МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

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

Пивоваров Данило Дмитрович
(ім'я та прізвище дипломника)

Бакалавр групи _____

_____
(домашня адреса)

ДОПУСКАЮ ДО ЗАХИСТУ
Зав. каф. промислового, цивільного і
міського будівництва
к. т. н., доц.
_____ М.О. Валовой
20_____._____._____

Проєктування будівництва
п'ятипролітної будівлі шліфувального цеху
(тема бакалаврської роботи)

Розрахунково-пояснювальна записка до бакалаврської роботи

_____ _____
(підпис, дата) (ім'я та прізвище дипломника)

Керівник _____ _____
(підпис, дата) (ім'я та прізвище)

КОНСУЛЬТАНТИ:

- з архітектурно-будівельного розділу – _____ _____ _____
(підпис, дата) (ім'я та прізвище)

- з розрахунково-конструктивного розділу – _____ _____ _____
(підпис, дата) (ім'я та прізвище)

- з техніко-економічного порівняння варіантів – _____ _____ _____
(підпис, дата) (ім'я та прізвище)

- з технології та організації будівництва – _____ _____ _____
(підпис, дата) (ім'я та прізвище)

- з охорони праці та безпеки життєдіяльності – _____ _____ _____
(підпис, дата) (ім'я та прізвище

Роботу закінчено ____ _____ 20__ р.

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 _____ Д.Д. Пивоваров
(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

1 АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ _____
1.1 Загальна характеристика будівлі, що проектується _____
1.2 Опис технологічного процесу _____
1.3 Опис генерального плану _____
1.4 Об'ємно-планувальне рішення _____
1.5 Конструктивне рішення будівлі та її елементів _____
1.6 Розрахунок природного освітлення _____
1.7 Теплотехнічний розрахунок _____
2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ _____
2.1 Розрахунок плити 3х6 м _____
2.2 Розрахунок безрозкісної ферми _____
3 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА_____
3.1 Визначення обсягів робіт з улаштування стовпчастих фундаментів ___
3.2 Вибір методів виконання робіт та засобів механізації _____
3.3 Технологія зведення монолітних стовбчастих фундаментів _____
3.4 Заходи з техніки безпеки та охорони довкілля _____
3.5 Контроль якості робіт
4 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА _____
4.1 Методи виконання робіт _____
4.2 Визначення обсягів робіт _____
4.3 Техніко-економічні показники календарного графіка _____
4.4 Розрахунок потреби у тимчасових адміністративних і санітарно-побутових приміщень _____
4.5 Розрахунок тимчасового водопостачання _____
4.6 Розрахунок тимчасового електропостачання _____
4.7 Розрахунок тимчасових складів _____
4.8 Опис будгенплану _____
4.9 ТЕП будгенплану _____
4.10 Заходи з техніки безпеки та охорони праці _____
ВИСНОВКИ _____
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ _____

Склад графічної частини:

Аркуші 1-3: Генплан, фасади; розрізи 1-1

Аркуш 4: Схема розміщення конструкцій; каркаси ферми Ф-1; специфікації; відомість витрат сталі

Аркуш 5: Схема руху кранів; схеми монтажу; календарний графік монтажних робіт; відомість потреби в механізмах; ТЕП

Аркуш 6: Будгенплан; календарні графіки; графік руху робітників; ТЕП

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

						КНУ.БР.192.26.196с.13.АР		
Зм.	Арк..	№ документа	Підпис	Дата				
Керівник		Паливода			Архітектурно-будівельний розділ	Літера	Аркуш	Аркушів
Консультант		Паливода						
Дипломник		Пивоваров				БІ-22-1		
Зав. каф.		Валовой М.						
Н. контроль		Паливода						

1.1 Загальна характеристика будівлі, що проектується

Назва будівлі – шліфувальний цех

Конструктивний тип будівлі – будівля каркасна з залізобетонним каркасом.

Клас будівлі – II.

Ступінь довговічності – II

Ступінь вогнестійкості – II.

Географічний пункт будівництва – м. Одеса.

Кліматичний район по фізико-географічним характеристикам – II.

1.2 Опис технологічного процесу

Технологічний процес у шліфувальному цеху є фінішним етапом механічної обробки деталей, який забезпечує досягнення заданої точності розмірів, геометричної форми та необхідної шорсткості поверхонь. Основним завданням цеху є остаточне доведення функціональних поверхонь заготовок після попередньої токарної, фрезерної або термічної обробки. Залежно від конфігурації деталей у цеху реалізують процеси круглого (зовнішнього та внутрішнього), плоского, безцентрового та профільного шліфування.

Виробничий цикл починається з операції контролю вихідних заготовок, перевірки припусків та очищення поверхонь. Безпосередньо процес різання здійснюється абразивними або алмазними кругами на спеціалізованих верстатах, зокрема з числовим програмним керуванням (ЧПК). Для запобігання термічним дефектам (припалам, мікротріщинам) та видалення шламу в зону обробки безперервно подається мастильно-охолоджувальна рідина (МОР). Режими різання — швидкість обертання круга, подача та глибина різання — розраховуються індивідуально для кожного типу матеріалу та вимог креслення.

Завершальний етап процесу включає обов'язкове очищення деталей від залишків охолоджувального середовища та абразивного пилу, після чого вони проходять фінішний технічний контроль (ВТК).

За допомогою прецизійних вимірювальних приладів (мікрометрів, нутромірів, профілометрів) перевіряються параметри точності та шорсткості поверхні.

Готові деталі піддаються консервації для захисту від корозії, пакуються та транспортуються на склад або на дільницю складання.

1.3 Опис генерального плану

Розробка генерального плану шліфувального цеху здійснювалася з чітким дотриманням регламентів ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», а також чинних пожежних та санітарно-гігієнічних нормативів. При цьому архітектурно-просторове рішення враховує логістичні та технологічні взаємозв'язки проєктуємого об'єкта з суміжними спорудами і будівлями підприємства. Функціональне зонування промислового майданчика передбачає виділення двох ключових секторів: передзаводського та виробничого. У межах передзаводської зони сконцентровано об'єкти соціально-побутового та управлінського призначення, зокрема адміністративний корпус, заклади громадського харчування (їдальня), а також зони короткочасного паркування автотранспорту.

Безпосередньо на виробничій локації, окрім головного корпусу цеху, розташовано складські приміщення для зберігання кінцевої продукції, допоміжні ремонтно-механічні майстерні та інші інфраструктурні об'єкти. Просторова орієнтація споруд враховує місцеву розу вітрів, що забезпечує ефективне природне вентилювання промислової зони, а в зимовий період запобігає накопиченню снігових мас у міжліхтарних прольотах покрівлі. Внутрішня логістика та переміщення вантажів між об'єктами реалізується за допомогою автомобільного транспорту.

Для забезпечення безперешкодного проїзду ширина автошляхів закладена на рівні від 6 до 10,5 метрів, тоді як мінімальний радіус повороту дорожнього полотна становить 12 метрів.

Благоустрій території передбачає комплексне тверде покриття та озеленення. Транспортні артерії, пішохідні тротуари та вантажні майданчики спроєктовані з асфальтобетонним настилом. По периметру капітальної будівлі цеху влаштовується захисне асфальтоване вимощення завширшки 1 метр. Санітарно-захисні та вільні зони підлягають обов'язковому ландшафтному облаштуванню: виконано висадку декоративних деревних порід, чагарників, розбито газони та квіткові клумби. Зведені підсумкові техніко-економічні критерії розробленого генплану систематизовано й наведено нижче в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1

Техніко-економічні показники за генпланом

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

1.4 Об’ємно-планувальне рішення

Об'єктом проєктування є одноповерхова будівля шліфувального цеху, яка має прямокутну конфігурацію в плані з габаритними розмірами 108×72 метри. Конструктивна схема споруди представлена багатопрольотною системою з паралельним розташуванням прольотів. Для забезпечення логістичних процесів та безпечної евакуації персоналу в зовнішніх огороджувальних конструкціях передбачено технологічні ворота та окремі дверні прорізи. Кожен робочий проліт оснащений опорними мостовими кранами відповідної вантажопідйомності, висотні характеристики та рівень головки рейки яких узгоджені з типом і геометричними параметрами опорних колон. Для нівелювання температурних деформацій у будівельних конструкціях по осях «М» та «8» влаштовано деформаційні (температурні) шви, виконані на спарених колонах.

Каркас будівлі закладено у збірному залізобетонному виконанні. Крок крайніх та внутрішніх (середніх) опорних колон уздовж поздовжніх і поперечних цифрових та літерних осей є уніфікованим і становить 6 метрів. Геометрична прив'язка тримальних елементів до координаційних осей виконана за стандартними правилами: зовнішні грані крайніх колон зміщені всередину від поздовжніх осей на відстань 250 мм. Своєю чергою, середні колони розташовані строго симетрично відносно поздовжніх геометричних осей, тобто поздовжня вісь збігається з центром їхнього поперечного перерізу.

Поперечні координаційні осі будівлі також проходять через геометричний центр перерізу колон. Винятком є торцеві ділянки споруди та зони влаштування температурних швів, де для забезпечення необхідних зазорів геометричні осі залізобетонних колон зміщені всередину будівлі на 500 мм

відносно поперечних розбивочних осей. Зведені архітектурно-будівельні характеристики та ключові техніко-економічні показники запроєктованого промислового корпусу систематизовано і занесено до таблиці 1.2..

Таблиця 1.2

Техніко-економічні показники будівлі

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Будівельний об’єм	$м^3$	231120	
2	Площа забудови	$м^2$	11280	
3	Корисна площа	$м^2$	10584	
4	Планувальний коефіцієнт	–	$К_1 = 20,5$	
5	Об’ємний коефіцієнт	–	$К_2 = 0,94$	

1.5 Конструктивне рішення будівлі, її елементів

Запроєктований промисловий корпус має повнокаркасну конструктивну схему. Просторова жорсткість та стійкість будівлі у поперечному напрямку гарантуються роботою поперечних рам. Ці рамні конструкції утворюються за рахунок жорсткого защемлення залізобетонних колон у стаканах фундаментів, а також шляхом надійного шарнірного або жорсткого кріплення кроквяних ферм (або покриттєвих балок) до оголовків колон за допомогою зварювання закладних деталей.

У поздовжньому напрямку геометрична незмінність та стійкість каркаса забезпечуються комплексною взаємодією поздовжніх елементів. До їхнього складу входять фундаментні та підкранові балки, система вертикальних і горизонтальних зв'язків, а також монолітний диск покриття.

Жорсткий диск формується шляхом приварювання залізобетонних або профільованих плит до верхніх поясів кроквяних конструкцій із подальшим замонолічуванням стиків, що перетворює покриття на єдину горизонтальну діафрагму жорсткості.

1.5.1 Колони

Вибір колон виконується згідно із параметрами, зазначеними у проєкті.

Конструктивне виконання збірних залізобетонних колон безпосередньо зумовлене об'ємно-планувальним рішенням промислового корпусу та технічними характеристиками підйомно-транспортного обладнання.

За своєю структурою тримальні вертикальні елементи класифікують на суцільні (прямокутного перерізу) та наскрізні (двогілкові).

За специфікою розміщення в плані будівлі їх поділяють на три основні групи: крайні, середні (внутрішні) та допоміжні фахверкові, які встановлюються у площинах поздовжніх або торцевих зовнішніх стін.

Геометричні параметри перерізу колон визначають на основі комплексу факторів, серед яких: висота приміщення, величина прольотів, крок опор, просторове розташування елемента, а також максимальна вантажопідйомність мостових кранів.

Для забезпечення надійної фіксації захисних конструкцій в одноповерхових індустріальних будівлях передбачено влаштування торцевого та повздовжнього фахверка зі збірного залізобетону.

Допоміжні стійки монтують уздовж бічних огороджень між основними колонами каркаса у випадках, коли крок головних опор становить 12 метрів, а номінальна довжина стінових панелей дорівнює 6 метрам.

Функціональне призначення фахверкових колон полягає у сприйнятті вітрових навантажень, забезпеченні просторової стійкості стін та частковому поглинанні їхньої власної ваги.

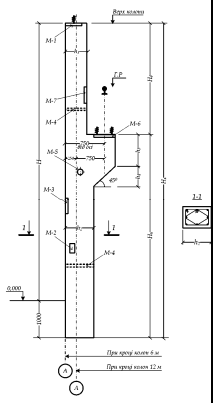
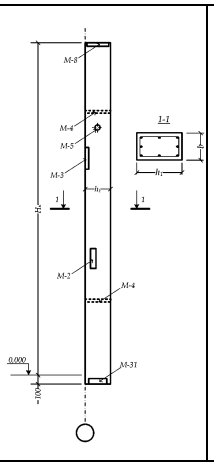
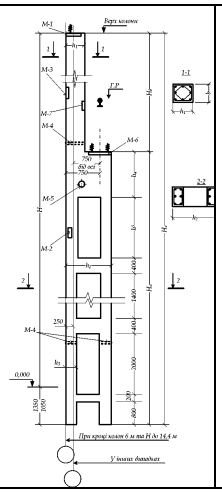
Матеріалом для виготовлення таких елементів, залежно від розрахункових зусиль, може слугувати конструкційна сталь або залізобетон.

У даному проєкті збірні залізобетонні стійки фахверка прийняті суцільного квадратного перерізу з розмірами ланок 400×400 мм. Довжину цих конструктивних елементів підібрано відповідно до загальних висотних відміток промислової споруди.

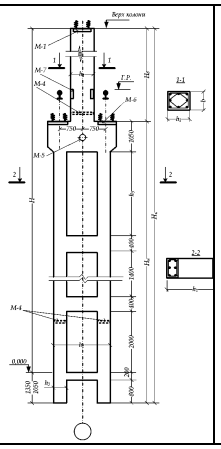
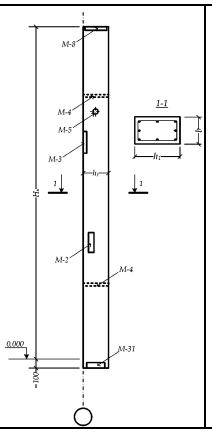
На основі аналізу вихідних технологічних параметрів та архітектурних вимог було здійснено остаточний вибір марок збірних залізобетонних колон, специфікацію яких систематизовано й представлено в таблиці 1.3.

Таблиця 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 будівлі							
3К132-6		6	30	14250	3100	10150	600 х 400
Фахверкові колони окремої будівлі							
3КФ133-1		6	30	13300			400 х 400
Колони крайнього ряду будівлі							
3КД144		6	30	15570	4920	10650	1400 х 500

Продовження табл. 1.3

1	2	3	4	5	6	7	8
Колони середнього ряду залізобетонної будівлі							
3КД144		6	30	15570	4920	10650	1900 х 600
Фахверкові колони будівлі							
3КФ145-1		6	30	14500			400 х 400

1.5.2 Фундаменти

Для монтажу збірних залізобетонних колон каркаса запроєктовано монолітні стовпчасті фундаменти стаканного типу, які, залежно від розрахункового навантаження, мають одно-, дво- або триступінчасту плитну частину (табл. 1.4).

Надійне жорстке спряження вертикальних тримальних елементів із підземною конструкцією забезпечується фіксацією нижнього кінця (бази) колони у спеціально влаштованому стакані підколонника.

З метою уніфікації та оптимізації будівельного виробництва габаритні розміри фундаментів у плані прийняті кратними модулю 300 мм, а планова відмітка верхнього обріза підколонника встановлена на єдиному рівні -0,150 м.

Внутрішні зазори стакана перевищують планові габарити колони на 150 мм у верхній частині та на 100 мм по дну.

Геометричні характеристики підколонника безпосередньо залежать від площі поперечного перерізу колон. Габарити підошви та кількість уступів визначаються діючими зусиллями, зокрема вантажопідйомністю кранового обладнання.

Для підпор середніх рядів, що зазнають найбільших навантажень, площа підошви закладається в 1,5–2 рази більшою порівняно з фундаментами крайніх рядів.

Під допоміжні фахверкові стійки передбачено одноступінчасті опорні блоки з габаритами підколонника 0,9×0,9 м.

У місцях проходження температурних (деформаційних) швів під спарені колони влаштовується загальний монолітний фундамент. Розрахунок його підошви базується на сумуванні опорних площ під кожну стійку з урахуванням ширини міжвісевої вставки та дотриманням кратності 300 мм.

На відміну від температурних, осадочні шви потребують зведення повністю незалежних фундаментних опор під кожну колону.

Координаційна прив'язка підземних конструкцій строго відповідає розбивці осей каркаса. При цьому більша сторона підколонника та підошви орієнтується у поперечному напрямку будівлі (вздовж дії максимальних згинальних моментів), а менша — у поздовжньому.

За умови задовільних інженерно-геологічних та кліматичних показників району будівництва глибина закладення базової плити становить -2,550 м. Омонолічування колон у стаканах реалізується шляхом заливки дрібнозернистого бетону високих марок на щільних заповнювачах.

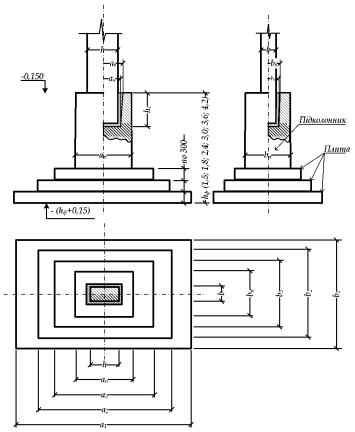
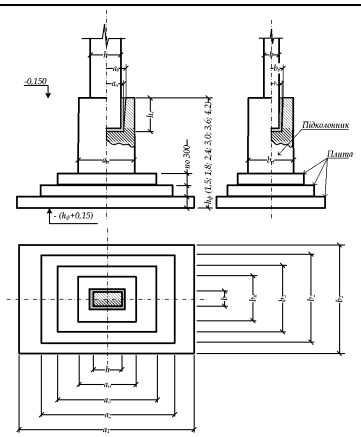
Для обпирання зовнішніх стінових захисних конструкцій застосовано збірні залізобетонні фундаментні балки. Вони спираються на приливні бетонні стовпчики (приливи), сформовані на верхньому уступі фундаменту. По крайових ділянках виконується додаткова набетонка на товщину стіни до позначки -0,030 м.

У прорізах технологічних воріт встановлення балок не передбачене. Замість них облаштовується суцільний монолітний залізобетонний підгрунток завтовшки 500 мм і завдовжки 6 м, у який монтуються анкерні болти для

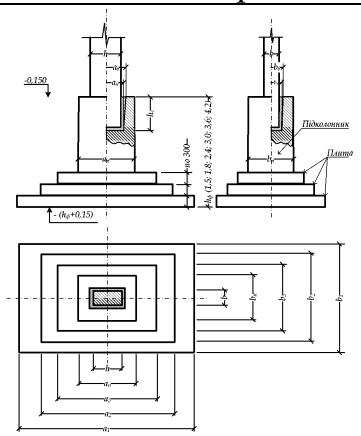
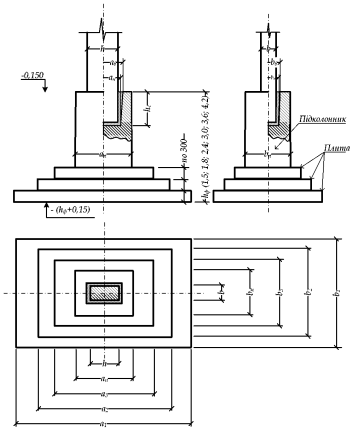
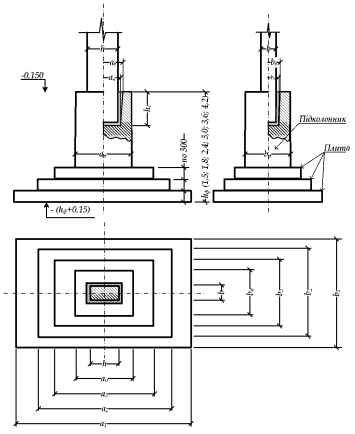
фіксації рамних конструкцій воріт. Для захисту стін від капілярної вологи по верхній грані фундаментних балок влаштовується горизонтальна гідроізоляція у вигляді шару цементно-піщаного розчину (склад 1:2) товщиною 30 мм.

Таблиця 4

Збірні фундаменти стаканного типу

Марка фундаменту	Ескіз	Переріз колони, мм	Розміри стакану і підколонника, мм	Розміри сходин, мм	Висота східця фундаменту, мм
1	2	3	4	5	6
під колони крайнього ряду окремої залізобетонної будівлі					
ФБ 19-24		600 x 400	1500 x 1500 1200 x 1200	2100 x 1800 2700 x 1800	300
під фахверкові колони окремої залізобетонної будівлі					
ФА 1-6		400 x 400	1200 x 1200 900 x 900	1500 x 1500	300

Продовження табл. 4

1	2	3	4	5	6
під колони крайнього ряду залізобетонної будівлі					
ФД 51-55		1400 х 500	2400 х 1500 2100 х 1200	3000 х 2100 3600 х 2100 4200 х 2700	300
під колони середнього ряду залізобетонної будівлі					
ФЕ 31-35		1900 х 600	3000 х 1500 2700 х 1200	3600 х 1800 4200 х 2400 4800 х 3000	300
під фахверкові колони залізобетонної будівлі					
ФА 1-6		400 х 400	1200 х 1200 900 х 900	1500 х 1500	300

1.5.3 Фундаментні балки

Для надійного обпирання збірних фундаментних балок застосовують допоміжні бетонні стовпчики (приливи) з площею поперечного перерізу 300×600 мм. При кроці основних колон каркаса 6 метрів та висоті балок

400 мм, верхня планова відмітка цих стовпчиків фіксується на рівні -0,450 м.

Організація конструктивного вузла передбачає, що верхня грань змонтованої фундаментної балки повинна знаходитися на 30 мм нижче відмітки чистої підлоги, що відповідає проєктному рівню -0,030 м. З метою нівелювання ризиків пошкодження або деформації конструкцій внаслідок можливого здимання чи просадки ґрунтової основи, під балочними елементами та з їхніх боків улаштовують демпферний шар із крупнозернистого піску або доменного шлаку.

Для забезпечення належного температурного режиму в крайових зонах опалювального промислового корпусу вздовж ліній стінового огородження виконується теплоізоляційна підсипка, ширина якої варіюється в межах від 1 до 2 метрів.

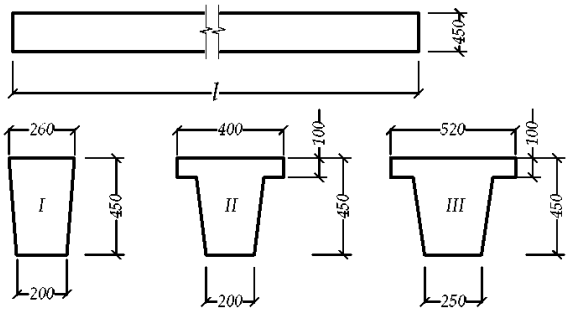
Захист підземної частини будівлі від проникнення поверхневих вод реалізується шляхом влаштування по периметру зовнішніх стін асфальтобетонного вимощення завширшки 1 метр.

Вимощення формується безпосередньо на поверхневому шарі ґрунту з нормативним поперечним ухилом від 3% до 5% у напрямку від капітальних стін споруди.

Лінійні розміри (довжина) фундаментних балок не є постійними. Вони диференціюються залежно від просторового розташування елементів у структурі будівлі (виділяють рядові, кутові балки, а також вироби для зон деформаційних швів), номінального кроку несучих колон і габаритних параметрів підколонників у плані. Специфікацію та номенклатуру прийнятих конфігурацій фундаментних балок зведено нижче в таблиці 1.5.

Таблиця 1.5

Збірні фундаментні балки

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

1.5.4 Кроквяні та підкроквяні конструкції

Несучі конструкції покриття безпосередньо спираються на вертикальні опори каркаса. Залежно від величини прольотів у проєкті застосовано залізобетонні кроквяні ферми (сегментні, безрозкісні, полігональні або з паралельними поясами) для прольотів завдовжки 18 і 24 метри, а також кроквяні балки (двосхилі, решітчасті або з паралельними поясами) для прольотів 12 і 18 метрів (таблиця 1.6). Надійне спряження покриттєвих елементів з оголовками колон реалізується шляхом фіксації опорних сталевих листів, які приварюються до заздалегідь передбачених закладних деталей ферм (балок), та додаткового закріплення за допомогою анкерних болтів.

У прольотах, де крок крайніх колон становить 6 метрів, а внутрішніх (середніх) — 12 метрів, технологічна послідовність монтажу передбачає попереднє встановлення підкроквяних ферм або балок на колони середніх рядів. Ці підкроквяні тримальні елементи виконують роль проміжних опор для кроквяних конструкцій. Тверде з'єднання підкроквяних елементів з оголовками залізобетонних колон забезпечується за рахунок високоміцного зварювання суміщених закладних деталей безпосередньо у вузлах обпирання за допомогою розрахункових зварних швів, що гарантує просторову жорсткість усього блоку покриття.

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 6-30		30	6	18000 x 2700
кроквяні конструкції залізобетонної будівлі				
ФБ 6-18		18	6	18000 x 2700
ФБ 6-24		24	6	24000 x 2700

1.5.5 Підкранові балки

Для забезпечення внутрішньоцехових логістичних процесів у промисловому корпусі передбачено експлуатацію опорних мостових кранів вантажопідйомністю від 10 до 50 тонн (таблиця 1.7). Несучою основою для влаштування надземного кранового шляху слугують підкранові балки, інтегровані в загальну конструктивну схему будівлі.

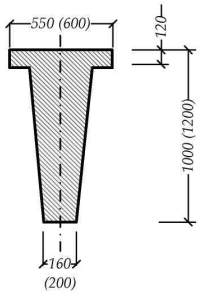
В одноповерховому промисловому будівництві при кроці тримальних опор 6 або 12 метрів і масі вантажів, що транспортуються, до 50 тонн доцільним є застосування збірних залізобетонних підкранових балок. З метою спрощення процесів заводського виготовлення, логістики та безпосереднього монтажу ці конструкції проєктуються розрізними.

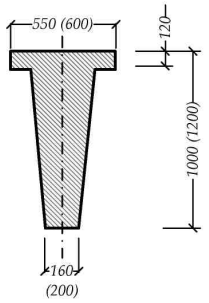
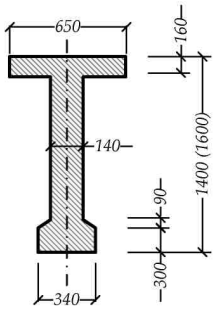
Елементи мають тавровий профіль поперечного перерізу, при цьому уніфікована висота типових залізобетонних виробів для 6-метрового кроку становить 800 або 1000 мм, а для 12-метрового прольоту — 1400 мм.

Технологічний алгоритм монтажу передбачає, що після інструментальної вивірки та встановлення підкранових балок у проєктне положення виконується їхня двовузлова фіксація до опор каркаса. У нижній зоні кріплення реалізується за допомогою болтових з'єднань із наступним зварюванням закладних елементів, тоді як у верхньому поясі балки приварюють вертикально орієнтований сталевий фасонний лист до закладних деталей колони. Безпосередньо по верхній грані підкранових балок монтуються кранові рейки типу КР. Їхня надійна довгострокова фіксація забезпечується за допомогою притискних лапок на еластичних (пружних) амортизуючих прокладках, які ефективно гасять динамічні та вібраційні навантаження від мостового крана.

Таблиця 7

Підкранові балки

Марка балки	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
Окрема залізобетонна будівля			
БКНВ 6 -4с		5960	1000 х 600

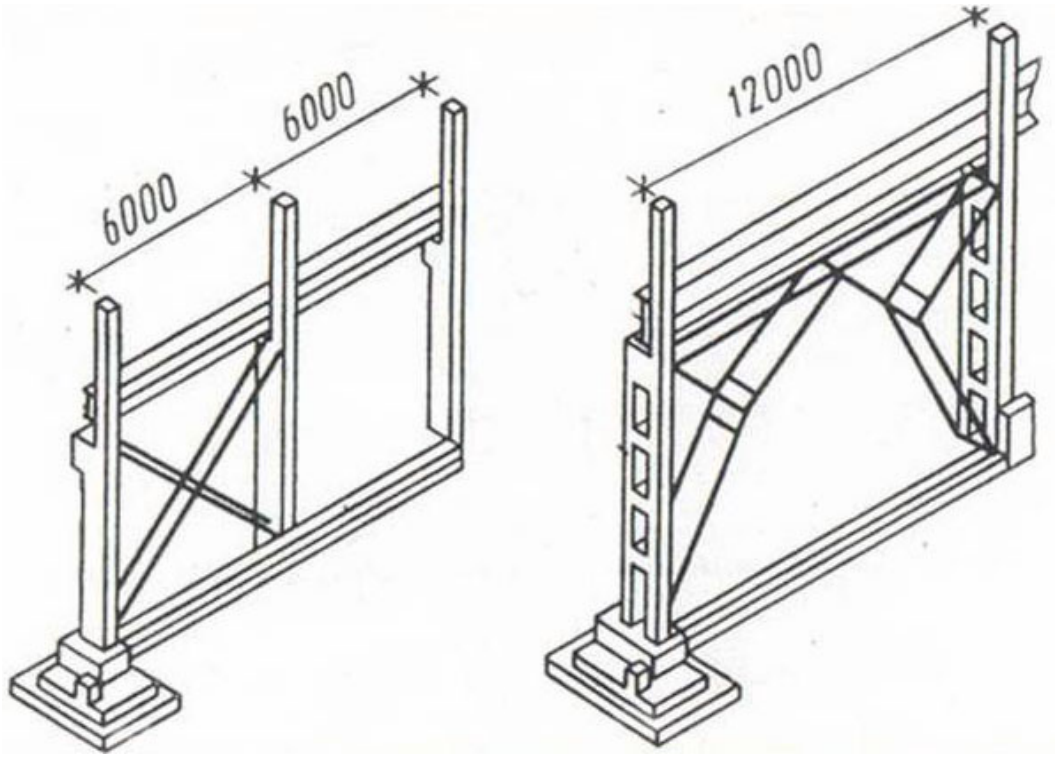
Залізобетонна будівля			
БКНВ 6 -4с		5960	1000 х 600
БКНВ 12 -3с		11950	1400 х 650

1.5.6 В’язі

На конструктивне вирішення та просторову схему вертикальних зв'язків каркаса впливає комплекс факторів: габаритна висота промислового корпусу, наявність і технічні параметри мостового кранового обладнання, а також специфіка конструкцій покриття (зокрема, будівельна висота кроквяних балок або опорних вузлів ферм).

У прольотах, оснащених опорними мостовими кранами, вертикальні зв'язки між колонами обов'язково влаштовуються у підкрановій зоні (нижче рівня підкранових балок). Їх просторово позиціонують в межах одного кроку колон — переважно по центру кожного температурного відсіку (блоку).

Якщо через специфіку розташування технологічного устаткування змонтувати зв'язки в центральному кроці неможливо, нормативні стандарти допускають їх зміщення в сусідній міжколонний проліт. Окрім базової системи зв'язків між колонами каркаса, проєктним рішенням передбачено обов'язкове влаштування допоміжних вертикальних зв'язків у площинах світлоаераційних (або зенітних) ліхтарів, у зонах кріплення шляхів підвісного транспорту.



а) *б*)

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

1.5.7 Плити покриття

Залізобетонні плити, які є основою для даху, встановлюються на поперечних кроквяних рамах. Коли кроквяні конструкції мають відстань 6 метрів, використовуються плити розміром 3 на 6 метрів і 1,5 на 6 метрів, а при відстані 12 метрів – 12 на 6 метрів і 1,5 на 12 метрів.

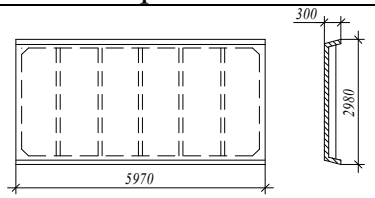
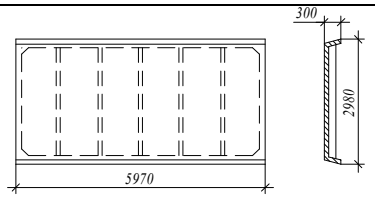
Переважно використовують плити шириною 3 метри, оскільки це відповідає відстані між вузлами кроквяних рам. Плити шириною 1,5 метри зазвичай застосовують у розжолобках, коли плити шириною 3 метри не можуть витримати навантаження від снігових відкладень.

Всі плити мають спеціальні деталі на кінцях несучих ребер, які зварюються до деталей ферм.

Між плитами шви заповнюються цементним розчином марки М100. На кінцях будівель і в місцях температурних швів деталі плит для кріплення відсунуті на 500 міліметрів.

Таблиця 1.7

Плити покриття

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

1.5.8 Стінове огородження

Індустріальні стінові панелі застосовують як зовнішні огороджувальні конструкції для опалювальних і неопалювальних промислових об'єктів із кроком тримальних опор каркаса 6 та 12 метрів. Залежно від архітектурно-планувального рішення уніфікована висота стінових елементів становить 1,2 або 1,8 метра. Для повнокаркасних будівель із залізобетонним каркасом раціональним є вибір самонесучих панелей із легких бетонів.

На кутових дільницях промислового корпусу, де торцеві колони зміщені всередину від поперечної координаційної осі на 500 мм, застосовують спеціальні подовжені панелі або вироби з добірними вставками. У площинах торцевих фасадів фіксація елементів огородження здійснюється безпосередньо до допоміжних стійок фахверка.

Проєктна товщина горизонтальних монтажних стиків між панелями дорівнює 15 мм, а вертикальних — коливається від 20 до 30 мм залежно від лінійних габаритів виробів (6 чи 12 метрів відповідно). Зважаючи на неминуче виникнення температурно-усадочних деформацій у процесі експлуатації, матеріали для заповнення швів повинні мати високу еластичність, гнучкість, гідрофобність та стійкість до атмосферних чинників. Надійне ущільнення та

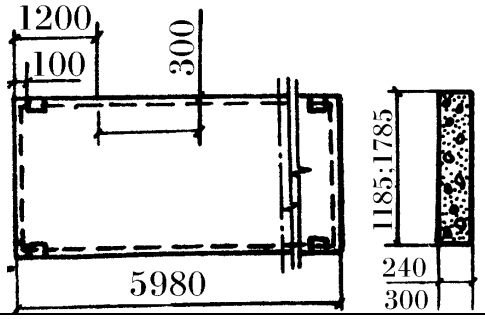
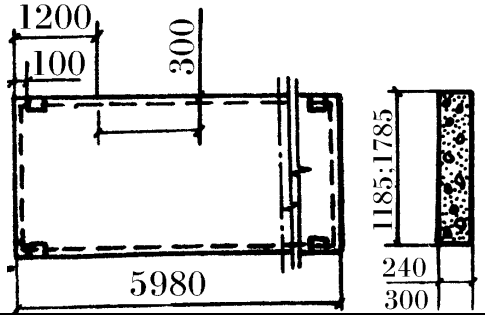
герметизація стикових з'єднань забезпечуються укладанням пружних синтетичних прокладок із пористого ізоляційного матеріалу (пороізолу або герніту) з подальшим покриттям водостійкими мастиками.

Зовнішні стіни ремонтно-механічного цеху запроєктовані за самонесучою схемою з одношарових залізобетонних панелей товщиною 300 мм (таблиця 1.8). Їхнє спряження з колонами каркаса реалізується за допомогою двох кріпильних сталевих кутників розміром 125×16 мм та довжиною 100 мм. Кутники приварюють до відповідних закладних деталей колони й огороджувальної конструкції через систему гнучких анкерів із пластинами. Стінові вироби постачаються на майданчик у повній заводській готовності, маючи з обох боків захисно-оздоблювальний фактурний шар із цементно-піщаного розчину завтовшки 20 мм.

У зонах влаштування в'їзних воріт та вхідних дверей передбачено виконання місцевих заповнень із повнотілої цегли марки М100 на розчині М50, загальна товщина яких становить 380 мм.

Таблиця 8

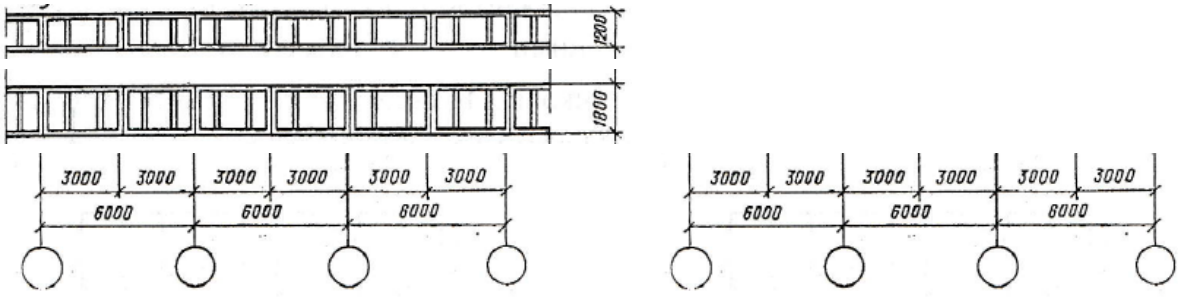
Стінове огородження

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

1.5.9 Вікна

Влаштування світлопрозорих отворів у зовнішніх стінах промислового корпусу може реалізуватися у формі окремих віконних прорізів або безперервних ліній стрічкового скління. У великогабаритних виробничих будівлях або цехах, оснащених важким мостовим крановим обладнанням, світлові отвори часто компонують у два чи три яруси за висотою. Заповнення цих прорізів здійснюється за допомогою уніфікованих металевих віконних блоків або спеціальних сталевих віконних панелей.

Конструктивна основа віконного заповнення формується системою імпостів — вертикальних сталевих стійок, що монтуються з кроком 1,5 або 2,0 метри і жорстко приварюються до закладних деталей панелей-перемичок стінового огородження. Своєю чергою, глухі та відкривні (створні) рами з верхньо-, нижньо- або боковим підвісом фіксуються до імпостів за допомогою надійних болтових з'єднань. Над створками, що відкриваються, передбачено обов'язкове встановлення захисних металевих відливів (козирків).Для будівництва об'єктів із 6-метровим кроком колон каркаса передбачено застосування сталевих віконних панелей із габаритними розмірами 6,0×1,2 м та 6,0×1,8 м. За умови, що сумарна висота світлового прорізу не перевищує 20 метрів, зазначені панельні блоки монтують послідовно один над одним і скріплюють між собою монтажними болтами М12. При більшій висоті заповнення у конструкцію фасадного скління додатково інтегрують металеві ригелі з прокатного профілю, які сприймають вітрові навантаження та власну вагу віконних блоків. Фіксація листового скла в глухих віконних рамах виконується безпосередньо до тримального профілю з обов'язковим використанням еластичних гумових ущільнювачів для забезпечення належної герметичності.



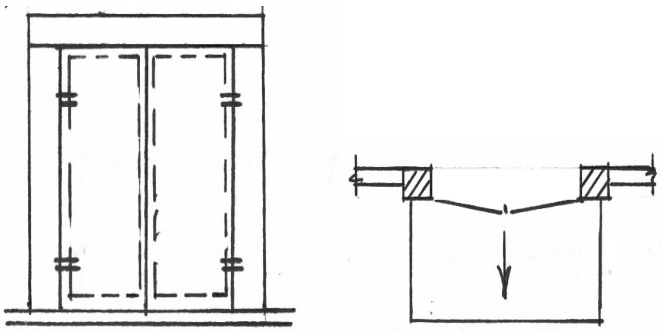
а) *б*)

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

1.5.10 Ворота

У проекті використані розпашні ворота для автомобілів з різною вантажопідйомністю. Розміри для автотранспорту становлять 3,6 на 4,2 метри.

Складові частини воріт включають ригель і дві стійки, які встановлюються на фундамент і фіксуються анкерними болтами. Раму монтують з зовнішньої сторони будівлі. З зовнішнього боку воріт, які призначені для транспорту без рейок, облаштовують похилі бетонні пандуси.



а) *б*)

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

1.5.11 Покрівля та система водовідводу

Криша розроблена як з’єднана, без вентиляції, з двох шарів руберойду та шаром гравію, закладеного в бітумній мастиці. На вирівняну поверхню плит укладається пароізоляція з одного шару руберойду на бітумній основі. У місцях, де криша переходить до парапету та інших вертикальних площин, її зміцнюють трьома додатковими шарами руберойду, які накладаються один на одного на 150-100 мм. Ці шари заходять на стіну на 250 мм і кріпляться до панелей дюбелями з інтервалом 600 мм через сталеву смугу 40 х 4 мм і фартух із оцинкованої сталі. Після цього шви замазують герметизуючою мастикою.

Система відведення води спроектована як внутрішня. Водостічні лійки розташовують у низьких місцях – в розжолобках, не рідше ніж через 48 м. Водоприймальні лійки встановлюють з прив’язкою до координатних осей на відстані 450 мм у поздовжньому напрямку та 500 мм у поперечному напрямку.

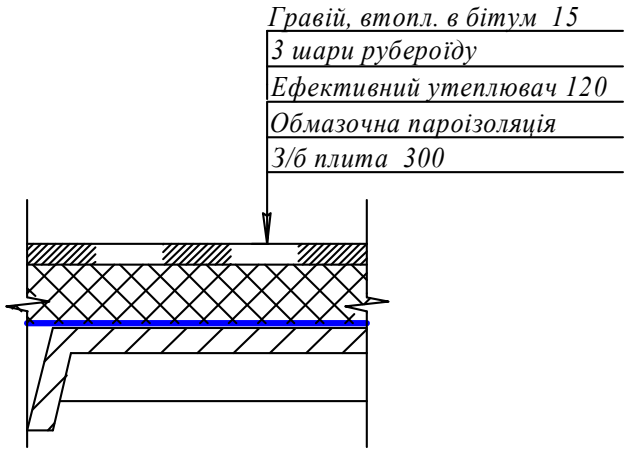


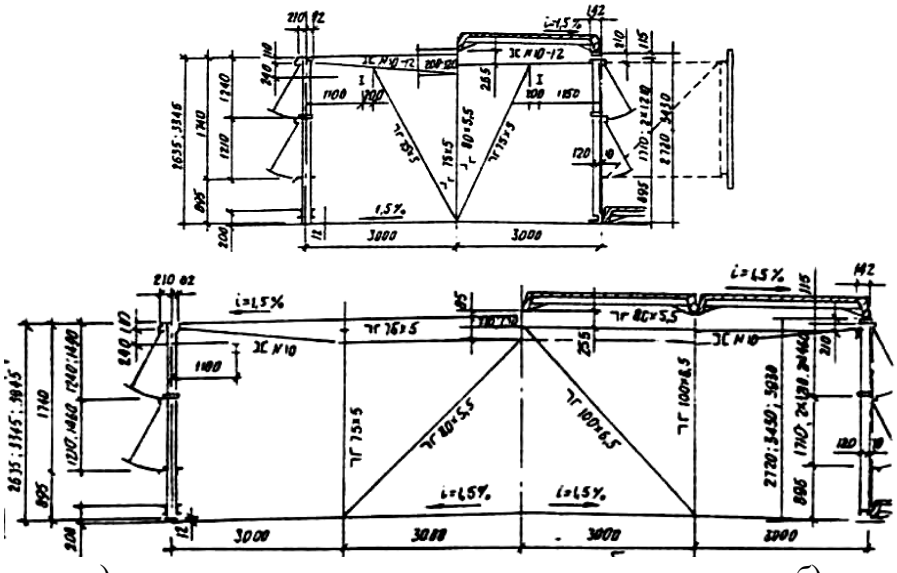
Рисунок 1.4 – Фрагмент покрівлі

1.5.12 Ліхтарі

За призначенням ліхтарні вікна класифікуються на світлові, вентиляційні та світлові.

У дипломному проекті використовуються подвійні світлові вентиляційні ліхтарні вікна шириною 6 і 12 метрів. Висота скла становить 1750 міліметрів, і вони можуть відкриватися під кутом до вертикалі за допомогою електричних механізмів.

Ліхтарні вікна розташовуються паралельно довжині будівлі. З міркувань практичного використання та пожежної безпеки максимальна довжина мансардних вікон не може перевищувати 84 метри. Якщо необхідний більший проліт, мансардні вікна будують з проміжками, які повинні дорівнювати або бути кратними відстані між фермами.



а) *б*)

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

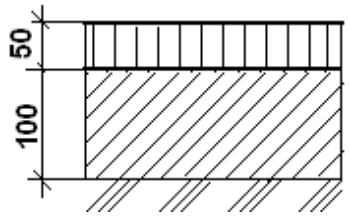
1.5.13 Підлоги

При виборі конструктивної схеми та типу промислової підлоги ключовим критерієм є специфіка технологічних процесів, що реалізуються у виробничій зоні, а також забезпечення тривалої експлуатаційної надійності та механічної міцності конструкції.

Повна пошарова структура, номенклатура будівельних матеріалів та розрахункова товщина кожного елемента для всіх типів підлог детально систематизовані у специфікаціях і винесені на відповідні графічні аркуші та креслення проєкту..

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 Грунт ущільнений щебенем	2592

1.5.14 Опорядження будівлі

Організація фасадного опорядження промислового корпусу зводиться переважно до герметизації та розшивання монтажних стиків. Це зумовлено тим, що стінові панелі постачаються на будівельний майданчик у стані повної заводської готовності, маючи заздалегідь нанесений зовнішній захисно-декоративний фактурний шар із цементно-піщаного розчину завтовшки 20 мм.

Внутрішнє оздоблення – фарбування стін, колон та стель вапном.

6 Розрахунок природного освітлення

Ширина приміщення В = 36 м; висота приміщення Н = 24,8 м; розряд роботи зору – IV; засклення – листове; ліхтарі – виконані подвійними.

Площа засклення $S = 1591.2 м^2$

Інтер’єр: стеля – біла, стіни – зеленуваті, підлога – охра.

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

1. Нормований коефіцієнт природного освітлення:

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

де m – коефіцієнт світлового клімату;

c – коефіцієнт сонячності;

e – нормований коефіцієнт природного освітлення.

2. Площа засклення:

$$S_0 = \frac{S_п \cdot k_з \cdot e_н \cdot \eta_0 \cdot \kappa_{зд}}{100 \cdot \tau_0 \cdot r_1} = 1095 м^2$$

де $S_п = 8064 м^2$ - площа підлоги;

$k_з = 1,5$ - 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 коеф. світлопропускання;

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

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

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

τ_4 - коефіцієнт, який враховує втрату світла в сонцезахисних пристроях;

τ_5 - коефіцієнт, який враховує втрату світла в захисній сітці під ліхтарями;

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

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

Для визначення r_1 знаходять середній коефіцієнт відбиття:

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

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

$S_{реал.} \geq S_0$.

Таким чином, площу засклення було прийнято вірно.

Будуємо криву природного освітлення (рис. 1.6), виходячи із таблиці 1.10.

Таблиця 1.10

Показники природного освітлення

№	Показник		Розрахункові точки						
			1	2	3	4	5	6	7
1	Від світлового пройому, А	n_1	Від бічних світлових пройомів						
		n_2	3.4	3.5	4.4	3.3	3.2	1.2	0.9
		δ_n	99	99	99	99	98	97	97
		Q	3.98	4.47	3.98	3.57	3.85	1.17	0.85
		q	78	49	35	29	21	135	145
		qδ	1.21	1.03	0.52	0.88	0.39	0.88	0.64
		n_1`	4.3	3.21	4.94	2.54	2.3	0.6	0.55
		n_1	----	----	----	1.7	2.0	4.7	0.5
		$\varepsilon_{за}$	----	----	----	85	87	81	78
		$\varepsilon_{з\Delta a}$	----	----	----	0.8	4.0	3.8	5.2
		$\varepsilon_{за}+\varepsilon_{з\Delta a}$	----	----	----	0.2	0.3	0.6	0.8
			4.3	4.3	4.3	2.74	2.8	1.4	1.35
2	Від світлового пройому, Б	n_1	----	----	0.5	0.8	0.7	0.8	1.4
		n_2	----	----	0.4	0.7	0.9	91	93
		δ_n	----	----	0.4	0.5	0.6	0.7	1.3
		Q	7	8	9	10	11	12	13.5
		q							
		qε	0.55	0.58	0.57	0.58	0.54	0.56	0.53
		n_1`							
		n_1	----	----	----	----	----	----	----
		$\varepsilon_{за}$	6.6	7	8	8.3	8.5	8.8	9
		$\varepsilon_{з\Delta a}$	63	64	68	78	72	74	79
		$\varepsilon_{за}+\varepsilon_{з\Delta a}$	4.3	4.4	5.4	68	6.3	6.5	6.8
			0.8	1.0	1.0	5.4	1.15	1.2	1.25
			0.8	1.0	1.3	1.0	1.25	1.3	1.4
3		$\sum(\varepsilon_q+\varepsilon_з\Delta R)$	5.1	4.1	4.25	4.34	3.13	2.8	2.8
4		L/b	0.03	0.2	0.33	0.48	0.56	0.77	0.99
5		r1	1.0	1.05	1.05	1.1	1.89	1.25	1.3
6		$C_б$	2.19	4.89	2.75	2.0	1.5	1 .4	1.4
7	Від світлового пройому, А		Від верхніх светлових пройомів						
		n_3	---- ----- ----- ----- ----- ----- -----						
		n_2	---- ----- ----- ----- ----- ----- -----						
		n_3n_2	---- ----- ----- ----- ----- ----- -----						
8	Від світлового пройому, Б	n_3	0.5 0.7 0.9 1.9 2.1 2.0 1.3						
		n_2	85 88 90 92 94 99 96						
		n_3n_2	42.5 61.6 81 136 197 190 125						

9 **10** **11**		$\sum n_3 n_2$ $\varepsilon_{за} = 0.01 n_3 n_2$ $e_р$	42.5 61.6 81 136 197 190 125 0.4 0.6 0.8 1.38 1.97 1.9 1.25 0.17 0.21 0.25 0.4 0.9 0.9 0.4
12		**Від бічних та**	**верхніх світлових пройомів**
		$e_р^к = e_р^б + e_р^в$, %	2.3 5.1 3.0 2.4 2.0 1.7 1.8

№	**Показни**		**Розрахункові точки**						
			8	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**
1	**Від світлового пройому, А**		**Від бічних світлових пройомів**						
		n_1	4.4	4.5	5.4	6.3	**7,2**	**7,5**	**7,3**
		n_2	99	99	99	99	**98**	**97**	**97**
		δ_n	3.98	4.47	3.98	3.57	**3.85**	**4.10**	**3.93**
		Q	78	49	35	29	**21**	**135**	**145**
		q	1.21	1.03	0.52	0.88	**0.39**	**0.88**	**0.64**
		$q\delta$	4.3	3.21	4.94	2.54	**2.3**	**2.78**	**2.5**
		n_1`	----	----	----	1.7	**2.0**	**4.7**	**0.5**
		n_1	----	----	----	85	**87**	**81**	**78**
		$\varepsilon_{за}$	----	----	----	0.8	**4.0**	**3.8**	**5.2**
		$\varepsilon_{з\Delta a}$	----	----	----	0.2	**0.3**	**0.6**	**0.8**
		$\varepsilon_{за}+\varepsilon_{з\Delta a}$	4.3	4.3	4.3	2.74	**2.8**	**3.7**	**3.5**
2	**Від світлового пройому, Б**	n_1	----	----	0.5	0.8	**0.7**	**0.8**	**1.4**
		n_2	----	----	0.4	0.7	**0.9**	**91**	**93**
		δ_n	----	----	0.4	0.5	**0.6**	**0.7**	**1.3**
		Q	14	15	16	17	**18**	**19**	**20**
		q	0.55	0.58	0.57	0.58	**0.54**	**0.56**	**0.53**
		$q\varepsilon$	----	----	----	----	**----**	**----**	**----**
		n_1`	6.6	----	8	8.3	**8.5**	**8.8**	**9**
		n_1	63	7	68	78	**72**	**74**	**79**
		$\varepsilon_{за}$	4.3	64	5.4	68	**6.3**	**6.5**	**6.8**
		$\varepsilon_{з\Delta a}$	0.8	4.4	1.0	5.4	**1.15**	**1.2**	**1.25**
		$\varepsilon_{за}+\varepsilon_{з\Delta a}$	0.8	1.0 1.0	1.3	1.0	**1.25**	**1.3**	**1.4**
3 **4** **5** **6**		$\sum(\varepsilon_q+\varepsilon_з\Delta R)$ L/b r1 $C_б$	5.1 0.03 1.0 2.19	4.1 0.2 1.05 4.89	4.25 0.33 1.05 2.75	4.34 0.48 1.1 2.0	**5.13** **0.56** **1.89** **1.5**	**5.8** **0.77** **1.25** **1 .4**	**2.8** **0.81** **1.3** **1.4**
7	**Від світлового пройому, А**		**Від верхніх светлових пройомів**						
		n_3	---- ----- ----- ----- ----- ----- -----						
		n_2	---- ----- ----- ----- ----- ----- -----						
		$n_3 n_2$	---- ----- ----- ----- ----- ----- -----						

8	**Від світлового пройому, Б**	n_3 n_2 n_3n_2	0.5 0.7 0.9 1.9 2.1 2.0 1.3 85 88 90 92 94 99 96 42.5 61.6 81 136 197 210 201
9 **10** **11**		$\sum n_3n_2$ $\varepsilon_{за} = 0.01n_3n_2$ $e_р$	42.5 61.6 81 136 197 190 125 0.4 0.6 0.8 1.38 1.97 1.9 1.25 0.17 0.21 0.25 0.4 0.9 1.1 1.0
12		**Від бічних та**	**верхніх світлових пройомів**
		$e_р^к = e_р^б + e_р^в$, %	2.3 5.1 3.0 2.4 2.9 3.15 3.01

1.7 Теплотехнічний розрахунок

Район будівництва – м. Одеса. Температура повітря найбільш холодної п'ятиденкки становить $t_H = -21^0$

За внутрішньою температурою і відносною вологістю повітря, $t_B = 16^0$**,** $\varphi \le 49$ **%** будівля відноситься до **II групи**. Умови експлуатації: **Б**.

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

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

Тоді опір теплопередачі огородження становитиме:

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

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

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

$\sum R = 0{,}65$ - сума термічних опорів окремих шарів огородження.

$R_0 \ge R_{TP}$.

Отже, параметри прийнятої конструкції відповідають умовам експлуатації й розрахунковій температурі.

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахунок плити 3х6 м

2.1.1 Вихідні дані

Слід запроектувати ребристу панель 3х6 м для теплого покриття по безрозкісним фермам із прольотом 30 м.

Клас бетону: С25/30, бетон легкий

$R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,8\ МПа = 0,18\ кН/см^2$;

$R_b = 17\ МПа = 1,7\ кН/см^2$;

$R_{bt} = 1,2\ МПа = 0,12\ кН/см^2$;

$E_b = 17500\ МПа = 1750\ кН/см^2$;

Коефіцієнт умов роботи $\gamma_{b2} = 0,9$ з урахуванням коефіцієнту γ_{b2} розрахунковий опір бетону: $R_b \cdot \gamma_{b2} = 1,7 \cdot 0,9 = 1,53\ кН/см^2$; $R_{bt} \cdot \gamma_{b2} = 0,12 \cdot 0,9 = 0,11\ кН/см^2$

Напружувана арматура – стрижнева термічно зміцнена, клас Ат-V.

R_{sn} = 785 МПа = 78,5 кН/ см²;

R_s = 680 МПа = 68 кН/см^2,

E_s = 190000 МПа =19000 кН/см²

Ненапружувана стрижнева арматура класу А-І, R_s =225 МПа=22,5 кН/см^2 і дротова холоднотянута Вр-І діаметром Ø5мм, R_s = 360 МПа = 36 кН/см^2;

Поперечна арматура – класу Вр-І діаметром 3мм, R_{sw}=270 МПа = 27 кН/ см²

Натяжіння арматури виконують електротермічним способом «на упори». Спуск натяжіння арматури виконують за умови набуття міцності бетону:

$R_{bp} 0,7B = 0,7 \cdot 30 = 21\ МПа = 2,1\ кН/см^2$

Напруження для арматури прийнято:

$\sigma_{sp} = 0,9R_{s,n} = 0,9 \cdot 78,5 = 70,65\ кН/см^2$

Ребриста панель відноситься до ІІ-гої категорії вимог щодо тріщиностійкості.

При А-IV $\begin{cases} a_{crc1} = 0,2\ мм \\ a_{crc2} = 0,2\ мм \end{cases}$

Максимально допустимий прогин складатиме $\{f\} = 3\ см$

Будівля зводиться у третьому сніговому районі S_n=1,2 МПа й відноситься до І-го класу відповідальності, тобто $\gamma_n = 1$

2.1.2 Призначення розмірів плити

Номінальний розмір плити 3х6 м. Конструктивний розмір: 2,98х5,97 м. Товщина полиці $h_f' = 25\ мм$. Висота панелі $h \geq 1/20 = 6000/20 = 300\ мм$.

Приймемо h=300 мм. Попередньо призначимо ширину середніх поперечних ребер: низ – 50 мм, верх – 100 мм. Висота середніх поперечних ребер – 150 мм. Висота поперечних ребер торцевих – 200 мм.

Ширина повздовжніх ребер: низ – 75 мм, верх – 105 мм. Приведена ширина повздовжнього ребра складе 80 мм, тоді двох – 160 мм.

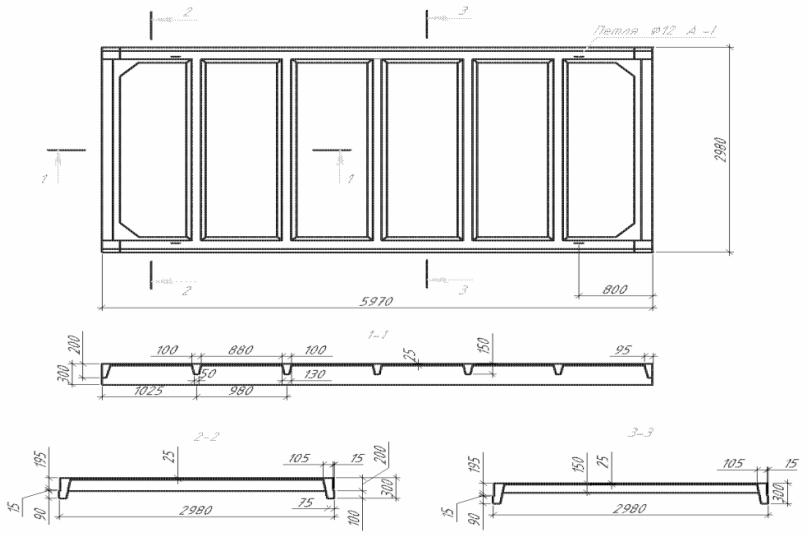


Рисунок 2.1 – Опалубочні креслення панелі 3х6 м

Таблиця 2.1

Вид навантаження	Експлуатаційне навантаження, $\frac{kH}{м^2}$	Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_f	Граничне навантаження, $\frac{kH}{м^2}$
Постійне			
Тришаровий руберoїдний настил на мастиці	0,15	1,2	0,18
Цементна стяжка 2 см, $\gamma = 20\frac{kH}{м^3}$ $0,02 \cdot 20 = 0,4$	0,4	1,3	0,52
Утеплювач – піно-полістирольні плити 15 см, *y=0,13 kH/м3* $0,10 \cdot 5 = 0,5$	0,0195	1,2	0,0234
Пароізоляція – два шари пергаміну на мастиці	0,1	1,2	0,12
Ребриста плита з приведеною товщиною 5,3 см, $\gamma = 25\frac{kH}{м^3}$ $0,053 \cdot 25 = 1,33$	1,38	1,1	1,656
Разом	2,05		2,5

Змінне			
Снігове: квазипостійне короткочасне	0,262 1,02	1 1,04	0,262 1,06
Пилове	0,2	1,3	0,26
Всього	4,07		4,08

2.1.3 Розрахунок полиці

Розрахункове навантаження на 1 м.кв. полиці:

Постійне:

Від ваги покриття: $g_1 = 0,18 + 0,52 + 0,0234 + 0,12 = 0,85\ кН/м^2$

Від ваги полиці панелі товщиною 2,5 см: $g_2 = \delta \cdot \gamma \cdot \gamma_f = 0,025 \cdot 1,6 \cdot 1,2 = 0,48\ кН/м^2$

(для легкого бетона $\gamma_f = 1,2...12\ кН/м^3$; $\gamma = 25\ кН/м^3$)

Снігове навантаження: $s = 0,262 + 1,06 = 1,322\ кН/м^2$.

Повне навантаження на полицю: $p_1 = g_1 + g_2 + s = 0,85 + 0,48 + 1,322 = 2,65$ кН/м²

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

Згинальний момент в полиці з урахуванням коефіцієнту надійності за призначенням $\gamma_n = 1$:

$$M = \frac{P_1 \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n}{11} = \frac{2,65 \cdot 0,88^2 \cdot 1}{11} = 0,44\ кНм$$

l_0 – відстань між поперечними ребрами .

Корисна товщина полиці плити у просвіті:

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

Знаходимо α_m при b = 100 см:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,44 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 1,3^2} = 0,17$$

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

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{0,44 \cdot 100}{36 \cdot 0,906 \cdot 1,3} = 0,96\ см^2,$$

Тоді приймаємо сітку С1(рис. 2):

$$\frac{5Bp-I-(x200)+100}{4Bp-I-(x250)+100} \cdot 2940 \cdot 5900 \frac{C_1}{20}$$

(табл.. II.2.10) із площею перерізу повздовжньої арматури на 1м при кроці стрижнів у 200 мм

$A_s = 5 \cdot 0,196 = 0,98$ см², де 0,196 – площа перерізу стрижня діаметром 5 мм.

2.1.4 Розрахунок поперечних ребер

Поперечні ребра запроектовано із кроком l_1=98 см. Ребро слід розраховувати як балку таврового перерізу із защемленою опорою.

Постійне навантаження із урахуванням маси 1 м ребра:

$$g = (g_1 + g_2)l_1 + g_3\gamma_f = (0,85 + 0,48)\cdot 0,98 + (\frac{0,1+0,05}{2})(0,15 - 0,025)\cdot 1,6\cdot 9,81\cdot 1,2 = 1,47\ кН/м$$

Снігове навантаження і навантаження від пилу: $S = 1,32\cdot 0,98 = 1,29 кН/см^2$

Повне навантаження: $p_2 = g + S = 1,47 + 1,29 = 2,66\ кН/см^2$

Згинальні моменти в прольоті й на опорі:

$$M = \frac{p_2 l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{2,66\cdot 2,875^2\cdot 1}{8} = 272,76\ кН\cdot см$$

$$l_0 = 2980 - \frac{105}{2} - \frac{105}{2} = 2875\ мм$$

Поперечна сила:

$$Q = \frac{p_2 l_0 \gamma_n}{2} = \frac{2,66\cdot 2,875\cdot 1}{2} = 3,8\ кН$$

Корисна висота ребра $h_0 = h - a = 15 - 2,2 = 12,8$ см. Розрахунковий переріз ребра – тавровий із полицею у стиснутій зоні:

$$b_f' = 98 см < b_p + 2(l/6) = 10 + 2(287,5/6) = 105,83 см$$

$$Приймаємо\ b_f' = 98\ см.$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b\gamma_{b2}b_f'\cdot h_0^2} = \frac{272,76}{1,53\cdot 98\cdot 12,8^2} = 0,011$$

$$\eta = 0,995$$

$$\xi = 0,01$$

$$x = \xi\cdot h_0 = 0,01\cdot 12,8 = 0,13 см < h_f' = 2,5\ см$$

Таким чином, нейтральна вісь проходить у полиці. Тоді необхіна площа перерізу арматури (робочої) А- І:

$$A_s = \frac{M}{R_s\eta\cdot h_0} = \frac{272,76}{22,5\cdot 0,955\cdot 12,8} = 0,59\ см^2$$

Приймаємо 1 Ø 10 А-І, $A_s = 0,785\ см^2$.

Так як опорні й прольотні моменти рівні, тоді верхній стрижень КР2 приймаємо такий як і нижній: 1 стрижень діаметром ø 10 А-І, $A_s = 0,785 см^2$.

Перевіряємо несучу здатність перерізу ребра на поперечну силу із умови роботи бетону на розтяг:

$$0,6R_{bt}b\cdot h_0\gamma_{b2} = 0,6\cdot 0,11\cdot\frac{5+10}{2}\cdot 12,8 = 6,34 кН > Q = 3,8\ кН$$

Таким чином, розрахунок поперечної арматури виконувати не потрібно. Встановлюємо конструктивно поперечні стрижні із кроком 150 мм (ø 3 Вр-І).

2.1.5 Розрахунок поздовжніх ребер

Розрахунковий прольот панелі за умови ширини опори 10 см.

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

Повне розрахункове навантаження становитиме (рис. 2.4): p=3,7 кН/м^2
Приведена ширина двох поздовжніх ребер складе b=16 см.

Розрахункова ширина полиці таврового перерізу(рисунок 2): $b_f^{'} = \frac{l_0}{6} 2 + b = 212\ см$

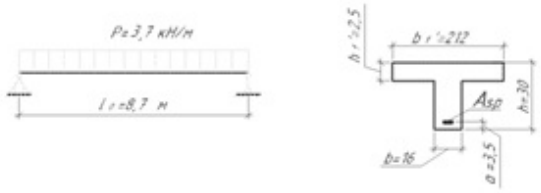


Рисунок 2.2 – Розрахункова ширина полиці

Максимальний згинальний момент:

$$M = \frac{p \cdot l_0^2 \cdot b_n \gamma_n}{8} = \frac{3,7 \cdot 5,87^2 \cdot 3 \cdot 1}{8} = 47,8\ кНм$$

b_n - номінальна ширина панелі.

Робоча висота ребра: $h_0 = h - a = 30 - 4 = 26 см$

Розрахуємо випадок таврового перерізу:

$M \le R_b \gamma_{b2} b_f^{'} h_f^{'} (h_0 - 0,5 h_f^{'})$

$4780 \le 1,53 \cdot 212 \cdot 2,5 (26 - 0,5 \cdot 2,5) = 20069,8\ кН \cdot см$

Умова виконується, тобто нейтральна лінія проходить в межах полиці, $x < h_f^{'}$.

Знайдемо коефіцієнт α_m як для елемента прямокутного перерізу з шириною $b_f^{'}$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{4780}{1,53 \cdot 212 \cdot 26^2} = 0,022$$

$\xi = 0,022$

Потрібна площа перерізу напружуваної арматури класу Ат-V (R_s=68 кН/см^2) при $\gamma_{s6} = \eta = 1,2$:

$$A_{sp} = \frac{\xi b_f^{'} \cdot h_0 \cdot R_b}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = \frac{0,022 \cdot 212 \cdot 26 \cdot 1,53}{1,2 \cdot 68} = 2,3\ см^2$$

(Для арматури класу Ат-V η=1,2)

Із сортаменту приймаємо 2Ø16, $A_s = 4,02 см^2$

Коефіцієнт армування: $\mu = A_{sp} / b h_0 = 4,02 / 16 \cdot 26 = 0,009$

Відсоток армування: $\mu\% = \mu \cdot 100 = 0,009 \cdot 100 = 0,9\% > 0,05\%$

Розрахунок міцності по перерізам, нахиленим до повздовжньої осі

Поперечна сила в опорних перерізах поздовжніх ребер становить:

$Q = 0,5 b_n \cdot p \cdot l_0 \cdot \gamma_n = 0,5 \cdot 3 \cdot 3,7 \cdot 5,87 \cdot 1 = 32,6\ кН$

Вплив звисів стиснутої полиці:

$$\phi_f = \frac{0,75 (3 h_f^{'}) h_f^{'}}{b \cdot h_0} = \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 2,5 \cdot 2,5}{16 \cdot 26,5} = 0,03 < 0,5$$

$B = \phi_{b2} (1 + \phi_f) R_{bt} \gamma_{b2} b \cdot h_0^2 = 2(1 + 0,03) \cdot 0,11 \cdot 16 \cdot 26^2 = 2451\ кН \cdot см$

У розрахунковому нахиленому перерізі:

$Q_b = Q_{sw} = Q/2$ звідки $c = B/0,5Q = 2451/0,5 \cdot 32,6 = 153,2\ см > 2h_0 = 2 \cdot 26 = 52\ см$

Приймемо с=52 см, тоді

$Q_b = B/c = 2451/52 = 47,14\ кН \geq Q = 32,6\ кН$, тобто поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

При h < 450 мм на приопорних ділянках встановлюється поперечна арматура Ø3Вр-I з кроком $s_1 = h/2 = 30/2 = 15\ см$ ($s_1 \leq 15$ см).

На іншій частині: $s_2 = \frac{3}{4}h = 22,5\ см.$

Призначаємо S_1=15 см, S_2=20 см.

Поперечні стрижні з'єднуються в каркас КР1 спеціальними монтажними стрижнями класу А-I.

2.1.6 Розрахунок панелі на утворення тріщин

Визначаємо геометричні характеристики приведеного перерізу.

Коефіцієнт приведення для напружуваної арматури $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19000}{17500} = 10,86$

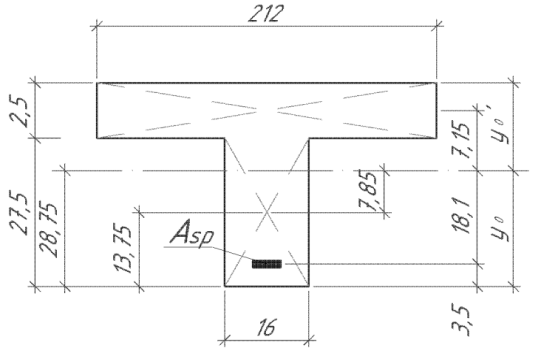


Рисунок 2.3 – Площа приведенного перерізу

$A_{red} = \sum A_{bi} + \alpha A_{sp} = 212 \cdot 2,5 + 27,5 \cdot 16 + 10,86 \cdot 4,02 = 1013,7\ см^2$

Статичний момент приведеного перерізу відносно нижньої грані:

$S_{red} = \sum S_{bi} + \alpha S_{sp} = 212 \cdot 2,5 \cdot 28,75 + 27,5 \cdot 16 \cdot 13,75 + 4,02 \cdot 10,86 \cdot 4 = 21462\ см^3$

Відстань від нижньої грані перерізу до центру ваги перерізу:

$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{21462}{1013,7} = 21,17\ см$

Відстань від верхньої грані перерізу до центру ваги перерізу:

$y_0' = h - y_0 = 30 - 21,17 = 8,83\ см$

Момент інерції приведеного перерізу:

$$I_{red} = \sum I_{bi} + \alpha A_{sp}(y_0 - a)^2 = \frac{212 \cdot 2,5^3}{12} + 212 \cdot 2,5 \cdot 7,6^2 +$$

$$+ \frac{16 \cdot 27,5^3}{12} + 16 \cdot 27,5 \cdot 7,4^2 + 10,86 \cdot 5,09 \cdot 17,17^2 = 95583\ см^4$$

Ексцентриситет прикладання сил обтиску:

$e_{op} = y_0 - a = 21,17 - 4 = 17,17\ см$

Визначення втрат попереднього напруження арматури

Перші втрати:

- від релаксації напружень у арматурі:

$\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 70,65 = 2,1\,kH\ /\ см^2$

Значення $\sigma_{sp} = 0,9R_{sn} = 0,9 \cdot 785 = 706,5$ приведено в вихідних даних для розрахунку панелі. Для арматури із високоміцного дроту $\sigma_1 = 0,05\sigma_{sp}$ від різності температур напружуваної арматури й натяжних механізмів (при Δt=65 °С)

- від різниці температур напружуваної арматури, натяжних пристроїв (t=65^{0}С):

$\sigma_2 = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 6,5 = 8,13\ kH\ /\ см^2$

- від деформації анкерів (за λ =2 мм):

$$\sigma_3 = E_s \frac{\lambda}{l} = 190000 \frac{0,002}{700} = 5,43\,kH\ /\ см^2$$

де l=7 см – довжина напружуваного стрижня;

- від швидкоплинної повзучості:

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_5) = \left[4,02 \cdot 10^{-4}\left[(70,65 - 2,1 - 8,13 - 5,43)\right] \cdot 10^6\right] \cdot 10^{-3} = 221,1\ kH$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = 221,1 / 1013,7 = 0,22\ кН\ /\ см^2 \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,22}{2,1} = 0,1 < \alpha = 0,775,$$

де R_{bp} передаточна міцність бетону (див. вихідні дані);

$\alpha = 0,25 + 0,25R_{bp} = 0,25 + 0,25 \cdot 2,1 = 0,775$

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,1 = 3,4\ МПа = 0,34\,kH\ /\ см^2$$

(при $\sigma_{bp} / R_{bp} > \alpha$, $\sigma_б = \left[40\alpha + 0,85\beta(\sigma_{bp} / R_{bp}^{-\alpha})\right]0,85$, де $\beta = 5,25 - 1,85R_{pb}$, но не більше 2,5 та не менше1,1)

Перші втрати складуть:

$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 2,1 + 8,13 + 5,43 + 0,34 = 16\,kH\ /\ см^2$

Другі втрати:

- від усадки бетону С15/20: $\sigma_b = 35\ МПа = 3,5\,kH\ /\ см^2$
- від повзучості бетону:

$\sigma_9 = \dfrac{150\alpha\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,1 = 1,28\,kH\ /\ см^2$, де $\alpha = 0,85$ для бетону, що піддано тепловій обробці за атмосферному тиску.

$\sigma_{los1} = \sigma_b + \sigma_9 = 3,5 + 1,28 = 20,78\,kH\ /\ см^2$

$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 4,02(70,65 - 16) = 219,7\,кН$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{219700}{1013,7} = 1,97\,кН\ /\ см^2 \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{1,97}{2,1} = 1,06 < 0,6$$

Повні втрати:

$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 16 + 4,78 = 20,78\ МПа$

Сила обтиску:

$P = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 4,02 \cdot 10^{-4}(70,65 - 20,78) \cdot 10^3 = 200,5\ кН$

Момент опору перерізу відносно нижніх волокон:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{95583}{21,17} = 4515\ см^3$$

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

$$r_y = 0,85\frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,85\frac{4515}{1013,7} = 3,8\ см$$

Пружнопластичний момент опору перерізу із полицею у стиснутій зоні:

$$W_{pl} = 1,75W_{red} = 1,75 \cdot 4515 = 7901,25\ см^3$$

Згинальний момент при утворені тріщин:

$$M_{crc} = R_{bt,ser}W_{pl} + M_{rp} = 0,18 \cdot 7901,25 + 4204,5 = 5626,7\ МПа$$

$$M_{rp} = P(e_{op} + r_y) = 200,5 \cdot (17,17 + 3,8) = 4204,5\ МПа$$

Момент від повного нормативного навантаження:

$$M_n = \frac{p_n l_0^2 \gamma_n b_n}{8} = \frac{3,69 \cdot 5,87^2 \cdot 3 \cdot 1}{8} = 47,68\ кН \cdot см$$

Так як $M_{crc} = 56,26\ кН \cdot см \geq M_n = 47,7\ кН \cdot см$, то розрахунок на розкриття тріщин виконувати не потрібно.

2.1.7 Розрахунок панелі по прогину

$$M_{\ln} = M = 41,86 кН \cdot см,$$

$$P = N_{tot} = 200,5 kH$$

$$z_1 = 24,75 см$$

$$R_{bt,ser} = 0,18 кН / см^2$$

$$E_b = 1750\ кН / см^2$$

$$E_s = 19000 кН / см^2$$

$$l_0 = 587 см \quad M_{rp} = 4204,5 кНсм$$

$$e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot}} = \frac{4186}{200,5} = 20,9 см$$

Значення коефіцієнта

$$\phi_m = \frac{R_{bt,ser}W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{0,18 \cdot 7901,3}{4186 - 4204,5} \geq 1 = 1, \text{приймаємо } \varphi_m = 1$$

Коефіцієнт, який характеризує нерівномірність деформацій розтягнутої зони на ділянці між тріщинами:

$$\psi_s = 1,25 - \phi_l \cdot \phi_m - \frac{1 - \phi_m^2}{(3,5 - 1,8\phi_m)e_{s,tot} / h_0} = 1,25 - 0,8 \cdot 1 - \frac{1 - 1}{(3,5 - 1,8 \cdot 1) \cdot 20,9 / 26} = 0,45 < 1,$$

де $\phi_l = 0,8$ при довготривалому навантаженні.

Кривизна осі при згині:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1}\left[\frac{\psi_s}{E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{\lambda_b E_b A_b}\right] - \frac{N_{tot}\psi_s}{h_0 E_s A_{sp}} = \frac{4186}{26 \cdot 24,75}\left[\frac{0,45}{19000 \cdot 4,02} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 1750 \cdot 530}\right] - \frac{200,5 \cdot 0,45}{26 \cdot 19000 \cdot 4,02} =$$

$$= 35 \cdot 10^{-6}\ \frac{1}{м}$$

$$A_b = b_f^{'} h_f^{'} = 212 \cdot 2,5 = 530\ см^2$$

Прогин панелі без впливу вигину від повзучості бетону унаслідок обтиску, що зменшує прогин:

$$f = \frac{5}{48} l_0^2 (\frac{1}{r}) = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot 35 \cdot 10^{-6} = 1,21 см < [f] = 3 см$$

2.1.8 Перевірка панелі на монтажні навантаження

Панель має 4 монтажні петлі із сталі А-І. Вони встановлюються в поздовжні ребра на відстані 0,8 м від торця панелі. На такій же відстані l_0= 0,8 м укладаються підкладки при транспортуванні. Із врахуванням коефіцієнта динамічності $\gamma_l = 1,5$ розраховуємо навантаження від власної ваги панелі:

$$g = 1,46 \gamma_l \cdot b_k = 1,46 \cdot 1,5 \cdot 2,98 = 6,53 \ кН / см^2$$

Від'ємний згинальний момент консольної частини панелі:

$$M = \frac{g \cdot l_0^2}{2} = \frac{6,53 \cdot 0,8^2}{2} = 2,09 кН \cdot м$$

Цей момент сприймається поздовжньою монтажною арматурою каркасів – 2 діаметри 8 А-І.

При $z_1 = 0,9 h_0$ потрібна площа перерізу вказаної арматури:

$A_s = \frac{M}{z_1 \cdot R_s} = \frac{2090}{0,9 \cdot 26,5 \cdot 225} = 0,39 см^2$, що значно менше прийнятиз за конструктивними міркуваннями 2 діаметри 8 А-І, $A_s = 1,01 см^2$.

Розрахунок підйомних петель

При підйомі панелі її вагу може бути передано на дві петлі, тоді зусилля на одну петлю складе:

$$N = \frac{g \cdot l_к}{2} = \frac{6,53 \cdot 5,97}{2} = 19,49 \ кН$$

Площа перерізу арматури петлі буде:

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{19490}{225 \cdot (100)} = 0,87 см^2$$

Приймається стрижні Ø12 мм А-І з $A_s = 1,13 \ см^2$

2.1.9 Конструювання панелі

При розрахунку полиці підібрано сітку:

$$\frac{5Bp - I - (x200) + 100}{4Bp - I - (x250) + 100} \cdot 2940 \cdot 5900 \frac{C_1}{20}$$

У середніх поперечних ребрах підібрано робочу і монтажну арматуру – Ø 10А-І. Поперечні стрижні прийняті конструктивно із діаметром 3мм Вр-І та кроком 150 мм. Стрижні з'єднано у плоский каркас Кр2. Розрахунок крайніх поперечних ребер не виконувався. Робочу, монтажну й поперечну арматуру прийнято аналогічно середнім поперечним ребрам (каркас Кр3).

З розрахунку міцності поздовжніх ребер за перерізами, нахиленими до поздовжньої осі, поперечні стрижні прийнято конструктивно із Ø 3Вр-І та кроком:

на при опорних ділянках – 15 см, в середнині прольоту – 20 см. Монтажні поздовжні стрижні прийнято діаметром 8 мм, клас А-І. Стрижні поб'єднані у каркас Кр1.

За умов забезпечення міцності опорних вузлів панелі прийнято сітки С2 (4 шт).

Кінці поздовжніх ребер армують поперечною арматурою в вигляді гнутих сіток С2 з Ø 4Вр-І, із кроком стрижнів 100 мм на довжині не менше 15d=15*14=210 мм. Для поліпшення з'єднання поздовжніх ребер із торцевими у кутах панелі встановлюються сітки С3, які зігнуто під прямим кутом із арматури Ø 4Вр-І, в кожен бік вони заходять на 350 мм. Вути панелі армують сітками С4 та С5 з Ø3Вр-І. У кутах розміщують закладні деталі М1 та М1н.

2.2 Розрахунок безрозкісної ферми

2.2.1 Вихідні данні.

Покриття – виконано з панелей розміром 3х6 м. Ферма проектується для будівлі, що відноситься до класу наслідків СС1, та категорією відповідальності – А.

Клас бетону: С42/50

γ_{b2}=0,9;

$R_b = 27,5\,МПа$, $R_{b,ser} = 27,5\,МПа = 2,75\frac{кН}{см^2}$, $R_{bt} = 1,55\,МПа = 0,155\frac{кН}{см^2}$,

$R_{bt,ser} = 1,55\,МПа = 0,155\frac{кН}{см^2}$, $E_b = 3500\ \frac{кН}{см^2} = 35\cdot 10^3\ МПа$

Арматура верхнього поясу, стояків і вузлів А-III: $R_s = R_{sc} = 365\,МПа$, $R_{sw} = 290МПа$ - $R_{s,ser} = 390\,МПа$, $R_{sw} = 355МПа$.

Попередньо напружена арматура Вр-II для нижнього поясу із натяжінням на упори. $R_s = 850\,МПа$, $R_{sc} = 400\,МПа$, $E_s = 200000\,МПа$

Ферма бетонується у металевій опалубці із механічним натяжінням на упори стенду. Передаточна міцність бетону нижнього поясу повинна бути не меншою за 11 МПа і не меншою 50% від класу бетону.

Міцність бетону у момент обтиску прийнято із умои:

$R_{bp} = 0,6B = 0,6\cdot 50 = 30\,МПа$

2.2.2 Призначення геометричних розмірів.

Висота перерізу ферми $h = \left(\frac{1}{7}...\frac{1}{8}\right)l = 4286...3750\ мм.$ Приймаємо h=4000мм.

Ширина верхньої стиснутої полиці $b_f^{'} = (1/50...1/60)l = 480...400мм.$ Приймаємо 400мм.

Ширину нижнього поясу приймаємо 250 мм. Товщину стінки приймаємо 120 мм. Товщина полиць – 250 мм. Схили скосів полиць складають 30 градусів.

У напрямку до опор стінка потовщується, таким чином що утворюється вертикальне ребро жорсткості.

Розрахунковий проліт балки $l_0 = 30000 - 2 \cdot 25 - 2 \cdot 80 = 29790$, де 25 мм - відстань від осі будівлі до торця балки, 80 мм – відстань від торця до середини опори.

2.2.3 Визначення навантажень

Постійне:

- від покриття: $2,5 \cdot 6 = 15 кН / м$
- від власної ваги: $5,8 \cdot 1,1 = 6,38 кН / м,$ де 5,8 кН/м- вага погонного метру балки.
- dсього: $g = 15 + 6,38 = 21,38 кН / м$

Тимчасове:

- тривале (від пилу): $0,2 \cdot 6 \cdot 1,3 = 1,56 кН / м$
- короткочасне (від снігу): $1,2 \cdot 6 = 7,2 кН / м$

Повне розрахункове навантаження:

- постійне й тривале: $21,38 + 1,56 = 22,94 кН / м$
- короткочасне: 7,2 *кН/м*
- разом: 30,14 *кН/м*

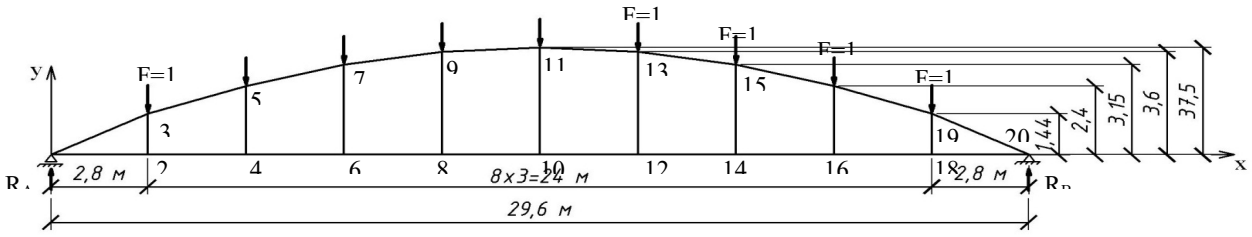
Навантаження на середні вузли:

- постійне й тривале: $21,38 \cdot 3 = 64,14 кН / м$
- короткочасне: $7,2 \cdot 3 = 21,6 кН / м$
- разом: 85,74 *кН/м*

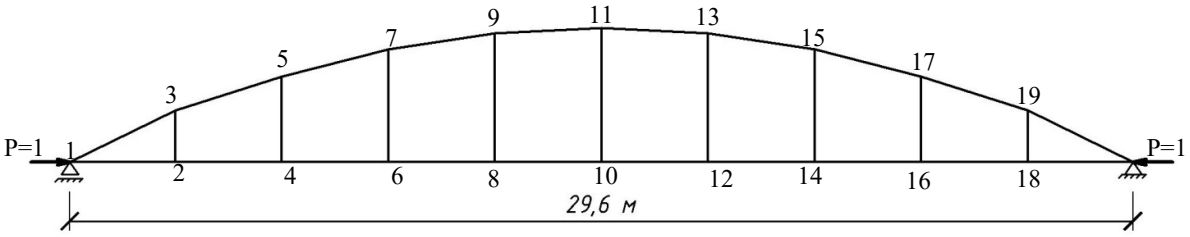
Навантаження на крайні вузли:

- постійне й тривале: $21,38 \cdot 1,5 = 32,07 кН / м$
- короткочасне: $7,2 \cdot 1,5 = 10,8 кН / м$
- разом: 42,87 *кН/м*

2.2.4 Розрахункові схеми ферм



а



б

Елемент	Вид зусилля й одиниця виміру	Зусилля у стержнях від одиничних навантажень		Зусилля у стрижнях від діючих навантажень	
		за схемою *а*	за схемою *б*	Розрахункова комбінація	Розрахункове навантаження
Нижній пояс Стрижень 8-10	M, кН·м	0,03	-0,02	$\frac{0,03\cdot 78}{0,03\cdot 49,2}$	$\frac{2,34}{1,476}$
	N, кН	10,46	0,999	$\frac{10,46\cdot 78}{10,46\cdot 49,2}$	$\frac{815,88}{514,632}$
	Q, кН	-0,11	0	$-0,11\cdot 78$	-8,58
Верхній пояс Стрижень 1-3	M, кН·м	0,187	-0,009	$\frac{0,187\cdot 78-0,009\cdot 565,95}{0,187\cdot 49,2-0,004\cdot 565,95}$	$\frac{9,49}{6,94}$
	N, кН	-11,16	-0,016	$\frac{-11,16\cdot 78+0,016\cdot 565,95}{-11,16\cdot 49,2+0,016\cdot 565,95}$	$\frac{874,86}{558,13}$
	Q, кН	0,056	-0,003	0,056·78	4,368

2.2.5 Розрахунок елементів ферми за першою групою граничних станів

Нижній пояс. Переріз поясу 250×250 (h) мм;

M=2,34 *кН·м*; N=815,88 *кН*;

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{2,36}{815,88} = 0,0029\,м = 2,9\,мм;$$

$$e = 0,5h - e_0 - a = 0,5 \cdot 250 - 2,9 - 50 = 72,1\,мм;$$

$$e' = 0,5h + e_0 - a' = 0,5 \cdot 250 + 2,9 - 50 = 77,9\,мм;$$

$$h_0 = h - a = 250 - 50 = 200\,мм.$$

За виконання умови $e' < h_0 - a'$, тобто 77,9<200-50=150 *мм*,

$$A_{sp} = \frac{Ne'}{\gamma_{sp} R_s (h_0 - a')} = \frac{815,88 \cdot 10^3 \cdot 77,9}{1,15 \cdot 785 \cdot (200 - 50)} = 469,36\,мм^2$$

$$A'_{sp} = \frac{Ne}{\gamma_{sp} R_s (h_0 - a)} = \frac{815,88 \cdot 10^3 \cdot 72,1}{1,15 \cdot 850 \cdot (200 - 50)} = 434,41\,мм^2$$

Переріз нижнього поясу армується арматурою, що складається із 10Ø8 Вр-II загальною площею 502 мм^2.

2.2.6 Визначення напружень у арматурі нижнього поясу

Рівень початкового попереднього напруження у арматурі нижнього поясу визначаємо з умов:

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} \le R_{s,ser};\ \ \sigma_{sp} = -\Delta\sigma_{sp} \ge 0,3R_{s,ser};\ \ \Delta\sigma_{sp} = 0,05\sigma_{sp}.$$

Після підставлення значення $\Delta\sigma_{sp}$ у наведені вище нерівності отримаємо:

$$\sigma_{sp,\max} = \frac{R_{s,ser}}{1,05} = \frac{785}{1,05} = 747,6\,МПа;$$

$$\sigma_{sp,\min} = \frac{0,3R_{s,ser}}{(1 - 0,05)} = \frac{0,3 \cdot 785}{0,95} = 247,9\,МПа.$$

Приймаємо $\sigma_{sp} = 650$ *МПа*.

Коефіцієнт точності натягнення арматури визначається за формулою:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}.$$

При механічному способі натягнення: $\Delta\gamma_{sp} = 0{,}1.$

Тоді $\gamma_{sp} = 1 - 0{,}1 = 0{,}9.$

Для перевірки міцності нижнього поясу у стадії обтискання визначимо втрати попереднього напруження при $\gamma_{sp} = 1.$ Знаходимо перші втрати (до остаточного обтискання бетону).

Від релаксації напружень в арматурі:

$$\sigma_1 = 0{,}1\sigma_{sp} - 20 = 0{,}1 \cdot 650 - 20 = 45\ МПа.$$

Від перепаду між температурою арматури та натяжних пристроїв:

$$\sigma_2 = 1{,}25\Delta t = 1{,}25 \cdot 65 = 81{,}25\ \ МПа.$$

Від деформацій анкерів:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{31000} 19 \cdot 10^4 = 12{,}26\ МПа, де\ \Delta l = 2\ мм.$$

Напруження в арматурі після втрат: $\sigma_1,\ \sigma_2,\ \sigma_3$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 = 695 - 45 - 81{,}25 - 12{,}26 = 556{,}49\ МПа.$$

Зусилля у арматурі A_{sp} р з врахуванням втрат: $\sigma_1,\ \sigma_2,\ \sigma_3$

$$P = \sigma_{sp1} A_{sp} = 556{,}49 \cdot 502 = 565{,}95 \cdot 10^3\ H.$$

Напруження у бетоні на рівні центру тяжіння попередньо напруженої арматури із врахуванням втрат $\sigma_1,\ \sigma_2,\ \sigma_3$ при $e_{op1}=0$ та $A'_{sp} = A_{sp}$

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} = \frac{565{,}95 \cdot 10^3}{250 \cdot 250} = 9{,}055\ МПа.$$

При визначенні σ_{bp} прийнято умовно $A=A_{red}$.

Так як $\sigma'_{bp} = \sigma_{bp} > 0,$ то коефіцієнт α:

$$\alpha = 0{,}025 + 0{,}025 R_{bp} = 0{,}025 + 0{,}025 \cdot 27 = 0{,}7 < 0{,}8.$$

Перевіряємо умову: $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{9{,}055}{27} = 0{,}36 < \alpha = 0{,}7.$

Умова виконується, тому втрати від швидконатікаючої повзучості складе:

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot 0,85 \cdot 0,36 = 12,24\, МПа.$$

Перші втрати:

$$\sigma_{l1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 45 + 81,25 + 12,26 + 12,24 = 150,75\, МПа.$$

Другі втрати. Втрати при усадці бетону: $\sigma_8 = 35\ \ МПа$.

Зусилля у попередньо напруженій арматурі із врахуванням перших втрат:

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_{l1})(A_{sp} + A'_{sp}) = (650 - 150,75) \cdot 502 = 507737,25\, Н = 507,74\, кН.$$

Напруження у бетоні від попереднього на тяжіння арматури із урахуванням втрат σ_{l1} на рівні центру тяжіння перерізу:

$$\sigma_{bp1} = \frac{P_1}{A} = \frac{507,74 \cdot 10^3}{250 \cdot 250} = 8,124\, МПа > 0$$

Перевіряється умова: $\sigma_{bp} / R_{bp} \le \alpha = 0,75$

$$\frac{8,124}{27} = 0,3 < 0,75.$$

Втрати від повзучості бетону при *α=0,85*

$$\sigma_9 = \frac{150 \alpha \sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,3 = 38,36\, МПа.$$

Другі втрати:

$$\sigma_{l2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 38,36 = 73,36\, МПа.$$

Сумарні втрати попереднього напруження:

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 150,75 + 73,36 = 224,11\, МПа > 100\, МПа.$$

Зусилля в попередньо напруженій арматурі з врахуванням всіх втрат:

$$P_2 = (\sigma_{sp} - \sigma_l)(A_{sp} + A'_{sp}) = (650 - 224,11) \cdot 502 = 433130,13\, Н = 433,13\, кН.$$

2.2.7 Перевірка нижнього поясу за міцністю на стадії виготовлення

Як випливає із таблиці одиничних навантажень, найбільш несприятливе поєднання зусиль $\overline{M}$ і $\overline{N}$ при передачі зусиль з упорів на бетон виникає в панелі 1-2:

$$M_{1-2} = \overline{M}_{1-2} P_1 = 0,01 \cdot 507,74 = 5,08\,кН \cdot м;$$
$$N_{1-2} = \overline{N}_{1-2} P_1 = 0,984 \cdot 507,74 = 499,6\,кН,$$

де $\overline{M}_{1-2}$ і $\overline{N}_{1-2}$ - зусилля в панелі 1-2 від одиничного навантаження, прикладеного вздовж осі нижнього поясу.

Ексцентриситет поздовжньої сили в панелі 1-2:

$$e_0 = \frac{M_{1-2}}{N_{1-2}} = \frac{5,08}{499,6} = 0,01\,м = 1\,см,$$

що є близьким до значень

$$\frac{h}{30} = \frac{25}{30} = 0,83\ см \text{ і } \frac{l_0}{600} = \frac{280}{600} = 0,46\,см,$$

тут l_0 – довжина панелі 1-2.

При таких умовах розрахунок нижнього поясу слід виконувати як стисненого елемента із випадковим ексцентриситетом при міцності бетону, рівній його передаточній міцності R_{bp}=27 МПа. Коефіцієнт умов роботи бетону у момент обтиснення нижнього поясу $\gamma_{b8} = 1,1$. Так як арматуру натягують на упори, вплив прогину нижнього поясу на його несучу здатність у стадії обтискання не враховують, а його міцність забезпечується лише міцністю бетону згідно умови:

$$P_1 = 507,74\,кН < R_b b h \gamma_{b8} = 27 \cdot 250 \cdot 250 \cdot 1,1 = 1856,25 \cdot 10^3\ Н = 1856,25\,кН.$$

Оскільки умова виконується, міцність перерізів нижнього поясу у стадії виготовлення забезпечено.

2.2.8 Перевірка міцності похилих перерізів нижнього поясу за поперечною силою

Максимальна поперечна сила та відповідна їй поздовжня сила від спільної дії тривалих й короткочасних навантажень діє у перерізах панелі 1-2.

$$Q_{1-2} = \overline{Q}F + \overline{Q}P_2 = 0,084 \cdot 78 + 0,003 \cdot 507,74 = 8,075\,кН;$$
$$N_{1-2} = \overline{N}_{1-2} F = 10,249 \cdot 78 = 799,42\,кН.$$

Перевіряємо умову $Q_b \le \varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0$, виконання якої свідчить про те, що поперечна сила сприймається бетоном, а поперечна арматура нижнього поясу призначається по конструктивним вимогам.

Для розтягнених елементів

$$\phi_n = -0,2\frac{N}{R_{bt}bh_0} = -0,2\frac{799,42\cdot 10^3}{1,45\cdot 250\cdot 200} = -2,2.$$

Приймаємо $\varphi_n = -0,8,\ \varphi_{b3} = 0,6.$

Мінімальна поперечна сила, що сприймається бетоном становить:

$$Q_b = \phi_{b3}(1+\phi_n)R_{bt}bh_0 = 0,6(1-0,8)1,45\cdot 250\cdot 200 = 8700\,H = 8,7\,кН > Q_{1-2} = 8,075\,кН.$$

Тоді поперечну арматуру Ø4 Вр I із кроком 300 мм втановлюють за конструктивними вимогами.

2.2.9 Розрахунок перерізу верхнього поясу

При розрахунку перерізів елементів верхнього поясу слід враховувати зусилля від дії тривалих і короткочасних навантажень та, зокрема, зусилля, від попереднього напруження арматури нижнього поясу ферми.

Найбільше зусилля діє у стрижні 1-3.

M_{1-3}=9,49 кН·м; N_{1-3}=874,86 кН.

Поздовжня сила від дії постійних та тривалих навантажень *N_l=558,13 кН.*

Переріз верхнього поясу армується симетричною арматурою класу А-400.

В даному випадку при $e_0 = M_{1-3}/N_{1-3} = 1,08\,см < 1,4\,см$ панель 1-3 слід роздивлятись як стиснутий елемент з випадковим ексцентриситетом. За умови відомих розмірів перерізу верхнього поясу його розрахунок зводиться до підбору поздовжньої арматури послідовним наближенням із кінцевою перевіркою міцності за уточненим значенням φ і η. Прийнявши $\varphi = \eta = 1$, отримуємо:

$$A_s + A_s^{'} = \frac{N}{\phi\eta R_{sc}} - \frac{AR_b}{R_{sc}} = \frac{874,86\cdot 10^3}{1\cdot 1\cdot 365} - \frac{250\cdot 250\cdot 25}{365} < 0.$$

З цього випливає, що стискаючі напруження можуть сприйматися лише бетоном.

Приймаємо симетричну арматуру $A=A'=509$ *мм*^{2} (2Ø18 А-400) з умов допустимо мінімальних діаметрів арматури й мінімального відсотка армування стиснених елементів, знайдемо:

$$\mu = \frac{\sum A_s}{bh} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 509}{250 \cdot 250} \cdot 100\% = 1,63\% > 0,005\%.$$

Допоміжні параметри:

Довжина елемента $l=3,15$ *м*; розрахункова довжина елемента: $l_0=0,9l=0,9\cdot3,15=2,835$ *м*$= =283,5$ *см*; $l_0/h = 283,5/25 = 11,34$; $N_l/N = 558,13/874,86 = 0,64$; при $h\leq25$ *см* $\eta = 0,95$; $\varphi_b = 0,915$; $\varphi_r = 0,92$.

$$\alpha = \frac{R_{sc}(A_s + A_s)}{R_b A} = \frac{365(509+509)}{25 \cdot 250 \cdot 250} = 0,24.$$

Приведений коефіцієнт поздовжнього прогину:

$$\phi = \phi_b + 2(\phi_r - \phi_b) \cdot \alpha = 0,915 + 2 \cdot (0,92 - 0,915) \cdot 0,24 = 0,917 < \phi_r.$$

Далі аналізуємо вираз:

$$A_s + A_s^{'} = \frac{N}{\eta \phi R_{sc}} - \frac{AR_b}{R_{sc}} = \frac{874,86 \cdot 10^3}{0,95 \cdot 0,917 \cdot 365} - 250 \cdot 250 \frac{25}{365} < 0,$$

тобто міцність перерізу забезпечена за умовою міцності бетону.

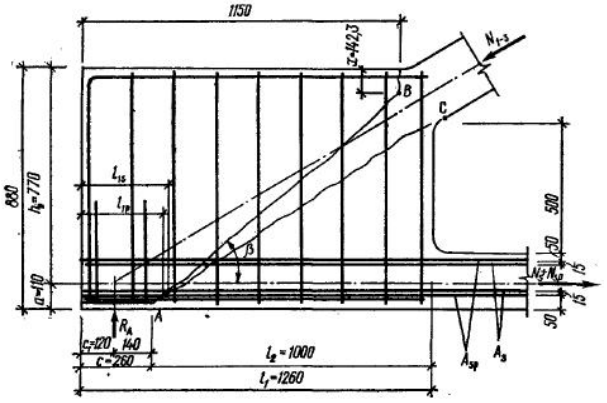
Несуча здатність перерізу стрижня 1-3:

$\phi\eta(R_b A + (A_s + A_s^{'})R_{sc}) = 0,917 \cdot 0,95(25 \cdot 250 \cdot 250 + 2 \cdot 509 \cdot 365) = 1684865,08\,H =$

$= 1684,865\,кН > N_{1-3} = 874,86\,кН$,

тобто міцність забезпечується.

2.2.10 Розрахунок опорного вузла



Похила тріщина АВ перетинає напружену арматуру ($A_{sp}=1017$ мм²) й ненапружену арматуру ($A_s=314$ мм² (4Ø10 Ат-400)), встановлену у опорному вузлі на довжині анкерування попередньо напруженої арматури.

З рисунку знаходимо:

$\beta = 33^0 20`$; $tg\beta = 0{,}6545$; $ctg\beta = 1{,}53$;

Фактична мінімальна довжина зони анкерування арматури A_{sp} та A_s:

$$l_{1p} = 260 + \frac{5}{tg\beta} = 336 \text{ мм} < l_p = 35 \cdot d = 35 \cdot 18 = 630 \text{ мм};$$

$$l_{1s} = 260 + \frac{6{,}5}{tg\beta} = 359 \text{ мм} > l_s = 35 \cdot d = 35 \cdot 10 = 350 \text{ мм};$$

l_p і l_s - нормована мінімальна довжина анкерування відповідно попередньо напруженої та ненапруженої арматури.

На опорний вузол діють наступні зусилля:

- опорна реакція ферми від дії усіх видів навантажень:

$R_A = Q_{\max} = 0{,}5 \cdot \Sigma F = 0{,}5 \cdot 9 \cdot 78 = 351 кН$;

- зусилля від панелі верхнього поясу 1-3:

$N_{1-3} = \overline{N}_{1-3} \cdot F = 78 \cdot 11{,}16 = 870{,}48$ кН;

- зусилля у панелі нижнього поясу 1-2:

$N_{1-2} = \overline{N}_{1-2} \cdot F = 78 \cdot 10{,}46 = 815{,}88 кН$;663

де $\overline{N}_{1-N}$ - зусилля від одиничного навантаження в стрижні.

Граничне напруження у арматурі A_{sp}:

$$N_{sp} = \frac{A_{sp} \cdot R_s \cdot l_{1p}}{l_p} = \frac{1017 \cdot 785 \cdot 336}{630} = 425784 H = 425{,}784 кН;$$

Граничне напруження у ненапруженій арматурі (4Ø10 А-400), що перетинається тріщиною АВ:

$N_s = A_s \cdot R_s = 314 \cdot 365 = 114{,}6 кН$;

Зусилля, що сприймається поперечною арматурою, що перетинається тріщиною АВ:

$$N_w = \frac{N - N_{sp} - N_s}{ctg33^0 20`} = \frac{435,24 - 425,784 - 114,6}{1,53} < 0.$$

Умова виконується, таким чином, поперечні сили у нахилах перерізу опорного вузла повністю сприймається бетоном.

Призначимо поперечну арматуру із конструктивних міркувань: загальна кількість поперечних стрижнів на довжині проекції перерізу АВ n=16, крок поперечних стрижнів складає s=100 мм, а площа перерізу поперечної арматури Ø8 А-400 - A_{sw}=50 *мм*^{2}.

Для перевірки похилого перерізу АВ на дію згинального моменту визначаємо:

$$x = \frac{N_{sp} + N_s}{R_b \cdot b} = \frac{(425,784 + 114,6) \cdot 10^3}{25 \cdot 250} = 86,46\ мм;$$

граничне зусилля в прийнятій поперечній арматурі:

$$N_w = n \cdot R_{sw} \cdot A_{sw} = 16 \cdot 285 \cdot 50 = 228 \cdot 10^3\ H; h_{op} = h_{os} = h - a = 880 - 110 = 770\ мм;$$
$$c_1 = 120\ мм; c = 260\ мм; l_3 = 1260\ мм; l_2 = l_3 - c = 1260 - 260 = 1000\ мм;$$

міцність похилого перерізу забезпечена, якщо виконується умова:

$$Q_{\max} \cdot (l_3 - c_1) \le N_w \frac{l_2 - 10}{2} + N_s \cdot (h_{os} - \frac{x}{2}) + N_{sp} \cdot (h_{op} - \frac{x}{2});$$
$$351 \cdot 10^3 \cdot (1260 - 120) = 400,14 \cdot 10^6\ H \cdot мм \le 228 \cdot 10^3 \cdot \frac{1000 - 100}{2} + 114,6 \cdot 10^3 \cdot (770 - \frac{86,46}{2}) +$$
$$+425,784 \cdot 10^3 \cdot (770 - \frac{86,46}{2}) = 495,35 \cdot 10^6\ H \cdot мм,$$

тобто умова виконується.

Вказану арматуру слід розміщувати у двох плоских каркасах по два поздовжніх стрижні ∅10 А–400 й по 9 поперечних ∅8 А–400 із кроком 100 мм. Крім цього, із метою запобігання утворення поздовжніх тріщин при відпуску попереднього напруження, встановлюємо у опорному вузлі спеціальні поперечні стрижні, які приварюють до закладних опорних листів і сітки непрямого армування, користуючись при цьому вказівками п. 10.2.6 [2] та розділу 5 посібника [8]. Креслення вузла наведено на аркуші 2.

3 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

						КНУ.БР.192.26.196с.13.ТБВ		
Зм.	Арк..	№ документа	Підпис	Дата				
Керівник		Паливода			Технологія будівельного виробництва	Літера	Аркуш	Аркушів
Консультант		Паливода						
Дипломник		Пивоваров				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=2,7×0,3=0,81 м² Кільк. 2 шт.

F_2=2,1×0,3=0,63 м² Кільк. 4 шт.

F_3=1,5×0,3=0,45 м² Кільк. 2 шт.

F_4=1,5×1,8=2,7 м² Кільк. 2 шт.

F_5=0,9×1,8=1,62 м² Кільк. 2 шт.

F_6=2,8 м² (гніздоформувач) *Кільк. 1 шт.*

Щитів площею до1 м² :

$F_{оп}$=((0,81+0,45)×2+0,63×4)×37=5,04×37=186,48 м²

Щитів площею від 1 м² до 2 м²:

$F_{оп}$=1,62×2×37=3,24×37=119,88 м²

Щитів площею понад 2 м²:

$F_{оп}$=(2,7×2+2,8)×37=8,2×37=303,4 м²

Площа щитів опалубки на фундамент Ф1.1.1

F_7=1,5×0,3=0,45 м² Кільк. 4 шт.

F_8=0,9×2,1=1,89 м² Кільк. 4 шт.

F_9=2,8 м² (гніздоформувач) *Кільк. 1 шт.*

Щитів площею до 1 м² :

$F_{оп}$=0,45×4×30=1,44×30=43,2 м²

Щитів площею від 1 м² до 2 м²:

$F_{оп}$=1,89×4×30=7,56×30=226,88 м²

Щитів площею понад 2 м²:

$F_{оп}$=2,8×30=84 м²

Площа щитів опалубки на фундамент ФТ6.2.11

F_{10}=2,7×0,3=0,81 м² Кільк. 2 шт.

F_{11}=2,1×0,3=0,63 м² Кільк. 6 шт.

F_{12}=2,1×1,8=3,78 м² Кільк. 2 шт.

F_{13}=1,5×1,8=2,7 м² Кільк. 2 шт.

F_{14}=2,8 м² (гніздоформувач) *Кільк. 1 шт.*

Щитів площею до 1 м^2 :

$F_{оп}=(0,81\times2+0,63\times4)\times2=4,14\times2=8,28$ *м*^{2}

Щитів площею понад 2 м^2:

$F_{оп}=((2,7+3,78)\times2+2,8)\times2=15,76\times2=31,52$ *м*^{2}

Площа щитів опалубки на фундамент Ф5.2.2

$F_{15}=3\times0,3=0,9$ *м*^{2} *Кільк. 2 шт.*

$F_{16}=2,4\times0,3=0,72$ *м*^{2} *Кільк. 2 шт.*

$F_{17}=1,8\times0,3=0,63$ *м*^{2} *Кільк. 4 шт.*

$F_{18}=0,9\times0,3=0,27$ *м*^{2} *Кільк. 2 шт.*

$F_{19}=1,2\times1,8=2,16$ *м*^{2} *Кільк. 2 шт.*

$F_{20}=0,9\times1,8=1,62$ *м*^{2} *Кільк. 2 шт.*

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

Щитів площею до1 м^2 :

$F_{оп}=((0,9+0,72+0,27)\times2+0,63\times4)\times26=6,3\times26=163,8$ *м*^{2}

Щитів площею від 1 м^2 до 2 м^2:

$F_{оп}=1,62\times2\times26=3,24\times26=84,24$ *м*^{2}

Щитів площею понад 2 м^2:

$F_{оп}=2,8\times26=72,8$ м^2

3.1.2 Обсяг бетону фундаментів

1. Обсяг бетону фундаменту Ф6.2.3: $V_{Ф6.2.3}=4,51\times37=166,87$ м^3
2. Обсяг бетону фундаменту Ф1.1.1: $V_{Ф1.1.1}=2,26\times30=67,8$ м^3
3. Обсяг бетону фундаменту ФТ6.2.11 $V_{ФТ6.2.11}=7,52\times2=15,04$ м^3
4. Обсяг бетону фундаменту Ф5.2.2 $V_{Ф5.2.2}=3,29\times26=85,54$ 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

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

0,7×1– розміри підмостей, м

3.1.4 Догляд за бетоном

Площа поверхонь, що укривають рогожками:

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

Площа поверхонь, що поливають водою:

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

12 – к-ть поливів, раз.

3.1.5 Ізоляційні роботи

Площа горизонтальних поверхонь, що підлягають гідроізоляції:

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

Площа вертикальних поверхонь, що підлягають гідроізоляції:

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

Таблиця 3.1

Відомість обсягів робіт

№ за/п	Назва процесів (операцій)	Од. виміру	Об'єм робіт на один елемент	Кіль-кість фунда-ментів	Загаль-ний обсяг робіт
1	2	3	4	5	6
Фундаменти Ф 6.2.3					
1	Встановлення сіток вручну масою до 100 кг	шт./т	1/0,089	37	37/3,293
2	Встановлення каркасів вручну масою до 50 кг	шт./т	1/0,045	37	37/1,665
3	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	шт./т	2/0,015	37	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 $П_{пот}$ за змінним виробітком бригади бетонярів на укладанні бетонної суміші $В_{пот}$:

$П_{пот}=В_{пот}=а/Н_ч=1/0,33=3,03$ м^3/год.

де $а$ – одиниця виміру роботи [21];

$Н_ч$ – норма часу роботи [21].

2. Необхідна інтенсивність подачі бетонної суміші ведучим механізмом:

$І_{пот}=В_{пот}\cdot k_н/k_ч=3,03\cdot 1,2/0,9=4,04$ м^3/год.

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

$k_е$ - коефіцієнт використання машин за часом, приймається 0,9.

3. Визначаємо необхідні технічні параметри крану І-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 м^3; маса бадді із бетоном складає 2,45 т, а її розрахункова висота – 1,31 м.

$Q_м = q_{б.с}+q_б+q_с = 2,29+0,064=2,354$ т,

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

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

Потрібна висота підйому гаку:

$Н_{пот}=h_м+h_з+h_е+h_с=3,1+1+1,31+1,85=7,26$ м,

де $h_м$ – висота монтажного горизонту від рівня стоянки крану

$h_м = h_ф +0,7= 2,4+0,7=3,1$ м, де $0,7$ м – висота огородження підмостей;

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

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

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

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

$L_{min}=r_n+1,0=4+1=5$ 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:

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

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 ІІ-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:

$N_ф=8B_{пот}/V_ф=8\times3,03/4,51=23,52/4,47=5,37\approx6$ фундаментів.

У якості ведучої машини обираємо автобетононасос СБ-126А продуктивністю 65 м^3/год, вильотом розподільчої стріли 20 м, та кутом повороту стріли 360^0.

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 $V_{тр.}$=2,5 м^3.

Приймаємо середню його швидкість руху дорогою з асфальт. покриттям 30 км/год, час завантаження $t_з$= 0,1 год., час розвантаження $t_р$= 0,2 год.

Час укладання суміші, яка доставляється АБЗ:

$t_у=V_{тр}/(I_{пот}\cdot K_ч^{тр})=2,5/(4,04\cdot 0,9)=0,69$ год,

де $K_ч^{тр}$ – коефіцієнт використання транспорту за часом (0,85...0,92).

Тривалість доставки бетонної суміші автотранспортом:

- тривалість доставки $t_д^1$з урахуванням дальності і швидкості перевезення

$t_д^1= L_{пот.}/V_с=30/15=2$ год;

де $L_{пот.}$ – дальність постачання, 30 км;

$V_с$ – середня швидкість руху, 15 км/год дорогою із грунтовим покриттям

- тривалість доставки $t_д^2$з умови $t_{сх.}$

$t_д^2=t_{сх}-(t_у+t_з+t_р+L_{пот.}/V_с)=2,2-(0,69+0,2+0,1+2)=-0,79$ год.

де $t_{сх.}$ - тривалість тужавіння бетону, год.

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

$t_з$ - тривалість завантаження суміші на бетонно-розчинному вузлі, год. Приймаємо $t_з$= 0,1 год. для АС і $t_з$= 0,2 для АБВ і АБЗ;

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

Умова $t_д^1 < t_д^2$ 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:

$t_ц^{тр}=t_з+2\ L_{пот}/V_с+t'_р=0,2+2\cdot 30/15+0,1=4,3$ год,

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

Тоді необхідна кількість АБЗ складатиме:

$N=(B_{пот}\cdot t_ц^{тр})/(V_{тр}\cdot K_ч^{тр})=(3,03\cdot 4,3)/(2,5\cdot 0,9)=5,79$ шт.

Приймаємо кількість автобетонозмішувачі – 6 шт.

7. Для ущільнення суміші обираємо вібратор із гнучким валом ВЕРБ-67 з довжиною робочої частини $L_в$= 0,41 м та радіусом дії $R_в$=0,3 м.

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

Рухливість суміші ОК: 2 см, $K_р$= 1.

Продуктивність вібратора складе:

$П_в=60\pi \cdot h_c \cdot R_в^2 \cdot K_р=60\pi \cdot 0,3 \cdot 0,3^2 \cdot 1=5,09$ м^3/год.

Визначаємо потрібну кількість вібраторів:

$N_в=I_{пот}/П_в=4,04/5,09=0,79$ – приймемо 1 шт.

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

$t'_{сх}=t_{сх}-(t_з+ L_{пот} /V_с+t_у)= 2,2-(0+0+0,69)=1,51$ год.

Площа блоку бетонування:

$F_{бл}=(B_{пот} \cdot t'_{сх})/h_ш=(3,03 \cdot 1,41)/0,3=14,24$ м^3

Площа нижньої сходини фундамента:

$F_{сх}= a_1 \cdot в_1=2,7 \cdot 2,1=5,67$ м^3

Отже, умова виконується $F_{бл}=14,24$ м^3 > $F_{сх}=5,67$ 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 підошви фундаментів, маса яких перевищує 50 кг, монтують з допомогою автокрана КС-2561Е, розміщуючи арматурні сітки підошви фундаментів на фіксаторах, які забезпечують захист за проектом. Після встановлення опалубки підошви фундаменту встановлюють арматурні елементи підколоника 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 підошви; 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 підколоника; встановлюють короб підколоника; 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 підколоник до відмітки низу вкладиша; на другому етапі бетонують верхню частину підколоника після установки вкладиша.

Бетонування основи проходить у два етапи: спочатку заливають фундаментний башмак і підколоник до нижньої межі вкладиша, потім на другому етапі заливають верхню частину підколоника 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 появі 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 укладанням 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 заливання 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 огороджені спеціальними переносними загородженнями. 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.13.ТБВ			
Зм.	Арк..	№ документа	Підпис	Дата					
Керівник		Паливода			Організація будівництва		Літера	Аркуш	Аркушів
Консультант		Паливода							
Дипломник		Пивоваров					БІ-22-1		
Зав. каф.		Валовой							
Н. контроль		Паливода							

4.1 Методи виконання робіт

Приймаємо п'ять ділянок, що відповідає кількості прольотів споруди та мають приблизно однакові обсяги робіт.

Приймаємо наступні способи виконання завдань.

Земляні роботи.

Перед початком риття котловану прибираємо верхній рослинний шар. Для копання котловану використовуємо гусеничний екскаватор ЭО-4122 з зворотною лопатою та ковшем об'ємом 0,5 м3, з частковим вивозом ґрунту на відвал. Після того, як екскаватор розробить землю, плануємо ділянку за допомогою бульдозера ДЗ-19 та катка ДУ-50.

Фундаментні роботи.

Ми будуємо монолітні залізобетонні фундаменти за схемою бетонування з використанням крана-бадді (автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м); встановлюємо монолітні фундаменти під обладнання (КС-2561Е).

Монтажні роботи.

Монтуємо одноповерхову промислову будівлю з допомогою самохідних стрілових кранів на гусеничному ходу. У першій черзі монтажу встановлюємо колони за допомогою крана СКГ-63А, у другій — підкранові балки (СКГ-63А), у третій — конструкції даху: кроквяні балки та ферми, плити покриття (СКГ-50), у четвертій — стінові панелі (Е-125ВБ).

Монтаж елементів виконується з попередньою розкладкою у місцях монтажу. Елементи каркасу встановлюються вздовж прольотів будівлі методом вільного піднімання (за винятком монтажу колон, який виконуємо методом обертання «в просторі»), де конструкції підводяться до опор під час їх вільного переміщення.

Інші роботи.

Улаштування даху виконуємо по ділянках уздовж довшої сторони прольоту. Потім виконуємо засклення віконних отворів по периметру будівлі. Після цього робимо всі інші оздоблювальні роботи по ділянках. Олійне фарбування вікон та обробка стін відбуваються зверху донизу по периметру будівлі.

Специфікацію ключових збірних елементів наведено у таблиці 4.1.

Таблиця 4.1

Специфікація збірних елементів

№ з/п	Назва елементів	Марка елемента	Кількість, шт.	Розміри, м.			Об'єм, м³		Маса, т	
				довжина	ширина	товщина	одного елемента	усіх	одного елемента	усіх
1	Колони крайнього ряду	4К132-7 2К120-11	20 14	14,4 13,05	0,9 0,70	0,4 0,4	4,84 3,2	96,8 44,8	12,1 8,0	242 112
2	Колона середнього ряду	11К120-24	21	13,05	0,9	0,4	4,64	97,44	11,6	243,6
3	Фахверкові колони	9КФ153-1 3КФ129-1 4КФ137-1	6 24 12	15,3 12,9 13,7	0,4 0,4 0,5	0,4 0,4 0,4	2,45 2,06 2,74	14,7 49,44 32,88	6,12 5,16 6,85	36,72 123,84 82,2
4	Підкранова балка 12м	БКНБ6-2С	64	11,95	1,4	0,65	4,63	296,32	11,7	748,8
5	Кроквяна ферма 24м	ФБ-24-III-5А ФС-24-66	10 28	17960 23,94	1640 2,95	320 0,3	3,4 5,94	34 166,32	8,5 14,9	85 417,2
6	Плити покриття 12м	ПНП28…34	256	11,96	0,45	2,96	2,48	634,88	7	1792
7	Фундаментні балки 12м	ФБН-1-К	10	10,2	0,4	0,3	1,11	11,1	2,8	28
8	Фундаментні балки 6м	ФБ6-12	42	5,05	0,45	0,4	0,6	25,2	1,5	63
9	Стінові панелі 12х1,2м	ПСПВ12-1…5	120	12	1,2	0,3	3,4	408	4,8	576
10	Стінові панелі 6х1,2м	ПС6-1…7	698	6	1,2	0,24	1,7	1186,6	1,9	1326,2
11	Стійки воріт	СВ	20	3,6	0,4	0,4	0,576	11,52	1,44	28,8
12	Ригелі воріт	РВ	10	4,4	0,4	0,7	1,232	12,32	3,08	30,8
Загалом:			1355					3122,32		5936,16

4.2 Визначення обсягів робіт

Обсяги робіт встановлюються на основі головних креслень та розрахунків, отриманих під час проектування робіт зі створення монолітних залізобетонних фундаментів і спорудження каркасної будівлі зі збірних залізобетонних елементів. Визначення обсягів робіт ми здійснюємо у вигляді таблиці (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×1,15)=(96×24+96×72)×1,15=9216×1,15	1000 м^2	10,6
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см (S×0,15)=9216×0,15	1000 м^3	1,38
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м^3 у відвал ($V_к$= S×h - $V_г$)=9216×2,55-2160	1000 м^3	21,34
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди ($V_г = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо}$ + S×(0,1+0,02))= 40+335+400+11520×0,12	1000 м^3	2,16
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) (кільк.фунд. ×$S_ф$×0,1)=2,7×2,1×39+2,4×1,8×26+1,5×1,5×30)×0,1	100 м^3	0,4
6	Бетонна підготовка під фундаменти (кільк.фунд. ×$S_ф$×0,1)=2,7×2,1×39+2,4×1,8×26+1,5×1,5×30)×0,1	100 м^3	0,4

7	Влаштування монолітних фундаментів ($V_{фк}$ = Σкільк.фунд. ×$V_ф$)= =37×4,51+30×2,26+2×7,52+26×3,29	100 м^3	3,35
8	Влаштування фундаментів під обладнання ($V_{фо}$=80 м^3×кільк.прольотів)=80×5	100 м^3	4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна 37×14,4+30×9,36+2×18,36+26×13,86	100 м^2	13,11
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна 37×4,32+30×1,44+2×2,52+26×3,24	100 м^2	2,92
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. ($V_к$)	1000 м^3	21,34
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці ($V_к$)	1000 м^3	21,34
13	Монтаж колон	шт.	90
14	Монтаж підкранових балок	шт.	64
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м^2	9216
16	Монтаж конструкції огорожі (S_o=P×h)=144×13,2+264×12+72×1,2	м^2	5155
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м^2	92,16
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м^2	92,16
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м^2	92,16
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м^2	92,16
21	Оздоблення покрівельною сталлю (0,7×L)= (240+264)×0,7	100 м^2	3,53
22	Фарбування стін з середини приміщень (S_o)	100 м^2	51,55
23	Фарбування фасадів (S_o)	100 м^2	51,55
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S_o)	100 м^2	15,47
25	Фарбування конструкцій покриття (S×1,6)	100 м^2	147,46
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м^2	92,16
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м^2	92,16
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м^2	92,16
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S_o)	100 м^2	15,47
30	Сантехнічні роботи ($V_{буд.}$×0,03)	3%	1256,75
31	Електротехнічні роботи ($V_{буд.}$×0,03)	3%	1256,75
32	Благоустрій території ($V_{буд.}$×0,01)	1%	386,92
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання ($V_{буд.}$×0,1)	10%	6283,7
35	Пусконалагоджувальні роботи ($V_{буд.}$×0,005)	0,5%	209,46

Картка-визначник календарного графіка

Таблиця 4.3.

№	Назва робіт та комплекс робіт	Обсяг робіт		Код роботи	Норма на одиницю виміру.		Трудомісткість на весь обсяг				Основні механізми		Виконавець		Число змін	Тривалість, дні
							Люд-год		Маш-год				Бригада			
		Оди. виміру	Кількість		люд-год	маш-год	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	10,6	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	6,36	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м^3	1,38	РЭСН 1-24-2	-	19,55	-	-	26,98	24,0	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	1,5
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м^3 у відвал I II III IV V	1000 м^3	21,34 5,34 3,83 4,07 4,07 4,03	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	417,21 104,4 74,88 79,57 79,57 78,79	-	906,97 226,95 162,78 172,98 172,98 171,28	760 192 136 144 144 144	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст 6р-1, Водій 2кл.-5	1+5	2	12 8,5 9 9 9
4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди I II III IV V	1000 м^3	2,16 0,48 0,59 0,35 0,35 0,39	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	47,75 10,61 13,04 7,74 7,74 8,62	-	138,06 30,68 37,71 22,37 22,37 24,93	136 32 32 24 24 24	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст 6р-1 Водій 2кл.-5	1+5	2 2 2 2	2 2 1,5 1,5 1,5

5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) I II III IV V	100 м^3	0,4 0,12 0,11 0,05 0,05 0,07	РЭСН 1-164-2	261,8	-	99,3 31,42 23,37 13,09 13,09 18,33	96 32 16 16 16 16	-	-	-	-	Землекоп 3р-1, 2р-1	2	2	1 0,5 0,5 0,5
6	Бетонна підготовка під фундаменти I II III IV V	100 м^3	0,4 0,12 0,11 0,05 0,05 0,07	РЭСН6-1-19	527,8	94,56	211,13 63,34 58,06 26,39 26,39 36,95	224 64 64 32 32 32	37,83 11,35 10,4 4,73 4,73 6,62	-	КС-2561Е	1	Бетонник 3р--2	2	2	2 2 1 1 1
7	Влаштування монолітних фундаментів I II III IV V	100 м^3	3,35 1,01 0,88 0,45 0,45 0,56	РЭСН 6-1-8	340,75	66,85	1141,52 344,16 299,86 153,34 153,34 190,82	1024 320 256 128 128 192	223,95 67,52 58,83 30,08 30,08 37,44	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	2,5 2 1 1 1,5
8	Влаштування фундаментів під обладнання I II III IV V	100 м^3	4 0,8 0,8 0,8 0,8 0,8	РЭСН 6-4-5	268,25	39,45	1073 214,6 214,6 214,6 214,6 214,6	960 192 192 192 192 192	157,8 31,56 31,56 31,56 31,56 31,56	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	4	2	3 3 3 3 3
9	Вертикальна гідроізоляція фундаментів I II III IV V	100 м^2	13,11 3,23 4,38 1,57 1,57 2,36	РЭСН 8-4-7	33,5	1,11	529,97 235,17 107,87 62,31 62,31 62,31	496 208 96 64 64 64	13,98 4,57 3,67 1,58 2,08 2,08	-	-	-	Ізоловальник 4р-1, 3р-1	2	2	6,5 3 1,5 2 2

10	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту I II III IV V	100 м^2	2,92 0,82 0,81 0,35 0,35 0,59	РЭСН 8-4-3	31,76	3,24	92,75 26,04 25,73 11,12 11,12 18,74	112 32 32 16 16 16	9,46 2,66 2,62 1,13 1,13 1,92	-	-	-	Ізолювальник 4р-1, 3р-1	2	2	1 1 0,5 0,5 0,5
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. I II III IV V	1000 м^3	21,34 5,34 3,83 4,07 4,07 4,03	РЭСН 1-27-2	-	13,75	-	-	293,42 73,43 52,66 55,96 55,96 55,41	256 64 48 48 48 48	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	4 3 3 3 3
12	Ущільнення грунту при зворотній засипці I II III IV V	1000 м^3	21,34 5,34 3,83 4,07 4,07 4,03	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	357,65 89,5 64,19 68,21 68,21 67,54	328 80 56 64 64 64	Ду-50	1	Машиніст 6р-1	1	2	5 3,5 4 4 4
13	Монтаж колон I II III IV V	Шт.	97 39 13 13 13 19	Калькуляція	8,66	1,58	840,02 337,74 112,58 112,58 112,58 164,54	840 320 120 120 120 160	153,26 61,62 20,54 20,54 20,54 30,02	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	5	2	4 2,5 1,5 1,5 2
14	Монтаж підкранових балок I II III IV V	Шт.	64 22 12 12 12 6	Калькуляція	8,23	1,68	520,72 181,06 98,76 98,76 98,76 49,38	44520 160 80 80 80 40	107,52 36,96 20,16 20,16 20,16 10,08		СКГ-50	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	5	2	2 1 1 1 0,5

15	Монтаж ферм покриття 24м Монтаж плит покриття 12×3м I II III IV V	Шт.	294 74 55 55 55 55	Калькуляція	3,63	1,00	1067,72 268,62 199,65 199,65 199,65 199,65	880 240 160 160 160 160	294 74 55 55 55 55	-	СКГ-50	1	Монтажник 5р-1,4р-2,3р-1, Електрозварн. 5р-1	5	2	 3 2 2 2 2
16	Монтаж стінових панелей 6 м Монтаж стінових панелей 12 м Монтаж фунд. балок 6 м Монтаж фунд. балок 12 м Монтаж елем. воріт I II III IV V	Шт.	900 244 122 122 122 290	Калькуляція	3,2	0,82	2880 780,8 390,4 390,4 390,4 928	2440 680 320 320 320 800	738 200,08 100,04 100,04 100,04 237,8	-	МКТ-6-45, ЛЕ-100-300	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	 8,5 4 4 4 10
17	Ущільнення ґрунту щебнем I II III IV V	100 м^2	92,16 23,04 17,28 17,28 17,28 17,28	РЭСН 1-136-1	1,21	1,21	111,52 27,88 20,91 20,91 20,91 20,91	96 32 16 16 16 16	111,52 39,2 15,68 15,68 15,68 15,68	-	-	-	Бетонник 2р-2	2	2	1 0,5 0,5 0,5 0,5
18	Улаштування чорнової підлоги I II III IV V	100 м^2	92,16 23,04 17,28 17,28 17,28 17,28	РЭСН 11-14-1	47,87	-	4411,68 1102,92 827,19 827,19 827,19 827,19	3800 920 720 720 720 720	 - 	-	-	-	Бетонник 4р-2, 3р--2, 2р-1	5	2	11,5 9 9 9 9

19	а) Влаштування пароізоляції в один шар I II III IV V	100 м^2	92,16 23,04 17,28 17,28 17,28 17,28	РЭСН 12-20-4	14,69	-	1353,82 338,46 253,84 253,84 253,84 253,84									
20	б) Влаштування утеплювача плитного I II III IV V	100 м^2	92,16 23,04 17,28 17,28 17,28 17,28	РЭСН 12-18-3	63,67	-	5867,84 1466,96 1100,22 1100,22 1100,22 1100,22									
21	в) Улаштування цементно-піщаної стяжки I II III IV V	100 м^2	92,16 23,04 17,28 17,28 17,28 17,28	РЭСН 12-22-1	38,39	-	3538,03 884,51 663,38 663,38 663,38 663,38									
22	г) Наклеювання тришарового рулонного килиму I II III IV V	100 м^2	92,16 23,04 17,28 17,28 17,28 17,28	РЭСН 12-2-1	30,1	-	2773,12 692,6 520,13 520,13 520,13 520,13									
23	д) Оздоблення покрівельною сталлю I II III IV V	100 м^2	3,53 1,68 0,34 0,34 0,34 0,83	РЭСН 12-15-1	132,8	-	468,77 223,1 45,15 45,15 45,15 110,22									

	∑ (покрівельні роботи) I II III IV V		92,16 23,04 17,28 17,28 17,28 17,28				14001,58 3605,63 2582,72 2582,75 2582,75 2647,79	12000 3040 2240 2240 2240 2240	-	-	-	-	Бригада покрівельників	20	2	9,5 7 7 7 7
24	Засклення металевих рам промислових будівель I II III IV V	100 м^2	15,47 5,96 1,73 1,73 1,73 4,32	РЭСН 15-208-1	71,77	0,78	1110,28 427,75 124,16 124,16 124,16 310,05	960 384 96 96 96 288	12,04 4,65 1,34 1,34 1,34 3,37	-	-	-	Бригада склярів 3р-6	6	2	4 1 1 1 3
25	Монтаж обладнання I II III IV V			15%			6283,7 1256,74 1256,74 1256,74 1256,74 1256,74	480 1040 1040 1040 1040 1040			МКТ-6-45	1	Монтажник 5р-2, 4р-2, 3р-4, 2р-2	10	2	6,5 6,5 6,5 6,5 6,5
26	Електротехнічні роботи I II III IV V			3%			1256,75 251,35 251,35 251,35 251,35 251,35	1200 240 240 240 240 240					Ел.монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	3 3 3 3 3
27	Сантехнічні роботи I II III IV V			3%			1256,75 251,35 251,35 251,35 251,35 251,35	1120 224 224 224 224 224					Сантехнік 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1	4	2	3,5 3,5 3,5 3,5 3,5

28	а) Фарбування стін з середини приміщень I II III IV V	100 м^2	51,55 19,87 5,76 5,76 5,76 14,4	РЭСН 15-152-1	15,18	-	950,87 301,63 87,44 87,44 87,44 218,59	-								
29	б) Фарбування фасадів I II III IV V	100 м^2	51,55 19,87 5,76 5,76 5,76 14,4	РЭСН 15-155-2	30,85	-	1932,45 612,99 177,7 177,7 177,7 444,24	-								
30	в) Фарбування заповнень віконних прорізів I II III IV V	100 м^2	15,47 5,96 1,73 1,73 1,73 4,32	РЭСН 15-176-3	163,02	-	3066,39 971,6 282,02 282,02 282,02 704,25	-								
31	г) Фарбування конструкцій покриття I II III IV V	100 м^2	147,46 36,86 27,65 27,65 27,65 27,65	РЭСН 15-180-6	42,9	-	5782,94 1581,29 1186,19 1186,19 1186,19 1186,65	-								
	∑ (оздоблювальні роботи) I II III IV V	100 м^2	266,03 82,56 40,9 40,9 40,9 60,77	Калькуляція	Калькуляція	-	11221,29 3467,51 1733,35 1733,35 1733,35 2553,73	9728 2944 1536 1536 1536 2176	-	-	-	-	Маляр 4р-8, 2р-8	16	2	11,5 6 6 6 8,5

32	Влаштування чистої підлоги I II III IV V	100 м^2	92,16 23,04 17,28 17,28 17,28 17,28	РЭСН 11-15-3	42,2	-	3889,17 972,29 729,22 729,22 729,22 729,22	3440 880 640 640 640 640	-	-	-	-	Бетонник 4р-5, 3р-5	10	2	5,5 4 4 4 4
33	Пусконалагоджувальні роботи			0,5%			209,46	200						10	1	2,5
34	Благоустрій території			1%			418,91	400						10	2	2,5
35	Здача об’єкту			3 дні										10	2	3

4.3 Техніко-економічні показники календарного графіка

Загальна тривалість будівництва об'єкту — результат розрахунку матриці і мережевого графіку:

$$T_з = 231{,}5 \text{ днів.}$$

Коефіцієнт щільності потоку, характеризує ступеіь використання фронтів робіт спеціалізованими бригадами, визначається як відношення сумарної тривалості робіт до тієї ж величини із врахуванням організаційних перерв:

$$K_щ = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 419{,}5/(419{,}5+471{,}5) = 0{,}427$$

Коефіцієнт суміщення робіт *Кс*, який характеризує величину суміщення робіт, що включені у потік, визначається як різниця між одиницею й відношенням тривалості потоку до сумарної тривалості усіх робіт:

$$K_c = 1 - \frac{T_з}{\sum T_{ij}} = 1 - (231{,}5/419{,}5) = 0{,}416$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{зм} = \frac{T_{зм}}{T_{дн}} = (834/419{,}5) = 1{,}99$$

де $T_{зм}$=1 · 1 + 2 · 1,5 + 2 · 56 + 2 ·10 + 2 · 8 + 2 · 15 + 2 · 18,5 + 2 · 20,5 + 2 · 11,5 + 2 · 5,5 +
+ 2 · 11 + 2 ·30,5 + 2 · 37,5 + 2 · 10 + 2 · 17,5 + 2 · 15 + 2 · 50,5 + 2 · 32,5 + 2 · 21,5 + 2 · 38 +
+ 1 · 2,5 + 2 · 2,5 + 2 · 3 = 834 — загальна кількість змін;

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

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_н = \frac{Ч_{макс}}{Ч_{сер}} = (82/29) = 2{,}83$$

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

N =1 · 1 + 1,5 · 2 + 12 · 48 + 16 ·3,5 + 32 · 2,5 + 44 · 2,5 + 32 · 3 + 14 · 5+ 16 · 4,5 + 8 · 5,5 +
+ 4 · 1 + 16 · 6,5 + 28 · 2 + 40 · 1+ 36 · 2,5 + 24 · 7,5 +12 · 0,5 + 52 · 22 + 40 · 8,5 + 52 · 4 +
+ 60 · 3 + 20 · 2,5+ 18 · 3 + 28 · 9 + 20 · 3 + 10 · 12,5 + 30 · 15 + 50 · 5,5 + 82 · 5,5 +
+ 72 · 6,5 +52 · 4·+ 32 · 22 + 10 · 2,5 + 20 · 5,5 = 6670 (робітників) — загальна чисельність робітників по кожному виду робіт;

$Ч_{сер} = N / T_з$ = 6670 / 231,5= 29 (робітника) — середня чисельність робочих.

4.4 Розрахунок потреби у тимчасових адміністративних та санітарно-побутових приміщень

Проектування тимчасових будівель виконується у наступній послідовності:

- визначається кількість робітників та службовців
- складається перелік тимчасових будівель.

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

В залежності від джерела фінансування тимчасові будівлі поділяють на титульні (на обліку в замовника) та нетитульні (на балансі БМО), за функціональним призначенням — на виробничі, громадські, складські, службові, санітарно-побутові; за конструктивними особливостями — на інвентарні і неінвентарні.

Визначення кількості робітників.

Максимальна кількість робочих згідно графіку руху — 82 осіб.

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

Чисельність охорони й МОП — 97 · 0,03 = 3 особи.

Чисельність ІТП й службовців — 97 – 82 – 3 = 12 осіб.

У першу зміну працюють 82 · 0,70 = 58 робітники, ІТП й службовців — 12 · 0,80 = 10 осіб, охорони та МОП — 3 · 0,80 = 2 особи.

Усього у першу зміну працюють: 58 + 10 + 2 = 70 осіб.

Із них жінок: 70 · 0,3 = 21 особа;

чоловіків — 70 – 21 = 49 осіб.

Таблиця 4.4

Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працюючих	Норма площі на одного працюючого, м^2	Розрахункова площа, м^2	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м^2	Кількість будівель
Адміністративні приміщення							
Контора виконроба	12	4	48	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Кабінет техніки безпеки	97	0,2	19,4	9×2,7×3,8	Контейнерна	25,6	1
Будка охорони	3	4	8	2×2	Неінвентарна	8	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна із лавами	82	0,6	49,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Душова із переддушовою	70	0,82	57,4	9×2,7×3,8	Контейнерна	68,4	3
Умивальна групова	70	0,06	4,2	Поєднується з гардеробною			

Туалети – чоловічі – жіночі	 49 21	 0,07 0,14	 3,43 2,94	 3×2,7×3,9 3×2,7×3,9	 Контейнерна Контейнерна	 8,5 8,5	 1 1
Приміщення для просушки спецодягу	70	0,2	14	6×2,7×2,68	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	70	1	70	9×2,7×3,8	Контейнерна	91,2	4
Їдальня на 50 місць	70	1	70	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Пункт охорони здоров'я	70	0,05	3,5	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для обігріву працівників	70	0,1	7	3×2,7×3,9	Контейнерна	9,2	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	21	0,12	2,16	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1

4.5 Розрахунок тимчасового водопостачання

Таблиця 4.5

Споживачі водопостачання

Споживачі води	Найбільша кількість споживачів (або обсяг робіт) у 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	350,04	$м^2$	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	123,88	$м^2$	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	70	люд. на зміну	12,5
Душ з переддушовою	70	люд. на зміну	25
Їдальня	70	люд. на зміну	12,5

Розраховуємо секундні витрати води за кожним споживачем на виробничі і технологічні потреби, що визначають за формулою:

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

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

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

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

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

t — тривалість роботи, до якої віднесена витрата води.

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

- Оздоблювальні роботи: 0,75 · 350,04· 1,5 · 1,2 / (3600 · 8) = 0,0164 л/с;
  влаштування рулонної покрівлі: 7,5 · 123,88· 1,5 · 1,2 / (3600 · 8) = 0,058 л/с;
  разом: $q_{техн}$ = 0,0744 л/с.

Розрахункові секундні витрати води на санітарно-побутові потреби приймаємо за найбільш завантаженим днем роботи за графіком руху робітників:

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

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

$$q_{душ} = \frac{q_4 \cdot N_2}{60 \cdot m} = 25 \cdot 28 / (60 \cdot 45) = 0,259 \text{ л/с},$$

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

N_1 — кількість працівників у найбільш завантажену зміну;

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

N_2 — кількість працівників, які приймають душ (40% від працюючих за найбільш завантажену зміну зміну);

m — тривалість роботи душової установки (45 хвилин).

Витрати води на пожежогасіння приймаються $q_{пож}$ = 15 л/с (при одночасній роботі трьох гідрантів по 5 л/с кожний), оскільки територія будівельного майданчика займає 8,06 га, тобто менш, ніж за 10 га.

Загальні секундні витрати води:

$$q_{заг} = q_{вир} + q_{техн} + q_{госп} + q_{їдал} + q_{душ} + q_{пож} = 15,581 \text{ л/с}.$$

Визначимо діаметр тимчасового водопроводу.

- Загальний:

$$d = 2\sqrt{\frac{q_{заг} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{15,581 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 105,01 мм$$

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

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

- На виробничі й технологічні потреби:

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{вир} + q_{техн}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0744) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,58 мм$$

Приймаємо труби виробничого і технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

- На санітарно-побутові потреби:

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

Отже, приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

4.6 Розрахунок тимчасового електропостачання

За загальною потребою з електроенергії встановлюється тип тимчасової трансформаторної підстанції. Необхідна розрахункова потужність трансформаторної підстанції визначається для максимального споживання електроенергії одночасно всіма споживачами з формули:

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

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

P_c — силова потужність машини чи установки, кВт,

P_m — потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

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

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

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

$\cos\psi$ — коефіцієнт потужності, у середньому приймається 0,75.

Таблиця 4.6

Потреби електроенергії за споживачами

Споживачі	Одиниця виміру	Кіль-кість	Норма на одиницю потужності, кВт	Загальні витрати P_c, кВт	Коефіцієнт попиту, K_{1n}
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
1. Монтажний кран СКГ-63А	шт.	2	75	150	0,7
2. Монтажний кран СКГ-50	шт.	1	75	75	0,7
2. Монтажний кран Е-125ВБ	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 ИБ-47	шт.	2	1,2	2,4	0,15

Таблиця 4.7

Електричне освітлення внутрішнє

Споживачі	Загальна площа, м²	Норма потужності на освітлення 1м², Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	**3**	**4**	**5**
1. Гардеробна з умивальною	70,7	15	1,061
2. Душова з переддушовою	64,8	15	0,972
3. Приміщення для обігріву працівників	9,2	15	0,138
4. Приміщення для відпочинку працюючих	91,2	15	1,368
5.Туалет чоловічий	8,5	15	0,128
6. Туалет жіночий	8,5	15	0,128
7. Їдальня	70,7	15	1,061
8. Контора виконроба	70,7	15	1,061
9. Охоронна будка на в'їзді	8	15	0,12
10. Кабінет техніки безпеки	25,6	15	0,384
11. Приміщення для особистої гігієни жінок	8,5	15	0,128
12. Приміщення для просушки спецодягу	16,2	15	0,243
13. Пункт охорони здоров'я	8,5	15	0,128
14. Закритий склад	42	3	0,126
Разом			7,046

Таблиця 4.8

Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Одиниці вимірю-вання.	Загальна площа, м² (довжина, м),	Освіт-лення, лк	Норма потужності на 1м² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгенплану)	м²	63200	2	0,4	25,28
Площа будівлі (монтажна зона)	м²	9216	20	3	27,65
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					61,93

P=(1,1/0,75)·((225·0,7+30·0,7+1,6·0,15+0,27·0,15+35·0,35+2,4·0,15)+
+7,046·0,8+52,97)=303,03 кВт

Застосовуємо на майданчику трансформаторну підстанцію КТПН-72М-400, яка має потужність 400 кВт, із трансформатором типу ТМ 400/6/10 масою 2,18 т.

Для прийому та розподілу електроенергії між споживачами на будівельному майданчику приймаємо шафи розподільні серії СП-62 і СПУ-62.

Розрахунок кількості прожекторів на будівельному майданчику виконується за формулою:

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

де p — питома потужність при освітленні прожекторами ПЗС-45,
p = 0,2...0,3 Вт/(м²·лк)

E — освітленість, лк; E = 2 лк;

S — площа, що освітлюється; S = 63200 м²;

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

n = 0,2 · 2 · 63200 / 500 = 50 шт.

Таким чином, встановлюємо по 2 лампи на одній опорі.

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

n = 0,2 · 20 · 9216 / 500 = 74 шт, які встановлюються на 14 пересувних освітлювальних щоглах по 5-6 штук.

4.7 Розрахунок тимчасових складів

Таблиця 4.9

. Відомість потреби на стадії монтажу у матеріалах, виробах, напівфабрикатах

№	Табл. ЕНиР	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потріб. матер.	Од. вим.	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-12	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 6т	100шт	0,24	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т $м^3$ $м^3$	100 0,377 0,022 0,3 13,8	24 0,09048 0,00528 0,072 3,312
2	7-5-13	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 8т	100шт	0,32	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т $м^3$ $м^3$	100 0,444 0,024 0,32 14,8	32 0,14208 0,00768 0,1024 4,736
3	7-5-15	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 15т	100шт.	0,41	-колони -прокат -електроди -лісоматер. -бетон	т т т $м^3$ $м^3$	100 0,444 0,026 0,35 18	41 0,18204 0,01066 0,1435 7,38
4	7-9-14	Укладання підкранових балок масою до 12 т	100 шт.	0,64	-підкр.балки -вироби монт. -електроди	шт. т т	100 3,72 0,35	64 2,3808 0,224
5	7-12-15	Укладання ферм прогоном 24 м	100шт	0,38	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,15 2,52	38 0,057 0,9576
6	7-12-5	Укладання балок прогоном 12м	100шт	0,64	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,1 П	64 0,064
7	7-13-2	Укладка плит покриття довжиною до 6 м, площею до 10 $м^2$	100 шт.	1,28	-плити -проволока -руберойд -електроди -рогожа -лісоматер. -монт.вироби -бетон -розчин	шт. т $м^2$ т $м^2$ $м^3$ т $м^3$ $м^3$	100 0,0148 56,2 0,02 62,9 0,299 0,06 6,6 0,2	128 0,018944 71,936 0,0256 80,512 0,38272 0,0768 8,448 0,256
8	7-13-7	Монтаж плит покриття довжиною 12 м площею до 36 $м^2$	100шт	2,56	-плити покр. -проволока -руберойд. -електроди -рогожа -лісомат. -монт. вироби -бетон -розчин	шт. т $м^2$ т $м^2$ $м^3$ т $м^3$ $м^3$	100 0,04 79,26 0,03 95,6 0,83 0,13 19 0,6	256 0,1024 202,9056 0,0768 244,736 2,1248 0,3328 48,64 1,536
9	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10$м^2$	100шт	6,98	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,1 0,2	698 0,698 1,396

10	7-16-7	Монтаж стінових панелей довжиною більш 7м, площею більш 15м^2	100шт	1,2	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,08 1,4	120 0,096 1,68
11	7-1-15	Монтаж фундаментних балок довжиною 6м	100шт	0,42	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	шт. т т т м^3 м^2 м^3	100 0,00276 0,001 0,00934 0,06 5,65 3,05 0,42	42 0,0011592 0,00042 0,0039228 0,0252 2,373 1,281 0,1764
12	7-1-16	Монтаж фундаментних балок довжиною більш 6м	100шт	0,1	-балки -цвяхи -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	шт. т т м^3 м^2 м^3	100 0,00558 0,0163 0,065 11,03 2,84 0,52	10 0,000558 0,00163 0,0065 1,103 0,284 0,052
13	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100мп.	6,01	-розчин	м^3	0,84	5,0484

Таблиця 4.10

Зведена відомість потреби у матеріалах, виробах та конструкціях

№	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1.	Колони крайні	шт.	34
2.	Колони середні	шт.	21
3.	Колони фахверкові	шт.	42
4.	Підкранові балки, 12 м	шт.	64
5.	Ферми 24 м	шт.	17
6.	Плити покриття 12×3 м	шт.	256
7.	Фундаментні балки до 6 м	шт.	42
8.	Фундаментні балки до 12 м	шт.	10
9.	Стінові панелі довжиною до 7м, площею до 10 м^2	шт.	698
10.	Стінові панелі довжиною більш 7м, площею до 15 м^2	шт.	120
11.	Стійки воріт	шт.	20
12.	Ригелі воріт	шт.	10
13.	Бетон	м^3	74,081
14.	Розчин	м^3	7,0698
15.	Вироби монтажні	т	6,824
16.	Прокат	т	0,4146
17.	Проволока	м^3	0,121764
18.	Електроди	м^2	1,26502
19.	Лісоматеріали	т	2,85712
20.	Щити	м^2	1,103
21.	Руберойд	т	274,8416
22.	Солідол	т	0,0055528
23.	Цвяхи	м^2	0,0017172
24.	Рогожа	т	325,248

Таблиця 4.11

Розрахунок площ тимчасових складів

№ п./п.	Найменування матеріалів, конструкцій і деталей	Одиниця виміру	Час використання в днях	Потреба		Коефіцієнти		Норма запасу в днях	Запас матеріалів, що підлягає зберіганню	Норма зберігання матеріалу на 1м^2 підлоги складу	Розрахункова площа складу, м^2	Коефіцієнти на проходи і проїзди	Загальна розрахункова площа складу, м^2	Прийнята площа складу, м^2	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	нерівномірності надходження матеріалів	нерівномірності використання матеріалів								
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**
1	Колони	м^3	11,5	336,066	29,223	1,1	1,3	4	167,16	0,80	208,95	1,25	261,18	28×12	відкр.
2	Підкранові балки	м^3	5,5	296,32	53,88	1,1	1,3	2	154,09	0,50	308,17	1,2	369,81	31×12	відкр.
3	Ферми кроквяні	т	11	200,32	18,21	1,1	1,3	2	52,08	0,50	104,17	1,2	125	60×12	
4	Плити покриття	м^3	11	634,88	57,72	1,1	1,3	3	247,6	0,50	495,21	1,2	594,25		відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м^3	30,5	1654,74	54,25	1,1	1,3	5	387,91	1,00	387,91	1,2	465,5	39×12	відкр.
6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	42	1,26502	0,0301	1,1	1,3	5	0,215	0,50	0,431	1,2	0,517	7×6	закр.
7	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	42	6,824	0,162	1,1	1,3	5	1,162	0,70	1,66	1,2	1,991		закр.
8	Дріт сталевий і цвяхи	т	11	0,1234812	0,0112	1,1	1,3	5	0,0803	2,50	0,032	1,2	0,039		закр.
9	Металопрокат	т	11,5	0,4146	0,036	1,1	1,3	5	0,258	1,50	0,172	1,2	0,206	9×10	навіс
10	Дошки обрізні із хвойних порід	м^3	22,5	2,85712	0,127	1,1	1,3	5	0,908	1,25	0,726	1,2	0,872		навіс
11	Руберойд підкладочний з пиловидною підсипкою РПП-300Б	м^2	11	274,842	24,99	1,1	1,3	5	178,65	2,50	71,46	1,2	85,75		навіс
12	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м^2	11	1,103	0,1	1,1	1,3	5	0,717	20,00	0,036	1,2	0,043		навіс

4.8. Опис будгенплану

Будгенплан створено для етапу монтажу. На цьому плані показано контури будівлі, виділено зону для монтажу та зони, де небезпечно працювати з краном. Зона монтажу, де є ризик падіння вантажу під час встановлення та фіксації елементів, включає територію на відстані 5 метрів від краю будівлі (цікаця стосується монтажу верхньої стінової панелі). На плані вона позначається штриховою лінією, а на місці — попереджувальними знаками та написами. Використання крана під час монтажу конструкцій у монтажній зоні регулюється спеціальним нарядом-допуском. Робоча зона для кожного крана визначається радіусом максимального вильоту стріли; позначаємо її на окремих місцях стоянки кожного з кранів. Небезпечна зона — це область, де може впасти вантаж під час його переміщення, враховуючи можливе 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, яка дорівнює при висоті підйому вантажу $h \leq 10$ м — $0,3h + 1$ м, а при більшій висоті — монтажній зоні.

Для тимчасових доріг на майданчику ми використовуємо дороги, які будуються в підготовчий період. Ці дороги можуть бути односторонніми (ширина 3,5 метри) або двосторонніми (ширина 6 метрів). Радіус вигинів на поворотах становить 8 до 12 метрів (з урахуванням потреби проїзду великих транспортних засобів — 18 до 30 метрів). Відстань між дорогами і складом має бути не менше 0,5 метра, а між дорогою та огородженням — не менше 1,5 метра. Тут дороги навколо будівлі зроблені з бетонних плит, а інші — насипні. У зонах, де працюють крани та в інших небезпечних місцях, ставимо знаки, які попереджають про небезпеку і обмежують швидкість. Розміщення конструкцій та матеріалів відбувається на тимчасових майданчиках для складування.

Тимчасові адміністративні та побутові будівлі розміщуємо поза небезпечною зоною, біля входу на будмайданчик, створюючи побутове містечко. Відстань між сусідніми будівлями повинна бути не менше 1,5 метра. Відстань між групами будівель має перевищувати 10 метрів. Відстань від дороги — не менше 1,5 метра.

Схематично зображені тимчасові електромережі, в яких видно трансформаторні станції та розподільчі шафи. Радіус обслуговування однієї розподільчої шафи складає 25 метрів. На будівельному майданчику є кабельні системи освітлення та силового електропостачання. Для роботи електродвигунів і технічних потреб ми використовуємо струм 380 В, а для освітлення — 220 В. Кабельні мережі прокладаються на глибині 0,8 м.

Система водопостачання організована за кільцевим принципом. Пожежні гідранти встановлюються не далі ніж 100 метрів один від одного, від дороги — не більше 1,5 метра, а від будівлі — не ближче ніж 5 метрів. Питні фонтанчики ставляться на відстані до 75 метрів від робочих місць і в побутовому містечку.

4.9 Техніко-економічні показники будгенплану

У дипломному проекті при проектуванні будгенплану визначаються такіі техніко-економічні показники:

1. Коефіцієнт забудови:

$К_З = F_2 / F_1 = 9216/63200 = 0,146$;

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

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

2. Коефіцієнт використання площі території визначається з формули:

$К_{вик} = (F_2 + F_{т.б.}) / F_1 = (9216 + (607,5 + 7050))/63200 = 0,267$;

де $F_{т.б.}$ — площа, яку зайнято тимчасовими будівлями й спорудами, залізницями та автодорогами.

3. Довжина тимчасових доріг складає 1080 м;

довжина тимчасових мереж водопостачання — 845 м;

довжина тимчасових мереж електропостачання — 1870 м.

4.10 Заходи з техніки безпеки та охорони праці

Безпека монтажних робіт.

Елементи конструкцій, які монтують, під час транспортування потрібно тримати так, щоб не допустити їх розтягування та обертання за допомогою гнучких розтяжок. Після встановлення у заплановане місце ці елементи мають бути закріплені, щоб зберігати їх форму і стійкість. Тимчасові розтяжки для монтажованих конструкцій слід фіксувати на надійних опорах. Розтяжки повинні бути розташовані поза межами руху транспорту й будівельних машин.

Навісні драбини й інші потрібні пристрої для монтажу слід встановлювати й закріплювати на конструкціях до їх підйому. Драбини, які вищі за 5 метрів, мають бути оснащені пристроями для закріплення запобіжного пояса (наприклад, канатами з уловлювачами), огороджені металевими дугами і закріплені на конструкціях. Під час монтажу працівники повинні стояти на підмостках або на конструкціях, які вже закріплені.

Перед початком монтажних робіт потрібно визначити, як обмінюватися умовними сигналами між людиною, що керує монтажем, та машиністом крана. Усі

сигнали подає одна особа (бригадир, ланковий, такелажник). Лише сигнал «Стоп» має право подавати будь-який працівник, який помітив загрозу.

Якщо монтажована конструкція не видна машиністу крана, необхідно забезпечити надійний зв’язок між ним і монтажниками. Якщо це неможливо, слід призначити посередників із числа стропальників.

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

Роботи із пересування та встановлення великих конструкцій потрібно зупиняти, якщо швидкість вітру перевищує 10 м/с.

До самостійного виконання верхолазних робіт допускаються особи від 18 років, які пройшли навчання з охорони праці, медичний огляд і підходять для цих робіт. Вони також мають мати не менше року досвіду у верхолазних роботах і тарифний розряд не нижче третього. Перший рік ті, хто тільки починає працювати на висоті, повинні працювати під наглядом досвідчених працівників, призначених керівником.

Фарбування та антикорозійний захист конструкцій і обладнання, якщо це відбувається на будівельному майданчику, потрібно виконувати перед підйомом конструкцій на проектну висоту. Після підйому таких конструкцій фарбування або захист від корозії дозволено робити тільки в місцях з'єднань і стиків конструкцій.

Безпека електрозварювальних робіт.

До проведення електрозварювальних робіт можуть допускатися лише особи, які мають вік не менше 18 років. Ці люди повинні пройти медичний огляд, отримати спеціальну підготовку, а також підтвердити свої теоретичні знання і практичні навички з певних методів зварювання та визначених видів робіт. Вони повинні скласти екзамен перед атестаційною комісією і мати відповідне посвідчення. Електрозварювальники також повинні мати групу з електробезпеки не нижче II.

До виконання електрозварювальних та газополуменевих робіт на висоті 5 метрів і вище допускаються лише ті зварювальники, які пройшли спеціальний медичний огляд, мають досвід роботи на висоті не менше року і займають посаду зварювальника не нижче III категорії.

Металеві елементи електрозварювального обладнання повинні бути без напруги, а також потрібно, щоб зварені вироби були заземлені..

Безпека переміщення і складування вантажів.

При виконанні робіт із завантаження та розвантаження не можна використовувати стропи для вантажу, який не стійкий. Перед початком завантаження або розвантаження панелей, блоків та інших бетонних конструкцій

необхідно перевірити і очистити монтажні петлі від бетону. Також перед роботою потрібно підбирати вантажозахватні пристрої в залежності від ваги та особливостей вантажу, який піднімається. Стропи повинні вибиратися так, щоб кількість гілок і довжина була такою, щоб кут між ними не перевищував 90 градусів, а також щоб відповідали вантажопідйомності підйомного засобу. Перед підйомом вантажу стріловими кранами слід перевірити стан вантажопідйомності та, згідно з інструкцією, встановлений машиністом виліт стріли, який відповідає вазі вантажу.

Вантаж слід укладати рівно, дотримуючись визначених розмірів для складування і не заважаючи проходам і під'їздам. Матеріали та конструкції потрібно ставити на рівні площадки і вживати заходи для запобігання їх зміщенню, осіданню, падінню та коченню. Склади повинні мати стоки для відведення води. Складування матеріалів на насипних та неущільнених ґрунтах заборонено. Розміщувати конструкції та матеріали на будівельному майданчику та робочих місцях треба так:

– стінові панелі – у касети чи піраміди;

– плити перекриття – у штабелі не вище 2,5 м на підкладках;

– колони та підкранові балки – у штабелі до 2,0 м на підкладках;

– кроквяні та підкроквяні ферми – на металевих кондукторах;

– дрібносортний метал – у стелажі не вище 1,5 м.

Коли автомобілі стоять на майданчиках для вантаження та розвантаження, то відстань між ними повинна бути не менше 1,0 м, а між тими, що стоять поряд — не менше 1,5 м. Якщо вантажний автомобіль близько до будівлі, то відстань між ним і заднім бортом або краєм вантажу повинна бути не менше 0,5 м. Між автомобілем і штабелем вантажу також повинно бути не менше 1,0 м.

Організація безпечної роботи на будівельному майданчику.

Внутрішні автомобільні дороги на будівельних об'єктах повинні мати відповідні знаки, які визначають порядок пересування автомобілів і будівельних машин з урахуванням Правил дорожнього руху в Україні. Максимальна швидкість транспорту поруч із місцями виконання робіт не може перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

Будівельні майданчики, зони робіт і місця, де люди працюють, а також проїзди і шляхи до них, повинні бути освітлені вночі, але так, щоб не сліпити працівників. Освітлення має бути виготовлене так, щоб не виникав ризик удару електричним струмом. Робота в тих місцях, де освітленість не відповідає стандартам, заборонена.

ВИСНОВКИ

Бакалаврська робота «Проєктування будівництва п’ятипролітної будівлі шліфувального цеху» виконана на 6 аркушах креслень та на сторінках розрахунково-пояснювальної записки, яка складається з 4 основних розділів.

У основу роботи покладено проектування промислового цеху із збірних залізобетонних та металевих конструкцій. Технологічний процес у шліфувальному цеху є фінішним етапом механічної обробки деталей, який забезпечує досягнення заданої точності розмірів, геометричної форми та необхідної шорсткості поверхонь. Основним завданням цеху є остаточне доведення функціональних поверхонь заготовок після попередньої токарної, фрезерної або термічної обробки.

Район будівництва – м. Одеса.

Будівля одноповерхова промислова каркасна, складається із 5 виробничих прольотів, які йдуть в одному напрямку, а також прибудови (адміністративно-побутовий корпус).

Кожен проліт обладнано мостовими кранами, потужність яких відповідає вимогам проекту; висота кранів залежить від типу колон.

У рядах «М» та «8» розташовані температурні шви між двома парними колонами.

Відстань між колонами в окремій залізобетонній будівлі (АПК) становить 6 метрів.

Архітектурно-будівельний розділ складено з короткого викладення технологічного й функціонального процесів, розрахунки параметрів генплану, опис об’ємно-планувального та конструктивних рішень, теплотехнічний розрахунок стінового огородження, опис конструктивних рішень щодо оздоблення. На аркушах 1-3 представлені генеральний план майданчика, фасади, план на відм. 0,000, а також поздовжній та поперечний розрізи, розріз по стіні.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано розрахунок збірної залізобетонної безрозкісної ферми прольотом 24 м. В даному розрахунку визначено навантаження, зусилля в перерізах, а потім – їх армування. Клас

бетону було задано перед початком розрахунку. Для ферми було призначено клас С 42/50 (В50). На відповідному аркуші (аркуш 4) представлені креслення ферми Ф-1, відомості витрат сталі, специфікації арматурних виробів.

У роботі також виконано порівняння варіантів засобів механізації (див. п. 3.2.2). Із аналізу техніко-економічних показників визначено, що більш прийнятним варіантом буде 1-й – за схемою «кран-баддя» у порівнянні із альтернативним варіантом (автобетононасос).

В технологічному розділі виконано опис технології зведення стовпчастих фундаментів будівлі. На відповідному (аркуш 5) кресленні представлено технологічну карту на монтаж даний процес. За ведучу машину прийнято автокран КС-2561Е із стрілою 12 м

Також було виконано необхідні розрахунки з організації будівельно-монтажних робіт, зокрема визначено потреби в площах складів, тимчасових будівель і споруд, визначено витрати води й електроенергії.

На основі визначених обсягів робіт та комплектації ланок робітників складено мережевий і лінійний календарні графіки. Також розроблено будівельний генеральний план.

Отож, розділи з технології і організації будівельного виробництва представлено відповідно на 5-му та 6-му аркушах. З них слідує, що будівництво виконується 234 дні, ведення робіт відбувається в одну та частково у дві зміни. Максимальна кількість робітників на будівництві – 82 людини, середня чисельність у ході будівництва – 27.

У розділі з організації будівництва також розглянуті питання з охорони праці –зокрема складено перелік заходів щодо безпеки праці для ведення будівельно-монтажних робіт та процесів.

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 обгрунтування.

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 огороджень 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. ДБН В.2.8-3-95. Будівельна техніка, оснастка, інвентар та інструмент. Технічна експлуатація будівельних машин.

16. ДСТУ Б В.2.8-43:2011 Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови.

17. ДБН В.2.5-56:2014. Системи протипожежного захисту.

18. НАПБ А.01.003-2009. Правила улаштування та експлуатації систем оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей в будинках та спорудах.

19. ДСТУ ISO 6309:2007. Протипожежний захист. Знаки безпеки. Форма та колір (ISO 6309:1987, IDT).

20. ДСТУ ISO 7240-1:2007. Системи пожежної сигналізації та оповіщення.

21. ДСТУ EN 13501-1:2016. Пожежна класифікація будівельних виробів і будівельних конструкцій.

22. ДСТУ 7950:2015. Дизайн і ергономіка. Робоче місце під час виконання робіт стоячи. Загальні ергономічні вимоги.

23. 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.

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

25. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки.

26. ДБН В.1.3-2:2010 Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві.

27. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013. Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів.

28. ДСТУ Б В.2.6-168:2011 Арматурні та закладні вироби зварні, з'єднання зварні арматури та закладних виробів залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови.

29. Технічний нагляд за безпечною експлуатацією вантажопідіймальних кранів: Навчальний посібник. - К. 2003. - 344 с.

30. 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.

31. ДБН В.2.5-74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. Основні положення проектування.

32. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016

33. ДСТУ 7239:2011. Система стандартів безпеки праці. Засоби індивідуального захисту. Загальні вимоги та класифікація. Видання офіційне. – К.: ДЕРЖСПОЖИВСТАНДАРТ УКРАЇНИ, 2011

34. 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.

35. 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.

36. НПАОП 28.52-1.31-13. Правила охорони праці під час зварювання металів. – К.: Міністерство надзвичайних ситуацій України, 2013.

37. 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.

38. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація.

39. 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

40. НАПБ А.01.001-2014. Правила пожежної безпеки в Україні. – К.: Міністерство внутрішніх справ, 2014

41. ДБН А.3.1-3. Приймання в експлуатацію закінчених будівництвом об'єктів.

42. ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об’єктів.

43. ДСТУ Б В.2.8-43:2011. Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт.

44. 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.

45. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення.

46. ДСТУ Б В.2.7-171:2008. Будівельні матеріали. Добавки для бетонів і будівельних розчинів.

47. ДСТУ EN ISO 7010:2019. Графічні символи. Кольори та знаки безпеки. Зареєстровані знаки безпеки.

48. ДБН В.2.6-33:2008. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією.

49. ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Виконання вимірювань, розрахунок та контроль точності геометричних параметрів. Настанова.

50. ДБН Д.1.1-2-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. – К.: НДІБВ, 2002.

51. ДБН Д.2.7-2-2000. Ресурсні елементні кошторисні норми на експлуатацію машин та механізмів. – К.: НДІБВ, 2001.

52. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва.

53. Нормативи граничнодопустимих викидів забруднюючих речовин із стаціонарних джерел. Затверджені Наказом Міністерства охорони навколишнього середовища України від 27.06.2006 р. за № 309.

54. Державні санітарні правила охорони атмосферного повітря населених місць (від забруднення хімічними та біологічними речовинами). Затверджені наказом Міністерства охорони здоров’я України від 9 липня 1997р за № 201

55. Лук’янова Л.Б. Основи екології. – К.: Вища школа, 2000.

56. ДБН В.2.5-67:2013 Опалення, вентиляція та кондиціонування – [Чинний від 2014 – 01 – 01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2013. – 240 с.

57. ДБН В.2.6-31:2016 Теплова ізоляція будівель – [Чинний від 2017 – 05 – 01]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 33 с

58. ДСТУ Б EN 15316-2-1:2011. Системи теплозабезпечення будівель. Методика розрахунку енергопотреби 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).

59. 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).

60. 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).

61. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів.

62. ДБН В.2.6-162:2010 Конструкції будинків і споруд. Кам’яні та армокам’яні конструкції. Основні положення.

63. Кадол Л.В., Ковальчук В.А. Проектно-кошторисна справа (зі змінами і доповненнями згідно ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 «Правила визначення вартості будівництва»). Навчальний посібник. – Кривий Ріг.: ДВНЗ «КНУ», 2016. – 360 .

64. Кадол Л.В., Астахов В.І. Управління проектами в будівництві. Навчальний посібник. – Кривий Ріг.: ДВНЗ «КНУ», 2018. – 241 с.

65. ДБН А.2.2-1:2021 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище.

66. ДБН В.1.2-10:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Захист від шуму та вібрації.

67. ДСТУ-Н Б А.3.1-34:2016 Настанова з виробництва бетонних і залізобетонних виробів.

68. Products and solutions / [Electronic resource] - URL: https://www.peikko.com/about-peikko/peikko-in-brief/.