхнього пояса на 0,3 м.

При залізобетонному каркасі доцільно застосовувати легкобетонні самонесучі панелі. Відповідно до уніфікації висоту основних стінових панелей підпорядковують модулю 300 мм і приймають 1,2 і 1,8 м, підкарнизних і парапетних – 0,9 і 1,5 м. Цокольну панель приймають в основному висотою 1,2 м, але вона може бути і вище, якщо це диктується технологічними міркуваннями. У кутах будівель, де основні колони каркаса зміщені з поперечної координаційної вісі на 500 мм, застосовують поздовжні панелі чи панелі з добірними вкладишами.

У торцевих стінах будівлі панелі кріплять до фахверкових колон.

Товщину горизонтальних швів між стіновими панелями приймають 15 мм, вертикальних – 20-30 мм відповідно при панелях довжиною 6 і 12 м. У результаті

температурних і усадочних деформацій панелей товщина швів періодично змінюється, тому матеріал заповнення швів повинен бути пружним і еластичним, а також водонепроникним і атмосферостійким. Для надійної герметизації швів використовують пружні синтетичні профільні прокладки з пороізолу чи герніту, а також різні водостійкі мастики.

Стіни запроектовані самонесучі панельні з одношарових панелей (табл. 8), товщиною 300 мм, які кріпляться до колон за допомогою зчепу з двох кутиків 125 х 16 мм, $L = 100$ мм, приварених до закладних деталей колони та стінової панелі гнучким анкером з пластиною. Панелі повної заводської готовності із зовнішнім та внутрішнім фактурним шарами – цементно - піщаний розчин товщиною по 20 мм.

У місцях улаштування воріт, дверей стіни заповнюються цеглою М100 на розчині М50 товщиною 380 мм.

Таблиця 1.8 – 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

1.5.9 Вікна

Світлові прорізи в стінах можуть мати вигляд окремих вікон або стрічок (рис. 2). В будівлях значної висоти та в будівлях, обладнаних мостовими кранами, вікна

розташовують в два, а інколи й в три яруси. Заповнюють прорізи окремими блоками або віконними панелями, які виконуються зі сталі.

Каркас віконних заповнень утворюється імпостами (вертикальними стійками), розташованими через 1,5 або 2 м і приварюється до закладних деталей в панелях-перемичках. Глухі рами і рами, що відкриваються з верхньою, нижньою або бічною підвіскою прикріплюються до імпостів болтами. Козирки влаштовуються тільки над рами, що відкриваються.

Сталеві віконні панелі для 6-метрового кроку колон виконуються з розмірами $6 \times 1,2$ і $6 \times 1,8$ м. При висоті прорізу до 20 м вони встановлюються одна над одною і скріплюються болтами М12. При більшій висоті будівлі в заповнення необхідно вводити ригель з прокатних профілів для сприйняття власної ваги панелей і вітрового навантаження. Скло, окантовано гумовим профілем, в глухих панелях кріпиться безпосередньо до несучої рами.

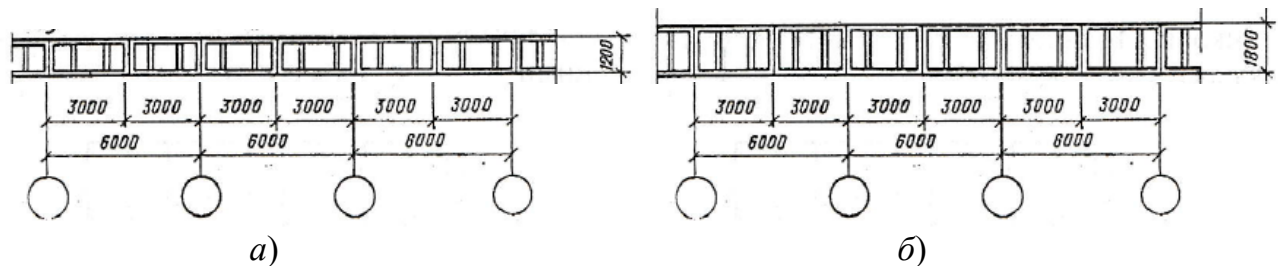


Рисунок 1.2 – Вікна: *а* – при висоті 1,2 м; *б* – при висоті 1,8 м.

1.5.10 Ворота

У дипломному проекті застосовуються розпашні ворота для автомобільного транспорту різної вантажопідйомності. Для автотранспорту – з розмірами $3,6 \times 4,2$ м (рис. 1.3).

Рама воріт складається з ригеля і двох стійок, що встановлюються на фундамент і закріплюються до нього анкерними болтами. Раму встановлюють із зовнішньої сторони будівлі. З зовнішньої сторони воріт, призначених для безрейкового транспорту, роблять похилі бетонні з'їзди – пандуси.

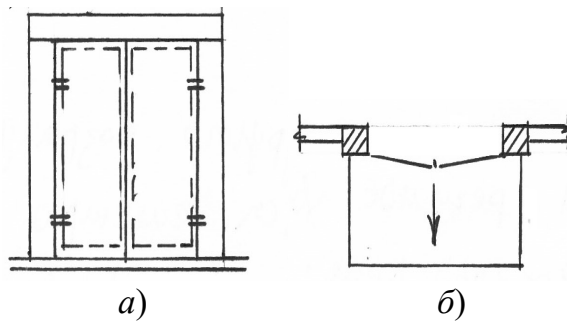


Рисунок 1.3 – Розпашні ворота: *а* – вид з торця; *б* – вид згори.

1.5.11 Покрівля та система водовідводу

Покрівля запроектована суміщена невентильована рулонна з двох шарів руберойду з захисним шаром із гравію, втопленого у бітумну мастику (рис. 1.4). По вирівняній поверхні плит улаштовують пароізоляцію з одного шару руберойду на бітумній мастиці. У місцях примикання покрівлі до парапету та інших вертикальних поверхонь покрівля посилюється трьома додатковими шарами руберойду, які перекривають один одного на 150-100 мм. Вони заводяться на стіну на 250 мм та кріпляться до панельних стін дюбелями з кроком 600 мм через сталеву полосу 40 x 4 мм і фартух з оцинкованої сталі. Потім зверху стик замазують герметизуючою мастикою.

Водовідвід запроектований внутрішній організований. Водостоківі лійки встановлюють у знижених місцях – розжолобках не рідше, ніж через 48 м. Водоприймальні лійки встановлюють з прив'язкою до координаційних осей до поздовжніх 450 мм та до поперечних 500 мм..

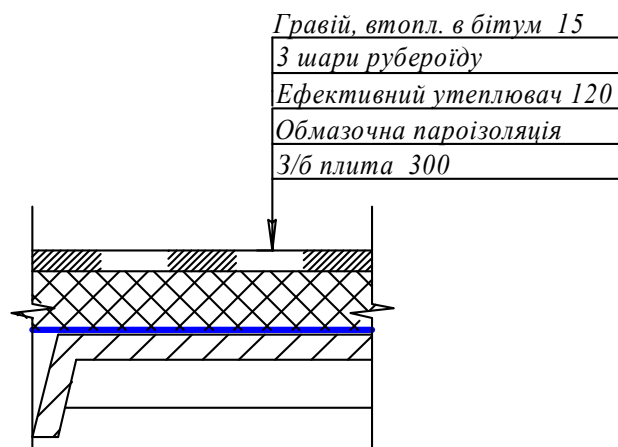


Рисунок 1.4 – Фрагмент покрівлі

1.5.12 Ліхтарі

За призначенням ліхтарі розподіляють на світлоаераційні, аераційні та світлові.

Тип ліхтарів та їх конструктивне рішення приймають з урахуванням потрібних параметрів середовища приміщення, кліматичних умов району будівництва, тощо.

У курсовому проекті застосовуються світлоаераційні ліхтарі шириною 6 та 12 м, подвійні. Висота скла 1750 мм, відкриваються на кут до 70° від вертикалі приладами з електричним приводом.

Ліхтарі розміщують паралельно повздовжньої осі будівлі. З метою зручності експлуатації та за пожежними вимогами довжина ліхтарів повинна бути не більше 84 м. Якщо потрібна більша довжина, то ліхтарі влаштовують з розривами, величину яких приймають рівною або кратною кроку кроквяних конструкцій. За тим же міркуванням ліхтарі не доводять до торцевих стін на 6 м. Для приміщень з прольотами 12 і 18 м застосовують ліхтарі шириною 6 м, для приміщень з більшими прольотами – шириною 12 м. Каркас ліхтаря складається з поперечних сталевих рам та поздовжніх елементів. До останніх відносять: бортові плити, прогони для кріплення елементів заповнення світлових прорізів, елементи покриття та зв'язки.

Покриття ліхтаря влаштовують однаковим з покриттям будівлі.

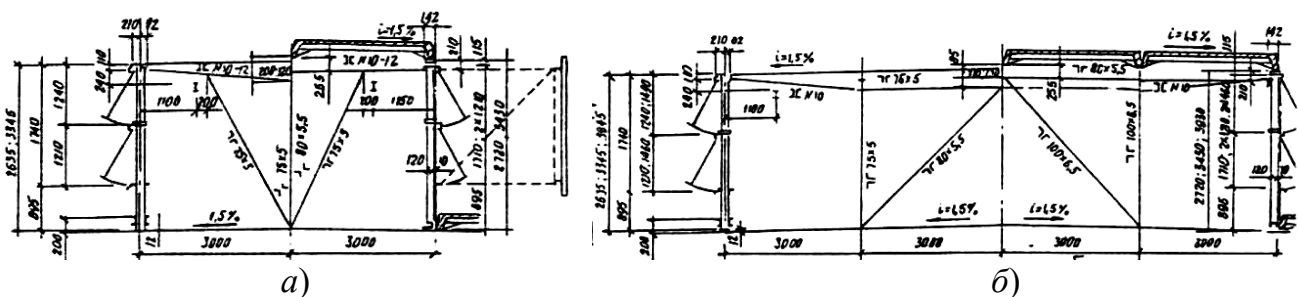


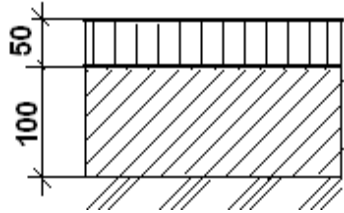
Рисунок 1.5 – Ліхтарі: а – при ширині 6 м; б – при ширині 12 м

1.5.13 Підлоги

При виборі виду і конструкції підлоги виходять з характеру виробничих дій на неї і забезпечення довговічності й експлуатаційної надійності підлоги. Основними конструктивними елементами підлог є покриття, підстильний шар, прошарок, стяжка, гідроізоляція і основа. Підлоги проектуються відповідно призначенню приміщень, в залежності від характеру впливу на підлогу або спеціальних вимог до нього.

Склад підлоги, матеріал та товщину шарів кожного виду підлоги вказано в експлікації підлог та на кресленнях (табл. 1.9).

Таблиця 1.9 – Експлікація підлог

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

1.5.14 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.

1.6 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 – краснуватو-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:

$$S_0 = \frac{S_n \cdot k_3 \cdot e_n \cdot \eta_0 \cdot \kappa_{30}}{100 \cdot \tau_0 \cdot r_1} = 1095 \text{ м}^2$$

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

$k_3 = 1,5$ - коефіцієнт запасу;

$\eta_0 = 14$ - світлова характеристика вікна;

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

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

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

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

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

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

$\kappa_{30} = 1$ - коефіцієнт, що враховує затінення вікон протилежними спорудами;

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

Для визначення r_1 знаходять середній коефіцієнт відбиття:

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

де $\rho_1, \rho_2, \rho_3, S_1, S_2, S_3$ - відповідно коефіцієнти відбиття та площі поверхонь стелі, стін та підлоги

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

1.7 Теплотехнічний розрахунок

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

Будівля відноситься до **II групи** за внутрішньою температурою і відносною 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: $\gamma = 1200 \text{ кг} / \text{м}^3$, $\delta = 300 \text{ мм}$,
 $R = 0,74 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$, $\lambda = 0,46$

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.

1 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

						КНУ.БР.192.26.196с.11.КЗ		
Зм.	Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Розрахунково-конструктивний розділ			
Керівник	Паливода							Літера
Консультант	Паливода							Аркуш
Дипломник	Рябоконь							Аркушів
Зав. каф.	Валовой М.							
Н. контроль	Паливода							БІ-22-1

2.1 Розрахунок і конструювання ребристої панелі розміром 3×6 м

2.1.1 Вихідні дані для проектування

Проектуванню підлягає ребриста панель 3×6 м для теплого без горючого покриття будівлі прольотом 24 м.

Клас бетонна по міцності на стискання В30. Бетон важкий $R_{bt,r} = R_{bt,ser} = 1.8 \text{ МПа} = 0.18 \text{ кН/см}^2$, $R_b = 17 \text{ МПа} = 1.7 \text{ кН/см}^2$, $R_{bt} = 1.2 \text{ МПа} = 0.12 \text{ кН/см}^2$, $E_b = 29000 \text{ МПа} = 2900 \text{ кН/см}^2$ (табл. П -I-I - П.1.3/1/), коефіцієнт умов роботи $\gamma_{b2} = 0.9$.

З урахуванням коефіцієнта γ_{b2} розрахунковий опір дорівнює:

$$R_b \cdot \gamma_{b2} = 1.7 \cdot 0.9 = 1.53 \text{ кН/см}^2, \quad R_{bt} \cdot \gamma_{b2} = 0.12 \cdot 0.9 = 0.1 \text{ кН/см}^2.$$

Напружувана арматура – стерженьова термічно зміцнена арматура Ат – V, $R_{s,n} = 785 \text{ МПа} = 78.5 \text{ кН/см}^2$, $R_s = 680 \text{ МПа} = 68 \text{ кН/см}^2$, $E_s = 190000 \text{ МПа} = 19000 \text{ кН/см}^2$ (табл. П .2.1, П.2.3/1/).

На тяжіння арматури виконується на упори електротермічним способом.

Ребриста плита відноситься до третьої категорії тріщиностійкості конструкції. При арматурі Ат-V $[a_{cre1}] = 0.3 \text{ мм}$, $[a_{cre2}] = 0.2 \text{ мм}$ (табл. П .3.1/1/).

Гранично допустимий прогин для елементів покриття при прольотах $6 < l < 7.5$ $[f] = 3 \text{ см}$.

Будівля будується у третьому сніговому районі $S_n = 1.2 \text{ кН/м}^2$ і відноситься до другого класу надійності по призначенню будівлі $\gamma_n = 0.95$.

2.1.2 Призначення розмірів панелі

Номінальні розміри панелі 3×6. Конструктивні розміри з урахуванням товщини швів для заливки розчином 2,98×5,97 м. Товщина полиці уніфікованої збірної панелі $h'_f = 25 \text{ мм}$. Висота панелі $h \geq l/20 = 6000/20 = 300 \text{ мм}$. Приймаємо $h = 300 \text{ мм}$. Попередньо призначаємо ширину середніх поперечних ребер: внизу-50

мм, зверху-100 мм. Висота середніх поперечних ребер -150 мм. Висота торцевих поперечних ребер -200 мм. Ширина поздовжніх ребер: внизу 75 мм; зверху 105 мм. Приведена ширина поздовжнього ребра 80 мм. Розміри збірної панелі приведені на рис. 2.1.2.

2.1.3 Розрахунок полиці

Розрахункове навантаження на 1 м² полки (табл. 3.1) – постійна:

- від ваги покриття

$$g_1 = 01,8 + 0,52 + 0,72 = 1,42 \text{ кН/м}^2$$

- від ваги полиці панелі товщиною 2,5 см ($\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$)

$$g_2 = b \cdot \gamma \cdot \gamma_f = 0,025 \cdot 25 \cdot 1,1 = 0,69 \text{ кН/м}^2 \text{ (для легкого бетону } \gamma = (1,2...2) \text{ кН/м}^3 \text{);}$$

снігове навантаження $S = 0,42 + 0,98 = 1,4 \text{ кН/м}^2$.

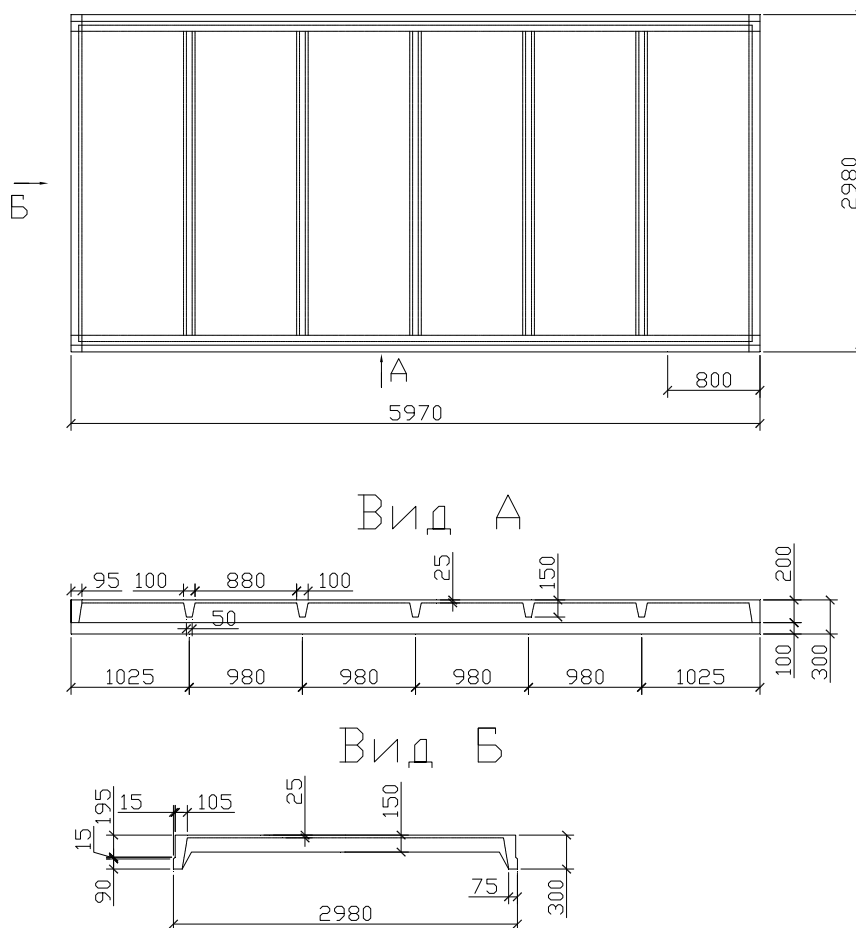


Рис. 2.1. Опалубочні креслення ребристої панелі 3×6 м.

Таблиця 2.1

Вид навантаження	Нормативне значення, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_f	Розрахункове значення, кН/м ²
Постійне: 2-шаровий рубероїдний килим на мастиці	0,15	1,2	0,18
цементна стяжка 2 см $\gamma=20$ кН/м ³ (0,02·20)	0,4	1,3	0,52
утеплювач - пінобетонні плити 12 см; $\gamma=5$ кН/м ³ (0,12·5)	0,6	1,2	0,72
ребриста панель з приведеною товщиною 5,3 см; $\gamma=0,25$ кН/м ³ (0,053·25)	1,33	1,1	1,46
Разом	2,48		2,88
Тимчасова від снігу: тривала (30 %)	0,36	1,14	0,42
короткочасна	0,84	1,14	0,98
Разом	3,48		4,28

Повне навантаження на полицю панелі:

$$P_1 = g_1 + g_2 + c = 1,42 + 0,69 + 1,4 = 3,51 \text{ кН/м}^2.$$

Полицю плити розглядаємо як багато проектну нерозрізну балку і в розрахунку враховуємо перерозподіл зусиль від розвитку пластичних деформацій.

Згинаючий момент з врахуванням коефіцієнта надійності по призначенню будівлі $\gamma_n = 0,95$:

$$M = \frac{P_1 \cdot \ell_0^2 \cdot \gamma_n}{11} = \frac{3,51 \cdot 0,88^2 \cdot 0,95}{11} = 0,235 \text{ кНм} = 23,5 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

де ℓ_0 - відстань в світлі між поперечними ребрами (рис. 2.1.2.).

Корисна товщина полиці плити:

$$h_0 = h - a = \frac{h'_f}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ см}.$$

Визначаємо коефіцієнт A_0 при $b = 100 \text{ см}$

$$A_0 = \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{23,5}{1,53 \cdot 100 \cdot 1,25^2} = 0,098$$

де $R_b = 1,53 \text{ кН} / \text{м}^2$ (вихідні дані).

По таблиці П.4.1 / 1 / знаходимо $\eta = 0,948$.

Площа перерізу арматури класу Вр-1 на смугу шириною 1 м:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{23,5}{36 \cdot 1,25 \cdot 0,948} = 0,57 \text{ см}^2.$$

Приймаємо зварну сітку

$$\frac{5Bp - I - (\times 200) + 100}{4Bp - I - (\times 250) + 100} \cdot 2940 \cdot 5900 \cdot \frac{C_1}{20}$$

(табл. п.2.10 / 1 /) з площею перерізу поздовжньої арматури на 1 м при кроці стержнів 20 мм $A_s = 5 \cdot 1,196 = 0,98 \text{ см}^2$, де 0,196 – площа перерізу стержня діаметром 5 мм.

2.1.4 Розрахунок поперечних ребер

Поперечні ребра запроектовані з кроком $\ell_1 = 98 \text{ см}$. Ребро зараховуємо як балку таврового перерізу з защемленою опорою.

Постійне розрахункове навантаження з урахуванням ваги 1 м ребра

$$g = (g_1 + g_2) \ell_1 + g_3 \gamma_f = (1,42 + 0,69) \cdot 0,98 + [(0,1 + 0,05) / 2] (0,15 - 0,025) \cdot 25 \cdot 1,1 = 2,45 \text{ кН} / \text{м}$$

снігове навантаження:

$$S = 1,4 \cdot 0,98 = 1,37 \text{ кН} / \text{м}.$$

Повне навантаження:

$$P_2 = g + S = 2,45 + 1,37 = 3,82 \text{ кН} / \text{м}.$$

Згинаючі моменти в прольоті і на опорі:

$$M = \frac{P_2 \cdot \ell_0^2 \cdot \gamma_n}{16} = \frac{3,82 \cdot 2,9^2 \cdot 0,95}{16} = 1,91 \text{ кНм} = 191 \text{ кНсм}.$$

Поперечна сила

$$Q = \frac{P_2 \cdot \ell_0 \cdot \gamma_n}{2} = \frac{3,82 \cdot 2,9 \cdot 0,95}{2} = 5,26 \text{ кН}.$$

Корисна висота перерізу ребра:

$$h_0 = h - a = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ см}.$$

Розрахунковий переріз поперечного ребра – тавровий з полицею в стиснутій зоні:

$$b'_f = 98\text{см} < b_p + 2(\ell / 6) = 10 + 2(290 / 6) = 106,7\text{см} .$$

Коефіцієнт:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{191}{1,53 \cdot 98 \cdot 1,25^2} = 0,008$$

По табл.4.1(1) приймаємо $\eta = 0,995$ та $\xi = 0,01$

$$\text{Уточнюємо: } X = \xi \cdot h_0 = 0,01 \cdot 12,5 = 0,13\text{см} < h'_f = 2,5\text{см}$$

Нейтральна вісь проходить в полиці.

Потрібна площа перерізу робочої арматури класа А-1

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \eta} = \frac{191}{22,5 \cdot 12,5 \cdot 0,995} = 0,68\text{см}^2$$

Приймаємо $\varnothing 10 A-I, A_s = 0,785\text{см}^2$

При рівності опорних і прольотних моментів верхній стержень каркаса Кр2 приймаємо як нижній, тобто $1\varnothing 10 A-I, A_s = 0,785\text{см}^2$.

Перевіряємо несучу здатність перерізу ребер на поперечну силу із умови роботи бетону на розтяг: $0,6R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,11 \cdot \left(\frac{5+10}{2}\right) 12,5 = 6,19\text{кН} > Q = 5,26\text{кН}$,

тобто ,розрахунок поперечної арматури не потрібен. Встановлюємо конструктивно поперечні стержні $\varnothing 3 Bp-I$.

2.1.5 Розрахунок повздовжніх ребер

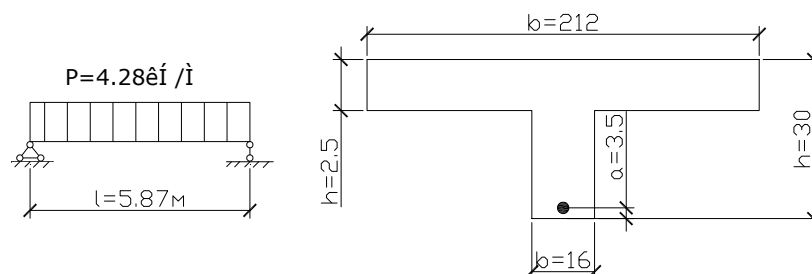
Розрахунковий прольот панелі при ширині опори 10 см:

$$l_0 = l - \frac{10}{2} \cdot 2 = 597 - 10 = 587\text{см}$$

Повне розрахункове навантаження (табл. 2.1): $P=4,28\text{кН/м}^2$

Приведена ширина полиці двох поздовжніх ребер $b=16\text{см}$.

Розрахункова ширина полиці таврового перерізу:



Максимальний згинаючий момент

$$M = \frac{P \cdot l_0^2 \cdot b_n \cdot \gamma_n}{8} = \frac{4.28 \cdot 5.87^2 \cdot 3 \cdot 0.95}{8} = 54.01 \text{ кН} \cdot \text{м} = 5401 \text{ кН} \cdot \text{см}, \text{ де } b_n - \text{номінальна}$$

довжина панелі.

$$\text{Робоча висота ребра } h_0 = h - a = 30 - 3.5 = 26.5 \text{ см}$$

$$\text{Розрахунковий випадок таврового перерізу: } M \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0.5 \cdot h'_f)$$

$$M = 5401 \text{ кН} \cdot \text{см} < 1.53 \cdot 212 \cdot 2.5 (26.5 - 0.5 \cdot 2.5) = 20475 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Умова виконується.

Нейтральна вісь проходить в межах полиці, тобто $X < h'_f$

Обчислюємо коефіцієнт α_m як для елементу прямокутного перерізу шириною

$$b'_f: \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{5401}{1.53 \cdot 212 \cdot 26.5^2} = 0.024$$

По табл. 4.1(1) приймаємо $\xi = 0.025$

Потрібна площа перерізу напружувальної арматури класа Ат- ($R_s = 68 \text{ кН} / \text{см}^2$)

при $\gamma_{s6} = \eta = 1.15$:

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot R_b}{R_s \cdot \gamma_{s6}} = \frac{0.025 \cdot 212 \cdot 26.5 \cdot 1.53}{1.15 \cdot 68} = 2.75 \text{ см}^2$$

За сортаментом (табл. 2.6 і 2.7 (1)) приймаємо $2\emptyset 14 A_T - V, A_{sp} = 3.08 \text{ см}^2$ і

розміщуємо по одному стержню у кожному ребрі.

$$\text{Коефіцієнт армування: } \mu = A_{sp} / b \cdot h_0 = 3.08 / 16 \cdot 26.5 = 0.0073.$$

$$\text{Процент армування: } \mu_{\%} = \mu \cdot 100 = 0.0073 \cdot 100 = 0.73\% > 0.05\%.$$

2.1.6 Розрахунок міцності по перерізам, нахиленим до поздовжньої вісі

Поперечна сила в опорних перерізах поздовжніх ребер панелі:

$$Q = 0.5 \cdot b_n \cdot P \cdot l_0 \cdot \gamma_n = 0.5 \cdot 3 \cdot 4.28 \cdot 5.87 \cdot 0.95 = 36.8 \text{ кН}$$

$$\text{Вплив зв'язів стиснутої полиці: } \varphi_f = \frac{0.75(3h'_0) \cdot h'}{b \cdot h_0} = \frac{0.75 \cdot (3 \cdot 2.5) \cdot 2.5}{16 \cdot 26.5} = 0.03 < 0.5$$

$$\text{Розраховуємо } B = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 2(1 + 0.03) 0.11 \cdot 16 \cdot 26.5^2 = 2546.1 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

В розрахунковому нахиленому перерізі $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, звідси

$$C = \frac{B}{0.5Q} = 2546.1 / 0.5 \cdot 36.8 = 138.4 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 26.5 = 53 \text{ см}, \text{ приймаємо } C = 53 \text{ см}.$$

Тоді $Q_b = \frac{B}{C} = \frac{2546.1}{53} = 48.04 > Q = 36.8 \text{ кН}$; тобто, поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

При $h \leq 450 \text{ мм}$ на при опорних ділянках поздовжніх ребер, рівних $\frac{1}{4}$ прольота, поперечні стержні встановлюємо конструктивно $\varnothing 3 \text{ Вр} - I$ з кроком

$$S_1 = h / 2 = 30 / 2 = 15 \text{ см}. \text{ на залишковій частині прольоту } S_2 = \frac{3}{4} h = \frac{3 \cdot 30}{4} = 22.5 \text{ см}.$$

Приймаємо $S_1 = 15 \text{ см}; S_2 = 20 \text{ см}$. Рекомендовано крок поперечних стержнів приймати кратним 5 см, у бік зменшення. Поперечні стержні поєднуються в каркас Кр1 спеціальними монтажними стержнями $2\varnothing 8 \text{ А} - I$.

2.1.7 Розрахунок повздовжніх ребер

Геометричні характеристики зведеного перерізу:

$$\text{коефіцієнт зведення для напруженої арматури } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19000}{2900} = 6.55.$$

Площа зведеного перерізу (рис. 2.3)

$$A_{red} = \sum A_{bi} + \alpha A_{SP} = 212 \cdot 2.5 + 27.5 \cdot 16 + 6.55 \cdot 3.08 = 990 \text{ см}^2$$

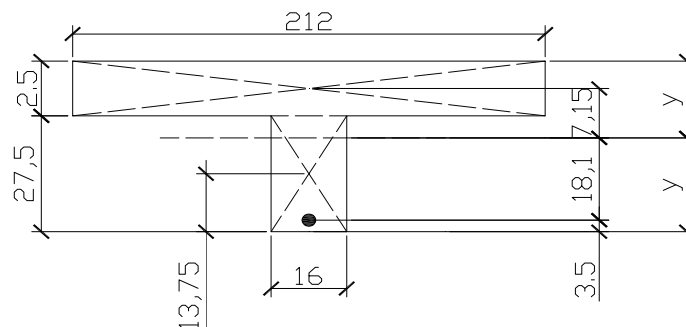


Рис. 2.3. Площа зведеного перерізу

Статичний момент зведеного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{red} = \sum S_{bi} + \alpha S_{SP} = 212 \cdot 2.5 \cdot 28.75 + 27.5 \cdot 16 \cdot 13.75 + 6.55 \cdot 3.08 \cdot 3.5 = 21358 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані перерізу до центра тяжіння:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 21358 / 990 = 21.6 \text{ см}$$

Відстань від верхньої грані перерізу до центра тяжіння:

$$y'_0 = h - y_0 = 30 - 21.6 = 8.4 \text{ см}$$

Момент інерції зведеного перерізу:

$$I_{red} = \sum I_{bi} + \alpha A_{sp} (y_0 - a)^2 = 212 \cdot 2.5^3 / 12 + 212 \cdot 2.5 \cdot 7.15^2 + 16 \cdot 27.5^3 / 12 + 16 \cdot 27.5 \cdot 7.85^2 + 6.55 \cdot 3.08 \cdot 18.1^2 = 88822 \text{ см}^4$$

Момент інерції для кожної простої фігури (рис. 3.3) підраховується відносно власної вісі $bh^3 / 12$ і відносно центра тяжіння зведеного перерізу.

Екстресинтет прикладення сили обтискування:

$$e_{op} = y_0 - a = 21.6 - 3.5 = 18.1 \text{ см}$$

2.1.8 Визначення втрат попереднього напруження арматури

Перші втрати напруги:

- від релаксації напружень в арматурі $\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp} = 0.03 \cdot 70.65 = 2.12 \text{ кН/см}^2$.

Значення σ_{sp} приведено в вихідних даних для розрахунку панелі. Для арматури з високоміцної проволочки $\sigma_1 = 0,005\sigma_{sp}$;

- від різниці температур напруженої арматури і натяжних приладів (при $\Delta T = 65^\circ\text{C}$) $\sigma_2 = 1.25 \cdot 65 = 81.3 \text{ МПа} = 8,13 \text{ кН/см}^2$

- від деформації анкерів (при $\lambda = 2 \text{ мм}$) $\sigma_3 = E \cdot \lambda / \ell = 19000 \cdot 0,2 / 700 = 5,43 \text{ кН/см}^2$.

- від швидко натікаючої повзучості:

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 3.08 (70.65 - 2.12 - 8.13 - 5.43) = 169.3 \text{ кН}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{169.3}{990} = 0.17 \text{ кН/см}^2; \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0.17}{2.1} = 0.08 < \alpha = 0.78 \text{ де}$$

$$R_{bp} - \text{тимчасова міцність бетону, } \alpha = 0.25 + 0.25 R_{bp} = 0.25 + 0.25 + 2.1 = 0.78$$

$$\sigma_6 = 0.85 \cdot 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0.85 \cdot 40 \cdot 0.08 = 2.7 \text{ МПа} = 0,27 \text{ кН/см}^2$$

Перші втрати складають:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 2.12 + 8.13 + 5.43 + 0.27 = 15.95 \text{ кН/см}^2$$

Другі втрати:

- від усадки бетону класу В30, підлягаючого тепловій обробці,

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа} = 3,5 \text{ кН/см}^2$$

- від повзучості бетону

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 3.08(70.65 - 15.95) = 168.5 \text{ кН}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{168.5}{990} = 0.17 \text{ кН / см}^2$$

$$\text{при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \frac{0.17}{2.1} = 0.08 < 0.75; \quad \sigma_9 = \frac{150 \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0.85 \cdot 0.80 = 10.2 \text{ МПа} = 1.02 \text{ кН / см}^2,$$

де $\alpha = 0.85$ - для бетону, підлягаючого тепловій обробці при атмосферному тиску.

Другі втрати складають:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 3.5 + 1.02 = 4.52 \text{ кН / см}^2$$

Повні втрати:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 15.95 + 4.52 = 20.47 \text{ кН / см}^2$$

Сила обтиску при $\gamma_{sp} = 1$:

$$P = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{cos}) = 3.08(70.65 - 20.47) = 154.6 \text{ кН}$$

Момент опору перерізу відносно нижніх волокон:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{88822}{21.6} = 4112 \text{ см}^3$$

Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони, до центру тяжіння зведеного перерізу:

$$r_y = 0.85 \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0.85 \frac{4112}{990} = 3.5 \text{ см}$$

Упругопластичний момент опору перерізу з полицею в стисненої зоні:

$$W_{p\ell} = 1.75 W_{red} = 1.75 \cdot 4112 = 7196 \text{ см}^3$$

Згинаючий момент при утворенні тріщин:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{p\ell} + M_{rp} = 0.18 \cdot 7196 + 3339.4 = 46,35 \text{ кНсм}$$

$$\text{де } M_{rp} = P(\ell_{op} + r_y) = 154.6(18.1 + 3.5) = 3339.4 \text{ кНсм}$$

Момент від повного нормативного навантаження (див. абл... 2.1.3)

$$M_n = \frac{P_n \ell_0^2 \gamma_n b_n}{8} = \frac{3.48 \cdot 5.87^2 \cdot 0.95 \cdot 3}{8} = 43.95 \text{ кНм}$$

Так як $M_{crc} = 46,35 \text{ кНсм} > M_n = 43.95 \text{ кНм}$ в нижній зоні панелі тріщини не утворюється.

2.1.9 Розрахунок панелі по прогину

$$M_{\ell n} = M = 3535 \text{ кНсм}; P = T_{tot} = 154.6 \text{ кН};$$

$$z_1 = 25,25 \text{ см}; R_{bt,ser} = 0.18 \text{ кН / см}^2;$$

$$E_b = 2900 \text{ кН / см}^2; E_s = 19000 \text{ кН / см}^2;$$

$$\ell_0 = 587 \text{ см}; M_{rp} = 3339.4 \text{ кНсм}; \gamma_{bz} = 1.$$

Значення коефіцієнта:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{p\ell}}{M - M_{rp}} = \frac{0.18 \cdot 7196}{3535 - 3339.4} = 6.6 > 1$$

приймаємо $\varphi_m = 1$

Коефіцієнт, характеризуючий нерівномірність деформацій розтягнутої зони на ділянці між тріщинами:

$$\varphi_s = 1.25 - \varphi_\ell \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3.5 - 1.8 \varphi_m) \ell_{s,tot} / h_0} = 0.45 < 1$$

де $\varphi_\ell = 0,8$ - при довготривалій дії загрузки.

Кривизна вісі при прогині:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \cdot z_1} \left[\frac{\varphi_s}{E_s \cdot A_{sp}} + \frac{\psi_b}{\lambda_b \cdot E_b \cdot A_b} \right] - \frac{N_{tot} \varphi_s}{h_0 \cdot E_s \cdot A_{sp}} = 37.6 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}$$

де $\psi_b = 0.9$; $\lambda_b = 0.15$ - при тривалій дії навантаження;

$$A_b = b'_f \cdot h'_f = 212 \cdot 2.5 = 530 \text{ см}^2$$

Прогин панелі без врахування вигиба від повзучості бетону внаслідок обтискування, який зменшує прогин.

$$f = \frac{5}{48} \ell_0^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot 37.6 \cdot 10^{-6} = 1.3 \text{ см} < [f] = 3 \text{ см}$$

2.1.10 Перевірка панелі на монтажні навантаження

Панель має чотири монтажні гаки із сталі класу А-І. Встановлюються вони в повздовжніх ребрах на відстані $\ell_0 = 0,8 \text{ м}$ від торця панелі. На такій же відстані $\ell_0 = 0,8 \text{ м}$ укладають підкладки при перевозці. З урахуванням коефіцієнта динамічності $\gamma_\ell = 1,5$ розрахункова загрузка від власної ваги панелі дорівнює

$$g = 1.46 \gamma_\ell \cdot b_k = 1.46 \cdot 1.5 \cdot 2.98 = 6.53 \text{ кН / м}$$

де b_k - конструктивна ширина панелі

$$M - \frac{g \ell_0^2}{2} = \frac{6.53 \cdot 0.8^2}{2} = 2,09 \text{ кНм}$$

Цей момент сприймається поздовжньою монтажною арматурою каркасів – 2Ø8А-I. При $z_1 = 0.9h_0$ потрібна площа перерізу вказаної арматури складає:

$$A_s = \frac{M}{z_1 R_s} = \frac{2090}{0.9 \cdot 26.5 \cdot 225} = 0.39 \text{ см}^2,$$

що значно менше прийнятої конструктивної арматури 2 Ø 8 А-I, $A_s = 1.01 \text{ см}^2$.

Розрахунок підйомних гаків.

При підйомі панелі вага її може бути передана на два гака. Тоді навантаження на один гак

$$N = \frac{g \ell_k}{2} = \frac{6.53 \cdot 5.97}{2} = 19.49 \text{ кН},$$

де ℓ_k конструктивна довжина панелі.

Площа перерізу арматури гаку А-I

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{19490}{225(100)} = 0.87 \text{ см}^2$$

Приймаємо стрижні Ø 12 мм, $A_s = 1.13 \text{ см}^2$

2.1.11 Конструювання панелі

При розрахунку площі панелі підібрана зварна сітка марки

$$\frac{5Bp - I - (\times 200) + 100}{4Bp - I - (\times 250) + 100} 2940 \cdot 5900 \frac{C_1}{20}$$

В середніх поперечних ребрах підібрана робоча і монтажна арматура – стрижні діаметром 10 мм класу А-I; поперечні стрижні прийняті конструктивно діаметром 3 мм класу ВР-I з кроком 150 мм. Стрижні з'єднані в плоский каркас зварний Кр 2 (див креслення). Крайні поперечні ребра не розраховувались.

Робочу, монтажну і поперечну арматуру приймаємо аналогічно середнім поперечним ребрам (каркас Кр 3).

Із розрахунку міцності поздовжніх ребер по перерізам, нахиленим до поздовжньої вісі, поперечні стрижні прийняті конструктивно діаметром 3 мм класу ВР-I з кроком на при опорних ділянках $s_1 = 15 \text{ см}$, а в середній частині прольоту - $s_2 = 20 \text{ см}$; монтажні поздовжні стрижні прийняті діаметром 8 мм класу А-I. Стрижні об'єднані в каркас Кр-I (див. креслення).

За умовами забезпечення міцності опорних вузлів панелі прийняті сітки С 2 (4 шт.). Поперечна арматура кожної сітки розрахована на зусилля $0,2 A_{sp} R_s$.

3 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

					КНУ.БР.192.26.196с.11.ТБВ					
Зм.	Арк..	№ документа	Підпис	Дата						
Керівник		Паливода				Технологія будівельного виробництва	Літера	Аркуш	Аркушів	
Консультант		Паливода								
Дипломник		Рябоконь					БІ-22-1			
Зав. каф.		Валовой								
Н. контроль		Паливода								

3.1 Визначення обсягів робіт з улаштування стовпчастих фундаментів

3.1.1 Площа опалубки фундаментів

Площа щитів опалубки на фундамент Ф6.2.3

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

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

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

$$F_4 = 1,5 \times 1,8 = 2,7 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_5 = 0,9 \times 1,8 = 1,62 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

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

Щитів площею до 1 м² :

$$F_{on} = ((0,81 + 0,45) \times 2 + 0,63 \times 4) \times 37 = 5,04 \times 37 = 186,48 \text{ м}^2$$

Щитів площею від 1 м² до 2 м²:

$$F_{on} = 1,62 \times 2 \times 37 = 3,24 \times 37 = 119,88 \text{ м}^2$$

Щитів площею понад 2 м²:

$$F_{on} = (2,7 \times 2 + 2,8) \times 37 = 8,2 \times 37 = 303,4 \text{ м}^2$$

Площа щитів опалубки на фундамент Ф1.1.1

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

$$F_8 = 0,9 \times 2,1 = 1,89 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

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

Щитів площею до 1 м² :

$$F_{on} = 0,45 \times 4 \times 30 = 1,44 \times 30 = 43,2 \text{ м}^2$$

Щитів площею від 1 м² до 2 м²:

$$F_{on} = 1,89 \times 4 \times 30 = 7,56 \times 30 = 226,88 \text{ м}^2$$

Щитів площею понад 2 м²:

$$F_{on} = 2,8 \times 30 = 84 \text{ м}^2$$

Площа щитів опалубки на фундамент ФТ6.2.11

$$F_{10} = 2,7 \times 0,3 = 0,81 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_{11} = 2,1 \times 0,3 = 0,63 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 6 шт.}$$

$$F_{12} = 2,1 \times 1,8 = 3,78 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_{13} = 1,5 \times 1,8 = 2,7 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_{14} = 2,8 \text{ м}^2 \text{ (гніздоформувавч) Кільк. 1 шт.}$$

Щитів площею до 1 м^2 :

$$F_{on}=(0,81 \times 2 + 0,63 \times 4) \times 2 = 4,14 \times 2 = 8,28 \text{ м}^2$$

Щитів площею понад 2 м^2 :

$$F_{on}=((2,7 + 3,78) \times 2 + 2,8) \times 2 = 15,76 \times 2 = 31,52 \text{ м}^2$$

Площа щитів опалубки на фундамент Ф5.2.2

$$F_{15}=3 \times 0,3=0,9 \text{ м}^2 \text{ Кільк. } 2 \text{ шт.}$$

$$F_{16}=2,4 \times 0,3=0,72 \text{ м}^2 \text{ Кільк. } 2 \text{ шт.}$$

$$F_{17}=1,8 \times 0,3=0,63 \text{ м}^2 \text{ Кільк. } 4 \text{ шт.}$$

$$F_{18}=0,9 \times 0,3=0,27 \text{ м}^2 \text{ Кільк. } 2 \text{ шт.}$$

$$F_{19}=1,2 \times 1,8=2,16 \text{ м}^2 \text{ Кільк. } 2 \text{ шт.}$$

$$F_{20}=0,9 \times 1,8=1,62 \text{ м}^2 \text{ Кільк. } 2 \text{ шт.}$$

$$F_{21}=2,8 \text{ м}^2 \text{ (гніздоформувач) Кільк. } 1 \text{ шт.}$$

Щитів площею до 1 м^2 :

$$F_{on}(((0,9 + 0,72 + 0,27) \times 2 + 0,63 \times 4) \times 26 = 6,3 \times 26 = 163,8 \text{ м}^2$$

Щитів площею від 1 м^2 до 2 м^2 :

$$F_{on}=1,62 \times 2 \times 26 = 3,24 \times 26 = 84,24 \text{ м}^2$$

Щитів площею понад 2 м^2 :

$$F_{on}=2,8 \times 26 = 72,8 \text{ м}^2$$

3.1.2 Обсяг бетону фундаментів

$$1. \text{ Обсяг бетону фундаменту Ф6.2.3: } V_{\text{Ф6.2.3}}=4,51 \times 37=166,87 \text{ м}^3$$

$$2. \text{ Обсяг бетону фундаменту Ф1.1.1: } V_{\text{Ф1.1.1}}=2,26 \times 30=67,8 \text{ м}^3$$

$$3. \text{ Обсяг бетону фундаменту ФТ6.2.11 } V_{\text{ФТ6.2.11}}=7,52 \times 2=15,04 \text{ м}^3$$

$$4. \text{ Обсяг бетону фундаменту Ф5.2.2 } V_{\text{Ф5.2.2}}=3,29 \times 26=85,54 \text{ м}^3$$

5. Вид та кількість арм. виробів фундаментів (визначено вище).

6. Вид та кількість арм. виробів Ф6.2.3 приймаємо умовно (табл. 1).

7. Вид та кількість арм. виробів Ф1.1.1 приймаємо умовно (табл. 2).

8. Вид та кількість арм. виробів ФТ6.2.11 прийнято умовно (табл. 3).

9. Вид та кількість арм. виробів Ф5.2.2 прийнято умовно (табл. 4).

3.1.3 Площа підмостей

$$F_{\text{під.}} = 0,7 \times 1 \times 2 \times (37 + 30 + 2 + 26) = 1,4 \times (37 + 30 + 2 + 26) = 51,8 + 42 + 2,8 + 36,4 = 133 \text{ м}^2$$

0,7×1 – розміри підмостей, м

3.1.4 Догляд за бетоном

Площа поверхонь, що укривають рогожками:

$$F_{\text{вкр.}} = 2,7 \times 2,1 \times 37 + 1,5 \times 1,5 \times 30 + 2,7 \times 2,1 \times 2 + 2,4 \times 1,8 \times 26 = 5,67 \times 37 + 2,25 \times 30 + 5,67 \times 2 + 4,32 \times 26 = 209,79 + 67,5 + 11,34 + 112,32 = 400,95 \text{ м}^2$$

Площа поверхонь, що поливають водою:

$$F_{\text{пол.}} = (209,79 + 67,5 + 11,34 + 112,32) \times 12 = 2517,48 + 810 + 136,08 + 1347,84 = 4811,4 \text{ м}^2$$

12 – к-ть поливів, раз.

3.1.5 Ізоляційні роботи

Площа горизонтальних поверхонь, що підлягають гідроізоляції:

$$F_{\text{із.г.}} = (5,67 - 1,5 \times 0,9) \times 37 + (2,25 - 0,9 \times 0,9) \times 30 + (5,67 - 1,5 \times 2,1) \times 2 + (4,32 - 1,2 \times 0,9) \times 26 = 4,32 \times 37 + 1,44 \times 30 + 2,52 \times 2 + 3,24 \times 26 = 159,84 + 43,2 + 5,04 + 84,24 = 292,32 \text{ м}^2$$

Площа вертикальних поверхонь, що підлягають гідроізоляції:

$$F_{\text{із.в.}} = ((0,81 + 0,45 + 2,7 + 1,62) \times 2 + 0,63 \times 4) \times 37 + ((0,45 + 1,89) \times 4 \times 30 + ((0,81 + 3,78 + 2,7) \times 2 + 0,63 \times 6) \times 2 + ((0,9 + 0,72 + 0,27 + 2,16 + 1,62) \times 2 + 0,63 \times 4) \times 26 = 14,4 \times 37 + 9,36 \times 30 + 18,36 \times 2 + 13,86 \times 26 = 532,8 + 280,8 + 36,72 + 360,36 = 1210,68 \text{ м}^2$$

Таблиця 3.1

Відомість обсягів робіт

№ за/п	Назва процесів (операцій)	Од. виміру	Об'єм робіт на один елемент	Кількість фундаментів	Загальний обсяг робіт
1	2	3	4	5	6
Фундаменти Ф 6.2.3					
1	Встановлення сіток вручну масою до 100 кг	$\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$	$\frac{1}{0,089}$	37	$\frac{37}{3,293}$
2	Встановлення каркасів вручну масою до 50 кг	$\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$	$\frac{1}{0,045}$	37	$\frac{37}{1,665}$
3	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	$\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$	$\frac{2}{0,015}$	37	$\frac{74}{0,555}$

1	2	3	4	5	6
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 3,24 8,2	37	186,48 119,88 303,4
5	Збірка, переставляння підмостей	м ²	1,4	37	51,8
6	Бетонні роботи	м ³	4,51	37	166,87
7	Укривання поверхонь рогожею	м ²	5,67	37	209,79
8	Поливання поверхні водою	м ²	68,04	37	2517,48
9	Фарбувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	м ² м ²	4,32 14,4	37	159,84 532,8
Фундаменти Ф 1.1.1					
10	Встановлення сіток вручну масою до 100 кг	шт. т	1 0,061	30	30 1,83
11	Встановлення каркасів вручну масою до 50 кг	шт. т	1 0,031	30	30 0,93
12	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	шт. т	2 0,011	30	60 0,33
13	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S до 2 м ² S більш 2 м ²	м ² м ² м ²	1,44 7,56 2,8	30	43,2 226,88 84
14	Збірка, переставляння підмостків.	м ²	1,4	30	42
15	Бетонні роботи	м ³	2,26	30	67,8
16	Укривання поверхонь рогожками	м ²	2,25	30	67,5
17	Поливання поверхні водою	м ²	27	30	810
18	Обмазувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	м ² м ²	1,44 9,36	30	43,2 280,8
Фундаменти ФТ6.2.11					
19	Встановлення каркасів краном масою до 0,3 т	шт. т	1 0,149	2	2 0,298
20	Встановлення каркасів вручну масою до 100 кг	шт. т	1 0,074	2	2 0,148
21	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	шт. т	2 0,025	2	4 0,05
22	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S більш 2 м ²	м ² м ²	4,14 15,76	2	8,28 31,52
23	Збірка, переставляння підмостей	м ²	1,4	2	2,8
24	Бетонні роботи	м ³	7,52	2	15,04
25	Вкривання поверхонь рогожками	м ²	5,67	2	11,34
26	Поливання поверхні водою	м ²	68,04	2	136,08
27	Обмазувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	м ² м ²	2,52 18,36	2	5,04 36,72
Фундаменти Ф 5.2.2					
28	Встановлення сіток вручну масою до 100 кг	шт. т	1 0,065	26	26 1,69
29	Встановлення каркасів вручну масою до 50 кг	шт. т	1 0,033	26	26 0,858
30	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	шт. т	2 0,011	26	52 0,286
31	Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S до 2 м ² S більш 2 м ²	м ² м ² м ²	6,3 3,24 2,8	26	163,8 84,24 72,8
32	Збірка, переставляння підмостей	м ²	1,4	26	36,4
33	Бетонні роботи	м ³	3,29	26	85,54
34	Вкривання поверхонь рогожею	м ²	4,32	26	112,32
35	Поливання поверхні водою	м ²	51,84	26	1347,84
36	Обмазувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	м ² м ²	3,24 13,86	26	84,24 360,36

3.2 Вибір методів виконання робіт та засобів механізації

3.2.1 Організаційно-технологічні схеми влаштування фундаментів

Таблиця 3.2

Варіанти організаційно-технологічних схем влаштування фундаментів

Найменування процесів	Механізми й 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 етапом при зведенні стовпчастих основ будівлі є належне укладання та щільна обробка бетонної суміші у фундаменті.

Розглядаємо склад команди бетонників.

Технологія бетонних робіт (при подачі матеріалу краном) включає отримання бетонної порції з автобетонозмішувача, доставку бетонної суміші за допомогою крана, укладку з використанням вібраторів для ущільнення та правильний догляд за бетоном.

Склад команди:

бетонники 4 розряду - 1 особа,

3 розряду - 1 особа,

2 розряду - 2 особи.

Технологія бетонних робіт (при подачі матеріалу автобетононасосом) передбачає укладання суміші за допомогою автобетононасоса з ущільненням вібраторами, очищення бетоноводу, забезпечення догляду за бетоном.

Склад ланки робітників:

- машиніст 5 розряду - 1 особа,
- оператор 5 розряду - 1 особа,
- бетонники 3 розряду - 1 особа,
- 2 розряду - 1 особа.

Враховуємо наявні умови праці на будівництві, використовуємо механізми для подачі бетонної суміші з низу котловану, розташовуємо всі механізми на одному рівні, переміщуємося уздовж рядів фундаментів, а також виконуємо зведення основ за методом поточного захвату.

3.2.2 Підбір машин й механізмів. Розрахунок технологічних параметрів

1. Для виконання бетонних робіт слід розрахувати необхідну продуктивність ведучого механізму Π_{nom} за змінним виробітком бригади бетонярів на укладанні бетонної суміші B_{nom} :

$$\Pi_{nom}=B_{nom}=a/H_u=1/0,33=3,03 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де a – одиниця виміру роботи [21];

H_u – норма часу роботи [21].

2. Необхідна інтенсивність подачі бетонної суміші ведучим механізмом:

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

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. Визначаємо необхідні технічні параметри крану I-го варіанту робіт за схемою «кран-баддя».

Необхідна вантажопідйомність крану (визначаємо для найбільш важкого вантажу – баддя із бетоном). Для подачі бетону приймаємо неповоротну баддю місткістю 0,8 м³; маса бадді із бетоном складає 2,45 т, а її розрахункова висота – 1,31 м.

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

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

$q_c=0,064$ т - маса строповочного засобу, приймаємо 4-гілковий строп марки 3958 $q_c = 0,064$ т.

Потрібна висота підйому гаку:

$$H_{nom}=h_m+h_z+h_e+h_c=3,1+1+1,31+1,85=7,26 \text{ м,}$$

де h_m – висота монтажного горизонту від рівня стоянки крану

$h_m = h_{\phi} + 0,7 = 2,4 + 0,7 = 3,1$ м, де 0,7 м – висота огородження підмостей;

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

h_e – висота монтажного елемента, приймають за даними з табл. 3.1);

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

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

$$L_{min}=r_n+I, 0=4+I=5 \text{ м}$$

де r_n – радіус повороту платформи крана, м. Значення радіусу повороту платформи крана r_n приймається з розрахунку 2,9 – 4,6 м. Це значення може бути уточненим при підборі конкретної марки крану.

Потрібна довжина стріли сягатиме:

$$L_c = \sqrt{(l_b - l_{ш}) + (H_{пот} - h_{ш} + h_{п})^2} = \sqrt{(5 - 1,5)^2 + (7,26 - 1,5 + 1,5)^2} = 8,06 \text{ м}^3,$$

де $h_{ш}$ – відстань по вертикалі від рівня стоянки крана (РСК) до нижнього шарніру стріли крану (для більшості кранів перебуває в діапазоні 1...2 м, за першим наближенням доцільно прийняти 1,5 м;

h_n – висота поліспасту в скрученому стані, приймається в першому наближенні 1,5...2 м.

За ведучу машину приймемо автокран КС-2561Е із стрілою 12 м.

4. Потрібний виліт розподільчої стріли автобетононасосу для II-го варіанту виконання робіт проводимо аналітичним методом, враховуючи, що автобетононасос із маніпулятором встановлюється так, щоб із однієї стоянки можна було укласти бетонну суміш в усі фундаменти із готовою опалубкою (захватки).

Таким чином, потрібна кількість фундаментів Ф 6.2.3:

$$N_{\phi}=8B_{nom}/V_{\phi}=8 \times 3,03/4,51=23,52/4,47= 5,37 \approx 6 \text{ фундаментів.}$$

У якості ведучої машини обираємо автобетононасос СБ-126А продуктивністю 65 м³/год, вильотом розподільчої стріли 20 м, та кутом повороту стріли 360°.

5. Для опалубних та арматурних робіт (спрощено, без розрахунку) приймаємо автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м.

6. Вибір виду транспортного засобу для доставки бетонної суміші, їх кількість N за існуючих умов.

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

Приймаємо середню його швидкість руху дорогою з асфальт. покриттям 30 км/год, час завантаження $t_3= 0,1 \text{ год.}$, час розвантаження $t_p= 0,2 \text{ год.}$

Час укладання суміші, яка доставляється АБЗ:

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

де K_{χ}^{mp} – коефіцієнт використання транспорту за часом (0,85...0,92).

Тривалість доставки бетонної суміші автотранспортом:

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

$$t_{\delta}^1 = L_{nom} / V_c = 30 / 15 = 2 \text{ год};$$

де L_{nom} – дальність постачання, 30 км;

V_c – середня швидкість руху, 15 км/год дорогою із ґрунтовим покриттям

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

$$t_{\delta}^2 = t_{cx} - (t_y + t_3 + t_p + L_{nom} / V_c) = 2,2 - (0,69 + 0,2 + 0,1 + 2) = -0,79 \text{ год}.$$

де t_{cx} - тривалість тужавіння бетону, год.

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

t_3 - тривалість завантаження суміші на бетонно-розчинному вузлі, год.

Приймаємо $t_3 = 0,1$ год. для АС і $t_3 = 0,2$ для АБВ і АБЗ;

t_p - тривалість розвантаження транспорту, год. Приймаємо $t_p = 0,1$ год при розвантаженні в бадді та $t_p = 0$ при розвантаженні у приймальні бункери бетоноукладачів та бетононасосів (це входить до часу укладання).

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

Таким чином, розрахунок демонструє, що з РБВ до об'єкта будівництва АБЗ можливо транспортувати бетонну суміш типів А (суху) або Б (на вологих заповнювачах чи частково зволожену).

Тривалість робочого циклу АБЗ складе:

$$t_{\chi}^{mp} = t_3 + 2 \cdot L_{nom} / V_c + t'_p = 0,2 + 2 \cdot 30 / 15 + 0,1 = 4,3 \text{ год},$$

t'_p - час розвантаження суміші, год. Приймають при розвантаженні у бадді $t'_p = 0,1$ год.;

Тоді необхідна кількість АБЗ складатиме:

$$N = (B_{nom} \cdot t_{\chi}^{mp}) / (V_{mp} \cdot K_{\chi}^{mp}) = (3,03 \cdot 4,3) / (2,5 \cdot 0,9) = 5,79 \text{ шт.}$$

Приймаємо кількість автобетонозмішувачі – 6 шт.

7. Для ущільнення суміші обираємо вібратор із гнучким валом ВЕРБ-67 з довжиною робочої частини $L_{\delta} = 0,41$ м та радіусом дії $R_{\delta} = 0,3$ м.

Висота сходинки фундаменту: $h_c = 0,3$ м.

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

Продуктивність вібратора складе:

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

Визначаємо потрібну кількість вібраторів:

$$N_e = I_{nom} / P_e = 4,04 / 5,09 = 0,79 - \text{прийmemo 1 шт.}$$

Час на тужавіння укладеного бетону в конструкції за умови доставки АБЗ готового товарного бетону (тип В) в існуючих умовах та заданому темпі бетонування складатиме:

$$t'_{cx} = t_{cx} - (t_z + L_{nom} / V_c + t_y) = 2,2 - (0 + 0 + 0,69) = 1,51 \text{ год.}$$

Площа блоку бетонування:

$$F_{\text{бл}} = (B_{nom} \cdot t'_{cx}) / h_{ui} = (3,03 \cdot 1,41) / 0,3 = 14,24 \text{ м}^3$$

Площа нижньої сходини фундаменту:

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

$$\text{Отже, умова виконується } F_{\text{бл}} = 14,24 \text{ м}^3 > F_{cx} = 5,67 \text{ м}^3$$

3.3 Технологія зведення монолітних стовбчастих фундаментів

Перед початком закладки фундаментів потрібно виконати такі роботи: організувати відведення дощових вод з території; створити під'їзні дороги; позначити шляхи пересування техніки, місця для складування, укрупнення арматурних сіток та опалубки, підготувати монтажне обладнання та пристосування; доставити арматурні сітки, каркаси та комплект опалубки у відповідній кількості; провести всі необхідні підготовчі роботи під фундаменти; зробити геодезичну розмітку осей та відмітку розташування фундаментів згідно з проектом; на бетонну поверхню підготовки зафарбувати ризики, які показують позицію робочої площини для щитів опалубки.

Арматурні роботи.

Арматурні деталі доставляють на будівельний майданчик за допомогою вантажівки і розміщують на складських ділянках, перед встановленням їх переміщують до місць монтажу. Армокаркаси та сітки для підосви фундаментів, маса яких перевищує 50 кг, монтують з допомогою автокрана КС-2561Е, розміщуючи арматурні сітки підосви фундаментів на фіксаторах, які забезпечують захист за проектом. Після встановлення опалубки підосви фундаменту встановлюють арматурні елементи підколоники та фіксують їх до нижньої сітки за допомогою в'язального дроту.

Опалубні роботи.

Опалубку доставляють на будівельний майданчик комплектно, готовою до монтажу, без доопрацювань. Елементи опалубки, доставлені на будівельний майданчик, розташовують в зоні дії монтажного крана. Усі компоненти опалубки мають зберігатися у вертикальному положенні, відсортовані за марками та типорозмірами.

Дрібнощитова опалубка складається з таких частин: лінійні щити виготовлені з гнутого профілю (швелер), панелі в щитах виконані з ламінованої фанери 12 мм; несучі елементи - схватки призначені для сприйняття навантаження та об'єднання щитів в панелі або блоки, виготовлені з гнутого профілю (швелера); кутові щити - використовуються для з'єднання плоских щитів в замкнуті контури; монтажні кутики - використовуються для з'єднання щитів та панелей в замкнуті контури опалубки; натяжний гак - застосовують для кріплення схваток до щитів; кронштейн - слугує основою для робочого настилу.

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

Перед початком монтажу опалубки виконують укрупнене збирання щитів у панелі в такій послідовності: на складі збирають короб зі схваток; на схватки навішують щити; на ребрах щитів панелей фарбою наносять ризики, які позначають положення осей.

Встановлення опалубки фундаментів проводять у такому порядку: встановлюють і закріплюють укрупнені панелі опалубки для нижньої частини підшви; встановлюють зібраний короб строго за осями і закріплюють опалубку нижнього ступеня металевими штирями до основи; наносять на ребра укрупнених панелей короба ризики для фіксації положення короба другого ступеня фундаменту; відступивши на відстань, що відповідає товщині щитів, встановлюють попередньо зібраний короб другого ступеня; остаточно встановлюють короб другого ступеня; у такому ж порядку встановлюють короб третього ступеня; наносять ризики на ребра укрупнених панелей верхнього короба, які фіксують положення короба підколоники; встановлюють короб підколоники; встановлюють та закріплюють опалубку для вкладишів.

Демонтаж опалубки згідно ДБН В.2.6-163:2010 дозволяється проводити тільки після досягнення бетоном необхідної міцності і з дозволу виконавця робіт.

Видаляти опалубку можна лише після того, як бетон досягне потрібної міцності, і якщо виконавець робіт дав на це згоду.

Демонтаж опалубки здійснюється в порядку, зворотному монтажу.

Зняття опалубки відбувається у зворотному порядку, ніж її встановлення.

Після зняття опалубки необхідно: провести візуальний огляд опалубки; очистити від налиплого бетону всі елементи опалубки; зробити змащення палуб, перевірити і нанести мастило на гвинтові з'єднання.

Після демонтажу потрібно: оглянути опалубку; прибрати бетон, який закріпився на її поверхні; змастити платформи, а також перевірити і нанести мастило на гвинтові з'єднання.

Бетонні роботи.

До початку укладання бетонної суміші повинні бути виконані наступні роботи: перевірена правильність встановлених арматури та опалубки; усунені всі дефекти опалубки; перевірено наявність фіксаторів, що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону; прийняті за актом всі конструкції та їх елементи, доступ до яких з метою перевірки правильності встановлення після бетонування неможливий; очищені від сміття, бруду та іржі опалубка і арматура; перевірена робота всіх механізмів, справність пристосувань оснастки та інструментів.

Перед тим як почати укладати бетонну суміш, необхідно виконати такі роботи: перевірити правильність встановлення арматури та опалубки; усунути всі недоліки в опалубці; впевнитися, що є фіксатор, який забезпечує потрібну товщину захисного шару бетону; прийняти всі конструкції й елементи, які не можна перевірити після заливання бетону; очистити опалубку та арматуру від сміття, бруду і іржі; перевірити роботу всіх механізмів та справність інструментів.

Доставка на об'єкт бетонної суміші передбачається автобетонозмішувачами СБ-69 в кількості 6 шт.

Для доставки бетонної суміші на об'єкт планують використати шість автобетонозмішувачів СБ-69.

Подача бетонної суміші до місця укладання здійснюється автокраном в бадді об'ємом 0,8 м³.

Надання бетонної суміші на місце укладання відбувається за допомогою автокрана в контейнерах об'ємом 0,8 м³.

До складу робіт з бетонування фундаментів входять: прийом і подача бетонної суміші; укладання і ущільнення бетонної суміші; догляд за бетоном.

До процесу бетонування основи входять: отримання та подача бетонної суміші; укладання і ущільнення суміші; догляд за свіжозалитим бетоном.

Бетонування фундаментів здійснюється в два етапи: на першому етапі бетонують башмак фундаменту і підколоники до відмітки низу вкладиша; на другому етапі бетонують верхню частину підколоники після установки вкладиша.

Бетонування основи проходить у два етапи: спочатку заливають фундаментний башмак і підколоники до нижньої межі вкладиша, потім на другому етапі заливають верхню частину підколоники після встановлення вкладиша.

Бетонну суміш укладають горизонтальними шарами товщиною 0,3...0,5 м.

Суміш бетон укладають у горизонтальних шарах завтовшки 0,3 - 0,5 м.

Кожен шар бетону ретельно ущільнюють глибинними вібраторами.

Кожен шар бетону старанно ущільнюється за допомогою глибинних вібраторів.

При ущільненні бетонної суміші кінець робочої частини вібратора повинен занурюватися в раніше покладений шар бетону на 5 - 10 см.

Коли ущільнюється бетонна суміш, кінець вібратора має занурюватися в попередній шар бетону на глибину 5 - 10 см.

Крок перестановки вібратора не повинен перевищувати 1,5 радіуса його дії.

Відстань між місцями, де ставлять вібратор, не повинно бути більшим за 1,5 його робочого радіусу.

У кутах і біля стінок опалубки бетонну суміш додатково ущільнюють вібраторами або штикуванням ручними шуровками.

У кутах та вздовж стінок опалубки бетон щільніше ущільнюється за допомогою вібраторів або ручних шурівок.

Дотик вібратора під час роботи до арматури не допускається.

Не дозволяється, щоб вібратор торкався арматури під час роботи.

Вібрування на одній позиції закінчується при припиненні осідання і появи цементного молока на поверхні бетону.

Вібрування закінчується, коли присадки не осідають більше, а на поверхні з'являється цементна плівка.

Витягувати вібратор при перестановці слід повільно, не вимикаючи, щоб порожнеча під наконечником рівномірно заповнювалася бетонною сумішшю.

При переміщенні вібратора його потрібно виймати повільно, не вимикаючи, щоб зазор під наконечником заповнювався сумішшю.

Перерва між етапами бетонування (або укладання шарів бетонної суміші) повинен бути не менше 40 хвилин, але не більше 2 годин.

Час між етапами бетонування (або укладання шарів) має бути не менше 40 хвилин і не більше 2 годин.

Після укладання бетонної суміші в опалубку необхідно створити сприятливі температури та вологості умови для тверднення бетону.

Після заливки бетонної суміші в опалубку треба забезпечити оптимальні температурні та вологісні умови для її затвердіння.

Горизонтальні поверхні забетонованого фундаменту вкривають вологою мішковиною, та на протязі всього терміну періодично зволожують.

Горизонтальні поверхні новозалитого фундаменту накривають вологим мішковиною, і протягом всього часу періодично зволожують..

3.4 Заходи з техніки безпеки та охорони довкілля

Безпека виконання робіт має бути гарантована: правильним вибором технологічного обладнання; організацією робочих місць для проведення робіт; використанням засобів захисту для працівників; проходженням медичних оглядів для осіб, допущених до виконання робіт; своєчасним навчанням та перевіркою знань робочого персоналу та керівників з безпеки при здійсненні будівельних робіт.

Слід особливо зосередити увагу на таких моментах: методи підйому конструкційних елементів повинні забезпечити їх доставку до місця установки в близькому до проектного положенні; елементи, що монтуються, під час

переміщення повинні бути стабільними і не допускати коливань та обертання за допомогою гнучких тросів; забороняється перебування людей під елементами, які монтуються, до їх установки в проектне положення і закріплення; при переміщенні вантажів кранами відстань між новими габаритами переміщуваних вантажів та виступами конструкцій повинна бути не менше 1 метра по горизонталі і 0,5 метра по вертикалі; монтаж і демонтаж опалубки можна розпочинати лише за згодою технічного керівника та під безпосереднім контролем призначеної особи з технічного персоналу; не дозволяється торкатися арматури вібратором.

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

Розбирання опалубки дозволяється лише після того, як бетон досягне необхідної міцності, та за погодженням з виконавцем робіт. Відрив опалубки від бетону здійснюється за допомогою домкратів. При цьому бетонна поверхня не повинна бути пошкодженою.

Робочі місця електричних зварювальників мають бути огорожені спеціальними переносними загородами. Перед початком зварювання слід перевірити справність ізоляції зварювальних проводів та електродотримачів, а також щільність з'єднання всіх контактів. Під час перерв у роботі електричні зварювальні установки слід вимикати з мережі.

Вантажно-розвантажувальні роботи, складування і монтаж арматурних каркасів повинні виконуватися з використанням інвентарного такелажного обладнання та з дотриманням заходів, які запобігають падінню, ковзанню і втраті стійкості вантажів.

Очищати лоток автобетонозмішувача від залишків бетону можна лише тоді, коли механізм нерухомий.

3.5 Контроль якості робіт

Під час перевірки якості робіт потрібно дотримуватись норм ДБН В.2.6-163:2010. Проект для виконання робіт має бути складанням на основі проекту і робочої документації для будівництва монолітних стовпчастих залізобетонних основ.

Проект виконання робіт повинен включати: технологічні схеми та методи виконання робіт; графік робіт; заходи з техніки безпеки на будівництві; розклад роботи машин на майданчику; пояснювальну записку до проекту виконання робіт.

Під час проведення арматурних робіт перевіряють: відповідність арматурних стрижнів і сіток проекту (паспорту), відхилення розмірів елементів від проекту, товщину захисного шару бетону, переміщення арматури в опалубці, а також відхилення вертикальних каркасів від проектних осей.

Коли проводяться опалубні роботи, перевіряють наявність комплектів опалубки та позначок на елементах, зміщення осей опалубки від запланованого місця, та відхилення площини опалубки від вертикального положення по всій висоті фундаменту.

При укладанні бетонної суміші контролюється склад і текучість суміші, товщина шарів бетону, а також якість ущільнення і догляду.

Під час зняття опалубки перевіряють, чи дотримуються терміни зняття опалубки і відсутність пошкоджень бетону.

4 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

					КНУ.БР.192.26.196с.11.ОБ			
Зм.	Арк..	№ документа	Підпис	Дата				
Керівник	Паливода							
Консультант	Паливода							
Дипломник	Рябоконт							
Зав. каф.	Валовой М.				Організація будівництва	Літера	Аркуш	Аркушів
Н. контроль	Паливода							
						БІ-22-1		

4. 1 Методи виконання робіт

Приймаємо 3 захватки, що дорівнює кількості прольотів будівлі та мають приблизно однакові обсяги робіт.

Приймаємо наступні методи виконання робіт:

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

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

3. Монтажні роботи. Одноповерхову промислову будівлю монтуємо самохідними стріловими кранами на гусеничному ході. Першим монтажним потоком встановлюємо колони за допомогою крану СКГ – 50, другим — підкранові балки (СКГ – 50), третім — конструкції покриття: кроквяні балки і ферми, плити покриття (СКГ – 50), четвертим — стінові панелі (МКТ-6-45). Монтаж конструкцій виконуємо з попередньою розкладкою біля місць монтажу. Елементи каркасу монтуються вздовж прольотів будівлі методом вільного піднімання (окрім монтажу колон, який виконуємо методом обертання "в просторі"), при якому конструкції наводять на опори в процесі їх вільного переміщення.

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

Таблиця 4.1 – Специфікація збірних елементів

№ за/п	Назва елементу	Марка елементу	Кількість шт.	Розміри, м			Об'єм, м ³		Вага, т.	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елементу	Всіх елементів	Одного елементу	Всіх елементів
1	Колона крайнього ряду	ЗКД120	32	13350	1300	600	4,57	146,24	11,4	364,8
2	Колона крайнього ряду	1КД180	36	19350	1300	500	8.72	313,92	21.6	777,6
3	Колона середнього ряду	4КД120	16	13350	1400	600	5,32	85,12	13,5	216
4	Фахверкова колона	9КФ133-1	12	13300	500	400	2,44	29,28	6,1	73,20
5	Фахверкова колона	9КФ175-1	6	17500	600	400	3.8	22,80	9.51	57,06
6	Підкранова балка 6 м	БКНВ6-4С	74	5950	600	1000	1.66	122,84	4.2	310,8
7	Кроквяні конструкції	ФС-30-16	16	30000	3450	350	6,7	107,2	16,7	267,2
		ФБ-24(3)-5А	18	23940	3300	240	4,9	88,2	12,2	219,6
		ФС-18-18	16	17940	2450	250	3,11	49,76	7,8	124,8
8	Плити покриття	ПНС-1...4	352	5970	2960	300	1.07	376,64	2.3	809,6
9	Фундаментні балки	ФБ6-12	56	5050	400	450	0.6	33,6	1.5	84
10	Стінові панелі	ПС6-1...7	1064	6000	900	200	0,3	319,2	0,8	851,2
11	Стійки воріт	СВ	12	3600	400	400	0,576	6,91	1,44	17,28
12	Ригелі воріт	РВ	6	4400	400	700	1,232	7,39	3,08	18,48
Всього			1730					1732,34		4250,42

4.2 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. 4.2).

Таблиця 4.2 – Відомість обсягів робіт

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика ($S \times 1,15$)= $(96 \times 24 + 84 \times 48) \times 1,15 = 6336 \times 1,15$	1000 м ²	7,286
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см ($S \times 0,15$)= $6336 \times 0,15$	1000 м ³	0,95
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал ($V_k = S \times h - V_r$)= $6336 \times 2,25 - 1565$	1000 м ³	12,96
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди ($V_r = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо} + S \times (0,1 + 0,02)$)= $57 + 508 + 240 + 6336 \times 0,12$	1000 м ³	1,565
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) (кільк.фунд. $\times S_{ф} \times 0,1$)= $1,5 \times 1,5 \times 18 + 3 \times 2,1 \times 84 \times 0,1$	100 м ³	0,57
6	Бетонна підготовка під фундаменти (кільк.фунд. $\times S_{ф} \times 0,1$)= $1,5 \times 1,5 \times 18 + 3 \times 2,1 \times 84 \times 0,1$	100 м ³	0,57
7	Влаштування монолітних фундаментів ($V_{фк} = \Sigma \text{кільк.фунд.} \times V_{ф}$)= $= 18 \times 2,1 + 84 \times 5,602 = 52,2 + 587,85$	100 м ³	5,08
8	Влаштування фундаментів під обладнання ($V_{фо} = 80 \text{ м}^3 \times \text{кільк.прольотів}$)= 80×3	100 м ³	2,4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна $18 \times 8,28 + 84 \times 13,86$	100 м ²	13,14
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $18 \times 1,44 + 84 \times 4,5$	100 м ²	4,04
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. (V_k)	1000 м ³	12,96
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці (V_k)	1000 м ³	12,96
13	Монтаж колон	шт.	102
14	Монтаж підкранових балок	шт.	74
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м ²	6336
16	Монтаж конструкції огорожі ($S_o = P \times h$)= $156 \times 18 + 180 \times 12 + 84 \times 6$	м ²	5472
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м ²	63,36
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м ²	63,36
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м ²	63,36
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м ²	63,36
21	Оздоблення покрівельною сталлю ($0,7 \times L$)= $0,7 \times (240 + 180)$	100 м ²	2,94
22	Фарбування стін з середини приміщень (S_o)	100 м ²	54,72
23	Фарбування фасадів (S_o)	100 м ²	54,72
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S_o)	100 м ²	16,42
25	Фарбування конструкцій покриття ($S \times 1,6$)	100 м ²	101,38
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м ²	63,36
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м ²	63,36

28	Влаштування чистої підлоги ($t=20$ мм) (S)	100 м ²	63,36
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S _o)	100 м ²	16,42
30	Сантехнічні роботи ($V_{\text{буд.}} \times 0,03$)	3%	1009,71
31	Електротехнічні роботи ($V_{\text{буд.}} \times 0,03$)	3%	1009,71
32	Благоустрій території ($V_{\text{буд.}} \times 0,01$)	1%	336,57
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання ($V_{\text{буд.}} \times 0,1$)	10%	5048,49
35	Пусконаладжувальні роботи ($V_{\text{буд.}} \times 0,005$)	0,5%	168,28

4.2 Складання картки-визначника мережевого графіка

Усі розрахункові параметри, необхідні для проектування мережевого графіка в масштабі часу, зводяться в картку-визначник робіт мережевого графіка (табл. 4.3).

Головна умова при цьому – по можливості реалізувати принцип ритмічності, тобто досягнення однаково тривалості виконання робіт.

Це досягається наступним чином:

1) З усієї сукупності робіт (будівельно-монтажних) вибираємо саму трудомістку і складну, для виконання якої потрібне використання великих будівельних машин;

2) Визначаємо тривалість провідного спеціалізованого потоку в цілому по об'єкту за розрахунками, у яких включено такі параметри, як

- трудомісткість ведучого потоку на об'єкті;
- чисельний склад бригади ведучого процесу;
- встановлена змінність.

Із відомості потреби в матеріально-технічних ресурсів картки-визначника переносяться для відповідних комплексних процесів номери робіт, включених до їх складу, дані про трудомісткість і витрати машинного часу цих робіт.

Таблиця 4.3 – Картка-визначник мережевого графіка

№	Назва робіт та комплекс робіт	Обсяг робіт		Код роботи	Норма на одиницю виміру.		Трудомісткість на весь обсяг				Основні механізми		Виконавець		Число змін	Тривалість, дні
		Оди. виміру	Кількість		люд-год	маш-год	Люд-год		Маш-год				Бригада			
							Норм.	Прийн.	Норм.	Прийн.	Наймен.	Кільк.	Проф.	Кільк.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Планування майданчика	1000 м ²	7,286	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	4,37	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м ³	0,95	РЭСН 1-24-2	-	19,55	-	-	18,57	16,0	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	1
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємкістю ківшу 0,5 м ³ у відвал I II III	1000 м ³	12,96 4,71 3,08 5,15	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	252,97 92,08 60,21 100,68	-	549,96 200,18 130,9 218,88	464 168 112 184	ЗО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст 6р-1, Водій 2кл.-5	1+5	2 2 2	10,5 7 11,5
4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди I II III	1000 м ³	1,565 0,648 0,317 0,6	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	34,59 14,32 7,01 13,26	-	100,03 41,42 20,26 38,35	88 40 16 32	ЗО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст 6р-1 Водій 2кл.-5	1+5	2 2 2	2,5 1 2

5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) I II III	100 м³	0,57 0,24 0,101 0,229	РЭСН 1-164-2	261,8	-	149,22 62,83 26,44 59,95	144 64 32 48	- - - -	- - - -	- - - -	Землекоп 3р-1, 2р-1	2	2	2 1 1,5	
6	Бетонна підготовка під фундаменти I II III	100 м³	0,57 0,24 0,101 0,229	РЭСН6-1-19	527,8	94,56	300,85 126,67 53,31 120,87	272 112 48 112	53,89 22,69 9,55 21,65	- - - -	КС-2561Е	1	Бетонник 3р-2	2	2	3,5 1,5 3,5
7	Влаштування монолітних фундаментів I II III	100 м³	5,08 2,14 0,98 1,96	РЭСН 6-1-8	340,75	66,85	2180,81 947,29 783,73 449,79	1920 832 704 384	427,84 185,84 153,76 88,24	- - - -	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	6,5 5,5 3
8	Влаштування фундаментів під обладнання I II III	100 м³	2,4 0,8 0,8 0,8	РЭСН 6-4-5	268,25	39,45	643,8 214,6 214,6 214,6	576 192 192 192	94,68 31,56 31,56 31,56	- - - -	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	4	2	3 3 3
9	Вертикальна гідроізоляція фундаментів I II III	100 м²	13,14 5,49 2,55 5,1	РЭСН 8-4-7	33,5	1,11	440,2 183,92 85,43 170,85	400 160 80 160	14,58 6,09 2,83 5,66	- - - -	- - - -	- - - -	Ізоловальник 4р-1, 3р-1	2	2	5 2,5 5
10	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту I II III	100 м²	4,04 1,71 0,78 1,55	РЭСН 8-4-3	31,76	3,24	128,31 54,31 24,77 49,23	128 48 32 48	13,09 5,54 2,53 5,02	- - - -	- - - -	- - - -	Ізоловальник 4р-1, 3р-1	2	2	1,5 1 1,5
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. I II III	1000 м³	12,96 4,71 3,08 5,17	РЭСН 1-27-2	-	13,75	- - - -	- - - -	178,2 64,76 42,35 71,09	160 56 40 64	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	3,5 2,5 4

12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці I II III	1000 м³	12,96 4,71 3,08 5,15	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	216,87 78,94 51,62 86,31	192 72 48 72	Ду-50	1	Машиніст 6р-1	1	2	4,5 3 4,5
13	Монтаж колон I II III	Шт.	102 42 20 40	Калькуляція	16,59	3,27	1692,18 696,78 331,8 663,6	1440 600 280 560	333,54 137,34 65,4 130,8	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	7,5 3,5 7
14	Монтаж підкранових балок I II III	Шт.	74 32 14 28	Калькуляція	6,95	1,39	514,3 222,4 97,3 194,6	440 200 80 160	102,86 44,48 19,46 38,92	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	2,5 1 2
15	Монтаж ферм покриття 18, 24, 30м Монтаж плит покриття I II III	Шт.	402 146 100 156	Калькуляція	4,27	0,89	1716,54 623,42 427 666,12	1440 520 360 560	357,78 129,94 89 138,84	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1, 4р-2, 3р-1, Електрозварн. 5р-1	5	2	6,5 4,5 7
16	Монтаж стінових панелей 6 м Монтаж фундаментних балок 6м Монтаж елементів воріт I II III	Шт.	1138 689 90 359	Калькуляція	3,02	0,76	3436,76 2080,78 271,8 1084,18	2920 1760 240 920	864,88 523,64 68,4 272,84	-	МКТ-6-45, ЛЕ-100-300	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	22 3 11,5
17	Ущільнення ґрунту щебнем I II III	100 м²	63,36 23,04 15,12 25,2	РЭСН 1-136-1	1,21	1,21	73,18 27,88 16,99 28,31	64 32 16 16	73,18 27,88 16,99 28,31	64 32 16 16	-	-	Бетонник 2р-2	2	2	1 0,5 1

	Σ (покрівельні роботи) I II III						9694,85 3606,53 2253,57 3834,75	8160 3040 1920 3200	- - - -	- - - -	- - - -	Бригада покрівельників	20 2 2 2	2 2 2 2	9,5 6 10 10
24	Засклення металевих рам промислових будівель I II III	100 м ²	16,42 9,94 1,3 5,18	РЭСН 15-208-1	71,77	0,78	1178,46 713,39 93,3 371,77	1056 624 96 336	12,8 7,75 1,01 4,04	- - - -	- - - -	Бригада склярів 3р-6	6 6 6 6	2 2 2 2	6,5 1 3,5 3,5
25	Монтаж обладнання I II III			15%			5653,29 1884,43 1884,43 1884,43	4800 1600 1600 1600			МКТ-6-45 1	Монтажник 5р-2, 4р-2, 3р-4, 2р-2	10 10 10 10	2 2 2 2	10 10 10 10
26	Електротехнічні роботи I II III			3%			1130,67 376,89 376,89 376,89	960 320 320 320				Ел.монтажник 5р-1, 4р-1, 3р- 2, 2р-1	5 5 5 5	2 2 2 2	4 4 4 4
27	Сантехнічні роботи I II III			3%			1130,67 376,89 376,89 376,89	960 320 320 320				Сантехнік 5р- 1, 4р-1, 3р-1, 2р-1	4 4 4 4	2 2 2 2	5 5 5 5
28	а) Фарбування стін з середини приміщень I II III	100 м ²	54,72 33,12 4,32 17,28	РЭСН 15-152-1	15,18	-	830,65 502,76 65,58 262,31	- - - -							
29	б) Фарбування фасадів I II III	100 м ²	54,72 33,12 4,32 17,28	РЭСН 15-155-2	30,85	-	1688,11 1021,75 133,27 533,09	- - - -							

[illegible]

4.3 Розрахунок ТЕП мережевого графіка

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

$$T_3 = 224,5 \text{ днів.}$$

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

$$K_{\text{щ}} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 370 / (370 + 212,5) = 0,635$$

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:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (224,5 / 370) = 0,393$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{\text{зм}} = \frac{T_{\text{зм}}}{T_{\text{дн}}} = (702,5 / 370) = 1,9$$

де $T_{\text{зм}} = 1 \cdot 1 + 1 \cdot 2 + 2 \cdot 34,5 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 16,5 + 2 \cdot 20,5 + 2 \cdot 18 + 2 \cdot 5,5 + 2 \cdot 18 + 2 \cdot 36,5 + 2 \cdot 25,5 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 35 + 2 \cdot 30 + 2 \cdot 14,5 + 2 \cdot 31,5 + 1 \cdot 2 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 3 = 702,5$ — загальна кількість змін;

$T_{\text{дн}} = 370$ (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{Q_{\text{макс}}}{Q_{\text{сер}}} = (72 / 26) = 2,77$$

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

$N = 1 \cdot 1 + 1 \cdot 2 + 12 \cdot 26,5 + 16 \cdot 5,5 + 32 \cdot 2,5 + 20 \cdot 5 + 16 \cdot 1,5 + 12 \cdot 3 + 28 \cdot 3 + 12 \cdot 3 + 4 \cdot 0,5 + 8 \cdot 9 + 4 \cdot 2 + 14 \cdot 11 + 10 \cdot 3,5 + 20 \cdot 1,5 + 30 \cdot 2 + 20 \cdot 2 + 10 \cdot 3,5 + 20 \cdot 11,5 + 10 \cdot 10,5 + 50 \cdot 14,5 + 40 \cdot 3,5 + 52 \cdot 6,5 + 60 \cdot 1 + 20 \cdot 3,5 + 8 \cdot 2,5 + 18 \cdot 4 + 28 \cdot 4 + 20 \cdot 4 + 8 \cdot 2,5 + 18 \cdot 4 + 28 \cdot 4 + 20 \cdot 4 + 10 \cdot 7 + 30 \cdot 20 + 20 \cdot 1 + 40 \cdot 5,5 + 72 \cdot 3,5 + 52 \cdot 5,5 + 32 \cdot 22,5 + 10 \cdot 2 + 20 \cdot 5 = 5749$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Q_{\text{сер}} = N / T_3 = 5749 / 224,5 = 26$ (робітників) — середня чисельність робітників.

4.4 Розрахунок потреби у тимчасових адміністративних і санітарно-побутових будівлях та складських площ

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 оболонки.

Визначення кількості робітників.

Максимальна кількість робочих за графіком руху — 72 осіб.

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

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

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

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

Усього в першу зміну працює $50 + 9 + 2 = 61$ особа. З них:

- жінок: $61 \cdot 0,3 = 18$ осіб;
- чоловіків: $61 - 18 = 43$ особи.

Визначення номенклатури адміністративних і санітарно-побутових приміщень (табл. 4.4).

Таблиця 4.4 – Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кіль-ть працюючих	Норма площі на одного працюючого, м ²	Розрахункова площа, м ²	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м ²	Кіль-ть будівель
1	2	3	4	5	6	7	8
Адміністративні приміщення							
Контора виконроба	9	4	36	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Кабінет техніки безпеки	61	0,2	12,2	9×2,7×3,8	Контейнерна	25,6	1
Охоронна будка	2	4	8	2×2	Неінвентарна	8	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна з лавами	72	0,6	43,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Душова з переддушовою	25	0,82	20,5	9×2,7×3,8	Контейнерна	45,6	2
Умивальна групова	61	0,06	3,66	Поєднується з гардеробною			
Туалети – чоловічі	43	0,07	3,01	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
– жіночі	18	0,14	2,52	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для просушки спецодягу	61	0,2	12,2	6×2,7×2,6	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

Таблиця 4.5 – Розрахунок площ тимчасових складів

№ з/п.	Найменування матеріалів, конструкцій і деталей	Одиниця виміру	Час використання в днях	Потреба		Коефіцієнти		Норма запасу в днях	Запас матеріалів, що підлягає зберіганню	Норма зберігання матеріалу на 1 м ² підлоги складу	Розрахункова площа складу, м ²	Коефіцієнти на проходи і проїзди	Загальна розрахункова площа складу, м ²	Прийнята площа складу, м ²	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	нерівномірності находження матеріалів	нерівномірності використання матеріалів								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Колони	м ³	18	597,36	33,19	1,1	1,3	4	189,83	0,80	237,28	1,25	296,61	396 (19,5×12) (13,5×12)	відкр.
2	Підкранові балки	м ³	5,5	122,84	22,33	1,1	1,3	2	63,88	0,50	127,75	1,2	153,3	156 (13×12)	відкр.
3	Кроквяні ферми	м ³	18	245,16	13,62	1,1	1,3	2	38,95	0,07	556,47	1,2	667,77	876 (2×36,5×12)	відкр.
4	Плити покриття	м ³	18	352	19,56	1,1	1,3	3	83,89	0,50	167,79	1,2	201,34		відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м ³	36,5	367,1	10,06	1,1	1,3	5	71,91	1,00	71,91	1,2	86,29	96 (8×12)	відкр.
6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	60	1,53096	0,0255	1,1	1,3	5	0,1824	0,50	0,365	1,2	0,438	6×7	закр.
7	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	60	5,7432	0,0957	1,1	1,3	5	0,6844	0,70	0,978	1,2	1,173		закр.
8	Дріт сталевий і цвяхи	т	36,5	0,001512	0,0004	1,1	1,3	5	0,00297	2,50	0,00012	1,2	0,00014		закр.
9	Мастильні матеріали	т	36,5	0,00521	0,00014	1,1	1,3	3	0,0006	0,60	0,001	1,2	0,0012		закр.
10	Рогожа	м ²	18	211,2	11,73	1,1	1,3	3	50,336	2,5	20,13	1,2	24,16		закр.
11	Металопрокат	т	18	0,4528	0,0252	1,1	1,3	5	0,1799	1,50	0,12	1,2	0,144	6×7	навіс
12	Дошки обрізні із хвойних порід	м ³	43	2,01504	0,0469	1,1	1,3	5	0,335	1,25	0,268	1,2	0,322		навіс
13	Руберойд підкладочний з пиловидною підсипкою РПП-300Б	м ²	18	197,824	10,99	1,1	1,3	5	78,58	2,50	31,43	1,2	37,72		навіс
14	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м ²	36,5	3,164	0,0867	1,1	1,3	5	0,6198	20,00	0,031	1,2	0,037		навіс

4.5 Розрахунок тимчасового водопостачання

Таблиця 4.6 – Споживачі водопостачання

Споживачі води	Найбільша кількість споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну	Питомі витрати води, л	
		Одиниці	Кількість
1	2	3	4
Виробничі потреби:			
Екскаватор	1	маш.-год.	12,5
Бульдозер	1	маш.-доба	450
Кран	1	маш.-доба	550
Автосамоскид	5	маш.-доба	550
Технологічні потреби:			
Оздоблювальні роботи	360,63	м ²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	124,24	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
Ідальня	61	люд. на зміну	12,5

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

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

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_l — 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: $0,75 \cdot 360,63 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0169$ л/с;

Влаштування покрівлі: $7,5 \cdot 124,24 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0582$ л/с;

Загалом: $q_{\text{техн}} = 0,0751$ л/с.

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

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

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

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

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

N_1 — кількість працюючих в найбільш завантаженому зміні;

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

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

t — тривалість роботи душової установки (45 хвилин).

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

Загальні секундні витрати води:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{зосп}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 15,53 \text{ л/с}.$$

6.6 Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

Загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{15,53 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,81 \text{ мм}$$

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

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0751) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,61 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

На санітарно-побутові потреби:

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

Приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

4.6 Розрахунок тимчасового електропостачання

Електроенергію на будівельному майданчику витрачаємо:

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

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

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

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

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

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

P_c — силова потужність машини або установки, кВт,

P_m — потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

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

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

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

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

Таблиця 4.7 – Потреби електроенергії за споживачами

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

Таблиця 4.8 – Електричне освітлення внутрішнє

Споживачі	Загальна площа, м ²	Норма потужності на освітлення 1м ² , Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	3	4	5
1. Гардеробна з умивальною	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 працівників	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	4	15	0,06
10. Кабінет техніки безпеки	25,6	15	0,384
11. Приміщення для особистої гігієни	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	42	3	0,126
Разом:			6,35

Таблиця 4.9 – Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Од. вимір.	Загальна площа, м ² (довжина, м),	Освіт- лення, лк	Норма потужності на 1м ² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгенплану)	м ²	56700	2	0,4	22,68
Площа будівлі (монтажна зона)	м ²	6336	20	3	19,01
Головні проходи та проїзди	км	1,2	3	5	6
Охоронне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Аварійне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Разом					50,69

$$P=(1,1/0,75) \cdot ((70 \cdot 0,7 + 70 \cdot 0,7 + 30 \cdot 0,7 + 1,6 \cdot 0,15 + 0,27 \cdot 0,15 + 35 \cdot 0,35 + 2,4 \cdot 0,15) + 6,35 \cdot 0,8 + 50,69) = 347,1 \text{ кВт}$$

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

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

4.7 Будівельний генеральний план

Будівельний генеральний план розроблено для стадії монтажних робіт. На БГП наносимо контури будівлі з зазначенням монтажною зони будівлі та робочої і небезпечної зони роботи крану. Монтажна зона, де можливе падіння вантажу при встановленні та закріпленні елементів, охоплює територію на відстані 5 м від контуру будівлі (дана зона визначена для монтажу верхньої стінової панелі). На БГП її позначаємо штриховою лінією, а на місцевості — попереджувальними написами і знаками. Робота крана на монтажі конструкцій в монтажній зоні ведеться за нарядом-допуском. Робоча зона кожного крана окреслюється радіусом максимального робочого вильоту стріли; позначаємо її на окремих характерних стоянках кожного з кранів. Небезпечна зона — це простір, де можливе падіння вантажу при його переміщенні з урахуванням вірогідного розсіювання при падінні. Межу цієї зони визначаємо відстанню по горизонталі від стоянки крану за формулою:

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

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

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

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

Тимчасові електромережі зображенні схематично: вказані трансформаторні підстанції, розподільні шафи. Радіус обслуговування однієї розподільчої шафи 25 м. На будівельному майданчику розміщені кабельні освітлювальні і силові мережі електропостачання. В будівництві використовуємо струм 380 В для роботи електродвигунів і технологічних потреб та 220 В для освітлення. Кабельні мережі прокладаємо на глибині 0,8 м.

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

Визначаємо також техніко-економічні показники будгенплану.

Коефіцієнт забудови:

$$K_3 = F_2 / F_1 = 6336 / 56700 = 0,11$$

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

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

Коефіцієнт використання площі території визначають за формулою:

$$K_{\text{вик}} = (F_2 + F_{\text{т.б.}}) / F_1 = (6336 + (612 + 5340)) / 56700 = 0,22$$

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

Довжина тимчасових доріг складає 890 м; довжина тимчасових мереж водопостачання – 780 м; довжина тимчасових мереж електропостачання – 1577 м.

5 ОХОРОНА ПРАЦІ

						КНУ.БР.192.26.196с.11.ОБ		
Зм.	Арк.	№ документа	Підпис	Дата	Охорона праці			
Керівник	Паливода							Літера
Консультант	Паливода							Аркуш
Дипломник	Рябоконь							Аркушів
Зав. каф.	Валовой М.							
Н. контроль	Паливода							БІ-22-1

5.1 Безпека монтажних робіт

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

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

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

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

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

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

До самостійного виконання верхолазних робіт допускаються особи не молодше 18 років, які пройшли навчання та перевірку знань з охорони праці, медичний огляд та визнані придатними до виконання даного виду робіт, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року і тарифний розряд не нижче 3-го.

Фарбування й антикорозійний захист конструкцій і устаткування необхідно робити до піднімання конструкцій на проектну позначку. Після піднімання зазначених конструкцій фарбування чи здійснення антикорозійного захисту допускається виконувати тільки в місцях стиків і з'єднань конструкцій.

5.2 Безпека електрозварювальних робіт

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

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

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

5.3 Безпека переміщення і складування вантажів

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

Укладка вантажу виконується рівномірно без порушення встановлених для складування габаритів, без загромождження проходів і під'їздів. Матеріали (конструкції) необхідно розміщувати на вирівняних майданчиках та вживати заходів, що запобігають самовільному зсуву, осіданню, опаданню і розкочуванню. Майданчики для складування повинні мати стоки поверхневих вод. Складувати конструкції та матеріали на будівельному майданчику і робочих місцях необхідно так:

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

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

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

5.4 Організація безпечної роботи на будівельному майданчику

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

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

ВИСНОВКИ

Представлена бакалаврська робота на тему «Проектування будівництва трьохпролітної промислової будівлі трубопрокатного цеху» містить розрахунково-пояснювальну записку, структуровану за 4 основними розділами, а також графічну частину, яка представлена на 6 аркушах креслень встановленого формату.

В основу інженерно-будівельних рішень покладено проектування багатопролітного промислового корпусу, тримальний кістяк якого комбінується зі збірних залізобетонних та профільних металевих конструкцій. З технологічного погляду, проєктований шліфувальний сектор цеху забезпечує фінішну механічну обробку металевих деталей для досягнення нормативної точності лінійних розмірів, правильної геометричної форми та заданого рівня шорсткості робочих поверхонь. Ключовим завданням виробничого процесу є остаточне доведення та калібрування заготовок, що пройшли попередні стадії токарної, фрезерної або термічної обробки.

Географічний район майданчика будівництва — м. Львів.

Об'ємно-планувальні та конструктивні особливості об'єкта

- **Конфігурація споруди:** одноповерхова промислова будівля каркасного типу, яка об'єднує 5 паралельних виробничих прольотів однакової орієнтації, а також інтегровану прибудову під адміністративно-побутовий корпус (АПК).
- **Внутрішній транспорт:** кожен проліт оснащено опорними мостовими кранами розрахункової вантажопідйомності відповідно до вимог технологічного завдання. Висотна відмітка підкранових колій скоригована залежно від геометричних параметрів та типу тримальних колон каркаса.
- **Деформаційні вузли:** для нівелювання температурних коливань та внутрішніх напружень у залізобетонному кістяку будівлі передбачено влаштування температурних швів на базі спарених опорних колон.

- **Модульна сітка:** крок вертикальних опорних конструкцій у межах залізобетонного блоку адміністративно-побутового корпусу прийнято уніфікованим і становить 6 метрів.

Структура та зміст розділів випускної роботи

Архітектурно-будівельний розділ.

Ця частина пояснювальної записки містить стисле обґрунтування функціональних та технологічних процесів підприємства, розрахункове визначення параметрів генерального плану, а також детальний опис конструктивної схеми та об'ємно-планувальних параметрів корпусу. Додатково виконано теплотехнічний аналіз зовнішнього стінового огороження та наведено опис рішень щодо внутрішнього й зовнішнього оздоблення.

Графічна частина розділу винесена на **аркуші 1–2**, де представлені:

- Генеральний план промислового майданчика;
- Архітектурні фасади будівлі;
- План на нульовій позначці (відм. 0,000);
- Поперечний і поздовжній розрізи корпусу, а також конструктивний вузол розрізу по стіні.

Розрахунково-конструктивний розділ.

Присвячений інженерному розрахунку тримальних елементів покриття, зокрема збірної залізобетонної панелі покриття розміром у плані 6 х 3 м. У процесі проектування визначено чинні нормативні та розрахункові навантаження, обчислено внутрішні зусилля у критичних перерізах поясових елементів, на основі чого підібрано площу робочого армування. Для бетонування конструкції заздалегідь призначено важкий бетон класу **C12/15 (B15)**.

На **аркуші 3** графічної частини наведено:

- Робочі креслення панелі покриття П1;
- Відомості витрат сталі та детальні специфікації арматурних виробів.

Також у проекті проведено **порівняльний техніко-економічний аналіз засобів механізації** (п. 3.2.2). Результати розрахунків довели раціональність першого варіанта — укладання бетону за схемою «кран-баддя», що виявився

економічно доцільнішим за альтернативну схему із залученням автобетононасоса.

Технологічний та організаційний розділи.

У технологічному блоці деталізовано методику та правила зведення підземної частини корпусу (стовпчастих фундаментів). На **аркуші 4** розроблено повноцінну технологічну карту на цей процес, де провідним механізмом визначено автомобільний кран КС-2561Е з довжиною стріли 12 метрів.

Організаційна частина містить комплекс інженерних розрахунків будівельного виробництва:

- Визначення необхідних площ для тимчасових складських майданчиків;
- Розрахунок габаритів інвентарних адміністративно-побутових споруд;
- Обчислення пікових витрат води та електричної енергії для потреб майданчика.

На основі розрахованих трудомісткостей та оптимізації складу робочих ланок побудовано лінійний календарний графік, мережеву модель процесу, а також спроектовано будівельний генеральний план об'єкта.

Матеріали з організації будівельного виробництва наочно представлені на аркуші 5. Згідно з розрахунковими графіками, загальний термін зведення цеху становить 225 днів, а виконання процесів передбачено в одну та частково у дві зміни. Пікове (максимальне) завантаження за кількістю робітників становить 72 особи, тоді як середній показник чисельності персоналу впродовж будівництва дорівнює 27 працівникам.

Окремим блоком в роботі опрацьовано **заходи з охорони праці**, де сформовано нормативний перелік вимог щодо безпечного ведення будівельних, монтажних та спеціальних процесів на майданчику.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.1.2-2-2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Видання офіційне. – К. : Мінбуд України, 2006. – 60.
2. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – К.: Мінрегіон України, 2014.
3. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 48 с.
4. ДБН Б.1.1-4-2009. Склад, зміст, порядок розроблення, погодження та затвердження містобудівного обґрунтування.
5. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
7. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель.
8. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
9. ДСТУ-Н Б А.3.2-16:2015 Настанова щодо влаштування суцільних захисних огорожень при зведенні каркасно-монолітних будівель.
10. ДБН Б.2.2-12:2019 Планування та забудова територій.
11. ДБН Б.2.2-5:2011 Благоустрій територій. Зміна № 1. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2018.
12. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія.
13. ДСТУ Б А.2.4-6:2009. СПДБ. Правила виконання робочої документації генеральних планів.
14. ДСТУ Б А.3.2-13: 2011. Системи стандартів безпеки праці. Будівництво. Електробезпека. Загальні вимоги (ГОСТ 12.1.013-78, MOD).

15. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови.
16. ДБН В.2.5-56:2014. Системи протипожежного захисту.
17. НАПБ А.01.003-2009. Правила улаштування та експлуатації систем оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей в будинках та спорудах.
18. ДСТУ ISO 6309:2007. Протипожежний захист. Знаки безпеки. Форма та колір (ISO 6309:1987, IDT).
19. ДСТУ ISO 7240-1:2007. Системи пожежної сигналізації та оповіщення.
20. ДСТУ EN 13501-1:2016. Пожежна класифікація будівельних виробів і будівельних конструкцій.
21. ДСТУ 7950:2015. Дизайн і ергономіка. Робоче місце під час виконання робіт стоячи. Загальні ергономічні вимоги.
22. ДСТУ-Н Б А.3.1-16:2013. Настанова щодо виконання зварювальних робіт при монтажі будівельних конструкцій. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014.
23. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник / А.М. Павліков – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.
24. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки.
25. ДБН В.1.3-2:2010 Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві.
26. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013. Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів.
27. ДСТУ Б В.2.6-168:2011 Арматурні та закладні вироби зварні, з'єднання зварні арматури та закладних виробів залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови.
28. Технічний нагляд за безпечною експлуатацією вантажопідіймальних кранів: Навчальний посібник. - К. 2003. - 344 с.
29. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2018.

30. ДБН В.2.5-74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. Основні положення проектування.
31. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016
32. ДСТУ 7239:2011. Система стандартів безпеки праці. Засоби індивідуального захисту. Загальні вимоги та класифікація. Видання офіційне. – К.: ДЕРЖСПОЖИВСТАНДАРТ УКРАЇНИ, 2011
33. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012.
34. НПАОП 0.00-1.15-07. Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті. – К.: Державний комітет України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду, 2007.
35. НПАОП 28.52-1.31-13. Правила охорони праці під час зварювання металів. – К.: Міністерство надзвичайних ситуацій України, 2013.
36. ДСТУ Б А.3.2-15:2011. Система стандартів безпеки праці. Норми освітлення будівельних майданчиків (ГОСТ 12.1.046-85, MOD). Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012.
37. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація.
38. НПАОП 0.00-1.80-18. Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання. – К.: Міністерство соціальної політики України, 2018
39. НАПБ А.01.001-2014. Правила пожежної безпеки в Україні. – К.: Міністерство внутрішніх справ, 2014
40. ДБН А.3.1-3. Приймання в експлуатацію закінчених будівництвом об'єктів.
41. ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об'єктів.
42. ДСТУ Б В.2.8-43:2011. Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт.

43. ДСТУ Б В.2.5-32:2007. Труби безнапірні з поліпропілену, поліетилену, непластифікованого полівінілхлориду та фасонні вироби до них для зовнішніх мереж каналізації будинків і споруд та кабельної каналізації.
44. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення.
45. ДСТУ Б В.2.7-171:2008. Будівельні матеріали. Добавки для бетонів і будівельних розчинів.
46. ДСТУ EN ISO 7010:2019. Графічні символи. Кольори та знаки безпеки. Зареєстровані знаки безпеки.
47. ДБН В.2.6-33:2008. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією.
48. ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів. Настанова.
49. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва.
50. ДБН В.2.6-31:2016 Теплова ізоляція будівель – [Чинний від 2017 – 05 – 01]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 33 с
51. ДСТУ Б EN 15316-2-1:2011. Системи теплозабезпечення будівель. Методика розрахунку енергопотреб та енергоефективності системи. Частина 2-1.Тепловіддача системою опалення (EN 1531621:2007, IDT). – [Чинний з 01.01.2013]. – К. : Мінрегіон України, 2012. – 43 с. – (Національний стандарт України).
52. ДСТУ Б EN ISO 13790:2011. Енергоефективність будівель. Розрахунок енергоспоживання при опаленні та охолодженні. – [Чинний з 01.07.2013]. – К.: Мінрегіон України, 2013. – 229 с. – (Національний стандарт України).
53. ДСТУ Б А.2.2-12:2015. Енергетична ефективність будівель. Метод розрахунку енергоспоживання при опаленні, охолодженні, вентиляції, освітленні та гарячому водопостачанні. – [Чинний з 01.01.2016]. – К. : Мінрегіон України, 2015. –145 с. – (Національний стандарт України).
54. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів.