

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**
Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну
Кафедра будівництва

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
рішенням кафедри будівництва
(протокол № __, від __.06.2026р.)
завідувач кафедри будівництва,
д.т.н., професор
_____ Ігор ЯКОВЕНКО
."__"_____ 2026 р.

БАКАЛАВРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

**на тему: «Проектування будівлі цеху із виготовлення залізобетонних
конструкцій у місті Вознесенськ»**

Спеціальність 192 – будівництво та цивільна інженерія
(код і назва)

Гарант освітньої програми

_____ Євген ДМИТРЕНКО
(кандидат технічних наук, доцент) (підпис) (ПІБ)
(науковий ступінь та вчене звання)

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи:

_____ Микола МАР'ЄНКОВ
(д.т.н., проф.) (підпис) (ПІБ)
(науковий ступінь та вчене звання)

допускається до захисту/не допускається до захисту»

Виконав: студент

_____ Максим КОЧУБЕЙ
(підпис) (ПІБ студента)

Рецензент:

_____ (науковий ступінь та вчене звання) _____ (підпис) _____ (ПІБ)
_____ «підпис» _____ «оцінка»

м. Київ 2026 р.

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет (ННІ) Конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

завідувач кафедри будівництва,

Д.Т.Н., професор Ігор ЯКОВЕНКО
(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)

«25» березня 2026р.

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ БАКАЛАВРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
СТУДЕНТУ

Кочубею Максиму Миколайовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(код і назва) (назва)

Програма підготовки освітньо-професійна
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема дипломного проекту затверджена наказом проректора з науково-педагогічної роботи та цифрової трансформації НУБіП України від «24» березня 2026 р. № 839
«С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру 2026, червень, 01
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до бакалаврської кваліфікаційної роботи: геологічні умови майданчика будівництва, природно-кліматичні умови відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010, навантаження та вплив згідно ДБН В.1.2-2:2006.

Бакалаврська кваліфікаційна робота складається з пояснювальної записки, 6 листів формату А1 та використаних джерел літератури 29 найменувань.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

Розділ 1. Архітектурна частина
Розділ 2. Розрахунково-конструктивний розділ
Розділ 3. Основи і фундаменти
Розділ 4. Технологія будівельного виробництва
Розділ 5. Організація будівництва
Висновки
Перелік використаної літератури
Додатки

Перелік графічного матеріалу (обов'язкові креслення):

Аркуш 1, 2 | Архітектурна частина: фасад, розрізи, вузли, план.

Аркуш 3.	<i>Розрахунково-конструктивна частина: залізобетонна багатопустотна плита перекриття ПК63-15, перемичка</i>
Аркуш 4.	<i>Технологічно-будівельна частина. Техкарта на монтаж збірних фундаментних плит</i>
Аркуш 5.	<i>Організаційно-будівельна частина. Будгенплан.</i>
Аркуш 6.	<i>Організаційно-будівельна частина. Календарний графік. Відомість витрат. Графік руху робочої сили.</i>

Строки виконання бакалаврської кваліфікаційної роботи

Найменування етапу дипломного проєкту	Строк виконання етапу	Відмітка про виконання
<i>Збір, аналіз та обґрунтування вихідних матеріалів для проєкту</i>	<i>25.03.26 – 06.04.26</i>	
<i>Написання та наповнення частин пояснювальної записки</i>	<i>06.04.26 – 04.05.26</i>	
<i>Виконання графічної частини дипломного проєкту</i>	<i>04.05.26 – 29.05.26</i>	

Дата видачі завдання «25» березня 2026 р.

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи

д.т.н., проф.
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Микола МАР'ЄНКОВ
(ПІБ)

Завдання прийняв до виконання _____

(підпис)

Максим КОЧУБЕЙ

(ПІБ студента)

РЕФЕРАТ

Бакалаврська кваліфікаційна робота на тему: «Проектування будівлі цеху із виготовлення залізобетонних конструкцій у місті Вознесенськ».

Пояснювальна записка містить 120 сторінок, 8 рисунків, 34 таблиць, 29 використаних джерел та xx аркушів креслень формату А1.

У бакалаврській кваліфікаційній роботі виконано проектування будівлі цеху, що займається виготовленням конструкцій із залізобетону. Розроблено архітектурно-планувальні, конструктивні та технологічно-організаційні рішення відповідно до чинних будівельних норм України.

В архітектурному розділі наведено характеристику району будівництва, об'ємно-планувальні рішення будівлі, виконано теплотехнічний розрахунок ТЕП проекта та розроблено основні архітектурні креслення.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано збір навантажень, розрахунок та конструювання збірних залізобетонних конструкцій — ребристої плити покриття та кроквяної балки. Розрахунки виконані відповідно до вимог чинних будівельних норм України.

У розділі «Основи та фундаменти» виконано аналіз інженерно-геологічних умов майданчика будівництва та запроєктовано збірні залізобетонні фундаменти стаканного типу під колони промислової будівлі.

У розділах організації будівництва та технології будівельного виробництва розроблено будівельний генеральний план, календарний графік виконання робіт та технологічну карту на монтаж збірних залізобетонних конструкцій.

Графічна частина містить архітектурні креслення будівлі, конструктивні схеми, креслення армування конструкцій, будівельний генеральний план та календарний графік виконання робіт.

Ключові слова: *проектування, промислова будівля, цех залізобетонних конструкцій, формувальний цех, залізобетонний каркас, ребриста плита покриття, кроквяна балка, підкранова балка, стаканний фундамент, монтаж збірних конструкцій, будівельний генеральний план, організація будівництва.*

ЗМІСТ

РЕФЕРАТ	5
ВСТУП.....	9
1. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ.....	11
1.1. Опис технологічного процесу	11
1.2. Генеральний план	11
1.3. Об'ємно-планувальне рішення	12
1.4. Конструктивне рішення	13
1.4.1 Колони	13
1.4.2 Фундаменти.....	15
1.4.3 Фундаментні балки.....	16
1.4.4 Кроквяні конструкції	16
1.4.5 Підкранові балки	17
1.4.6 Зв'язки	18
1.4.7 Плити покриття.....	18
1.4.8 Стінове огороження	18
1.5. Двері та ворота	18
1.6. Вікна	19
1.7. Підлоги.....	19
1.8. Ліхтарі	19
1.9. Теплотехнічний розрахунок	19
1.10. Розрахунок параметрів інсоляції приміщень	20
2. РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	22
2.1. Розрахунок плити покриття	22
2.1.1 Призначення розмірів плити	23
2.1.2 Розрахунок полиці.....	23
2.1.3 Розрахунок поперечних ребер.....	24
2.1.4 Розрахунок поздовжніх ребер	26
2.1.5 Розрахунок панелі на утворення тріщин.....	27
2.1.6 Перевірка панелі на монтажні навантаження.....	29
2.2. Розрахунок двосхилої решітчастої балки.....	31
2.2.1 Розрахунок міцності.....	31
2.2.2 Перевірка міцності балки в стадії виготовлення і монтажу	40

2.2.3 Розрахунок на утворення тріщин від попереднього обтиснення в стадії виготовлення і монтажу	43
2.2.4 Розрахунок на утворення нормальних до поздовжньої осі тріщин у стадії експлуатації	44
3. Основи і фундаменти	47
3.1. Матеріали для проектування	47
3.2. Навантаження на фундамент	47
3.3. Визначення розмірів підшви фундаменту	47
3.4. Розрахунок тіла фундаменту	49
3.5. Розрахунок вертикальної арматури підколінника	51
3.6. Розрахунок арматури підшви фундаменту	52
4. технологія будівельного виробництва	55
4.1. Технологічна карта на монтажні роботи	55
4.1.1 Специфікація збірних елементів	55
4.1.2 Визначення обсягів монтажних робіт	56
4.1.3 Визначення потреби в матеріалах, напівфабрикатах та виробах	57
4.1.4 Потреба в матеріалах на окремі конструкції	59
4.1.5 Калькуляція трудових витрат і заробітної плати	59
4.1.6 Вибір монтажних пристосувань	65
4.1.7 Вибір монтажних кранів по технічним характеристикам	68
4.1.8 Техніко-економічне обґрунтування вибору типу монтажного крана ..	73
4.1.9 Вибір транспортних засобів	74
5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	75
5.1. Способи виконання робіт	75
5.2. Визначення обсягів робіт	76
5.3. Картка-визначник сітьового графіка	79
5.4. Розрахункова матриця	93
5.5. Розрахунок техніко-економічних показників сітьового графіка	97
5.6. Розрахунок потреби в тимчасових адміністративних і санітарно-побутових будівлях	98
5.7. Розрахунок тимчасового водопостачання	100
5.8. Розрахунок тимчасового електропостачання	102
5.9. Опис будівельного генерального плану	108
5.10. Техніко-економічні показники будгенплану	109
ВИСНОВКИ	110

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	112
ДОДАТКИ.....	116

ВСТУП

Всі промислові будівлі - це складні і дорогі об'єкти, що складаються з багатьох конструктивних елементів, які виконують дуже специфічні функції і мають встановлені експлуатаційні якості.

Виробничі будівлі призначені для розміщення заводів і обслуговуючих приміщень, що забезпечують необхідні умови праці та експлуатації обладнання, і повинні мати певні вимоги - повинен надійно виконувати покладену на нього функцію та зберігати свою цінність протягом певного періоду часу за певних умов експлуатації.

Основні параметри в установлених межах - зручний і безпечний у використанні.

Це досягається за рахунок використання матеріалів і конструкції, які мають тривалий термін служби.

Велике значення при будівництві виробничих будівель має застосування принципу кооперації та роз'єднання основного і допоміжного виробництва, типізації та уніфікації об'ємно-планувальних і конструктивних рішень, що має великий економічний ефект.

Завдяки кооперації допоміжних служб різних промислових підприємств (джерела енергії, тепло, водопостачання, каналізація тощо) досягається економія за рахунок зменшення площі ландшафту та витрат, скорочення відстаней зв'язку тощо.

Останні події в промисловому будівництві значно полегшили час завдяки значному розширенню та інтенсифікації будівельної галузі та промисловості будівельних матеріалів.

Будівництво промислових будівель і споруд ведеться з єдиних типових профілів, впроваджується технічне розташування обладнання, що значно знижує витрати на будівництво.

Більшість будівель і споруд зводиться за типовим проектом із збірних залізобетонних елементів.

Одноманітність конструктивної прольотної та загальної схеми будівлі забезпечує застосування комплексних механізованих способів монтажу, що поєднують окремі будівельно-монтажні процеси.

Сьогодні при створенні архітектурно-будівельних рішень для підприємств особливо важливо правильно враховувати перспективи розвитку промислового будівництва, оскільки необхідно виходити із загальних тенденцій розвитку техніки, будівельної техніки тощо.

1. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

1.1. Опис технологічного процесу

Технологічний процес формовочного цеху залізобетонних виробів розпочинається з підготовчих робіт, включаючи підготовку робочого місця, перевірку наявності матеріалів і налагодження обладнання. Потім проводиться приготування бетонної суміші, де компоненти - цемент, пісок, щебінь та вода - змішуються відповідно до пропорцій.

Після цього розпочинається формування виробів: арматура розміщується в формах згідно з проектом, і потім форми заповнюються бетоном і піддаються вібрації для усунення повітряних пухирів. Після формування виробів їх переносять на місце загартування, де вони піддаються процесу загартування за певної температури та вологості.

Після завершення загартування вироби виймають із форм, які потім можуть бути використані повторно. Далі вироби можуть піддаватися остаточній обробці, такій як вирізання надлишкового бетону або обробка поверхні.

На кожному етапі виробництва проводиться контроль якості, а після завершення процесу вироби упаковуються для транспортування та зберігання. Ключовими аспектами цього процесу є точність виконання, контроль якості та дотримання встановлених стандартів безпеки та якості.

1.2. Генеральний план

Проектуємий формовочний цех ЗБВ розташований в м. Вознесенськ. Генеральний план виконаний у відповідності з технологічною схемою виробництва та основними технологічними рішеннями по будівництву та експлуатації.

Благоустрій території передбачає стоянку автотранспорту. Генплан виконаний у відповідності з протипожежними нормами. Система пожерогасіння містить наочну станцію та резервуари для води, а також кільцеву мережу з встановленням пожежних гідрантів.

Для можливості під'їзду до цеху запроектована асфальтована дорога. Основні техніко-економічні показники за генпланом зведені в табл. 1.1.

Таблиця 1.1

Техніко-економічні показники за генпланом

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа ділянки	га	4	
2	Площа забудови	м ²	13116	
3	Площа мощення	м ²	6116,77	
4	Площа озеленення	м ²	20767,47	
5	Щільність забудови	%	52	
6	Коефіцієнт мощення	%	16	
7	Коефіцієнт озеленення	%	33	

1.3. Об'ємно-планувальне рішення

Будівля одноповерхова з одним торцевим та двома повздовжніми прольотами.

Проліт торцевої частини 12 м з висотою до низу крокв'яних конструкцій – 12,0 м. Крок колон – 6,0 м.

Повздовжні прольоти – шириною 18 м та висотою до низу крокв'яних конструкцій – 16,8 м. Крок колон середніх та крайніх – 6,0 м.

Прольоти обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю 20 та 30, 50 т.

У будівлі із залізобетонним каркасом передбачені температурні шви.

Основні техніко-економічні показники будівлі приведені у табл. 1.2.

Таблиця 1.2

Техніко-економічні показники будівлі

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа забудови	м ²	3744	
2	Будівельний об'єм	м ³	78838	
3	Корисна площа	м ²	3634	
4	Планувальний коефіцієнт	–	$K_1 = 0,97$	
5	Об'ємний коефіцієнт	–	$K_2 = 21,4$	

1.4. Конструктивне рішення

Будівля повнокаркасна. Бокова просторова жорсткість будівлі забезпечується горизонтальним каркасом, який утворений об'єднанням колон фундаменту та міцним приварюванням ферм (балок) до колон.

Поздовжні - фундаментні балки, підкранові балки, зв'язки і скиби панелей настилу, приварених до опорних елементів настилу.

Каркас одноповерхової виробничої будівлі складається з поперечного каркаса, що складається з колон, покладених на фундамент чашоподібної опорної конструкції, покриття з кроквяних ферм, підкранової балки, плит покриття, вертикальних елементів анкерів.

1.4.1 Колони

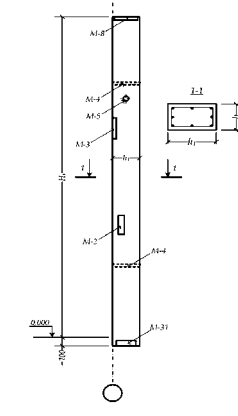
Колони крайніх рядів – суцільні та двогілкові з консолями під установку підкранових балок. Глибина закладення у фундамент – 1050 мм;

Колони середніх рядів – наскрізні двогілкові, ширина гілки 250 мм з консолями. Глибина закладення у фундамент – 1050 мм;

Фахверкові колони – встановлюються через 6 м і слугують для монтажу навісних стінових панелей. Глибина закладення у фундамент – 650 мм;

Збірні залізобетонні колони представлено в табл. 1.3

Марка колонн	Ескіз	Крок, м	Q, т	Розміри, мм			Розміри перерізу, мм
				H	H ₁	H ₂	
Колони крайнього ряду							
1КД168		6	30 50	18150	5100	13050	1300x50 0
Колони середнього ряду							
2КД168		6	30 50	18150	5100	13050	1900x60 0
Фахверкові колони							

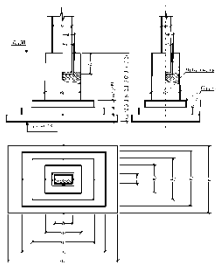
9КФ169- 1		6	30 50	16900		600x400
--------------	---	---	----------	-------	--	---------

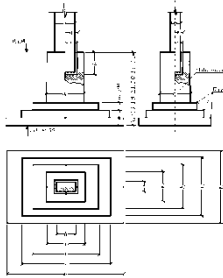
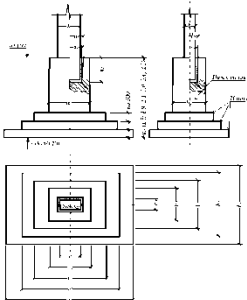
1.4.2 Фундаменти

Фундаменти чашоподібного типу під суцільні та дводногілкові (крайнього ряду) і двогілкові (середнього ряду) (табл. 1.4). Глибина закладення фундаментів – 2,55 м, обрана з урахуванням навантажень від будівлі, що проектується і стосовно до нормальних ґрунтових і кліматичних умов. Верх фундаменту розташований нижче позначки чистої підлоги цеху на 150 мм.

Таблиця 1.4

Збірні фундаменти стаканного типу

Марка фундаменту	Ескіз	Переріз колони, мм	Розміри стакану і підколонника, мм	Розміри сходинок, мм	Висота східця фундаменту, мм
під колони крайнього ряду					
ФД 51-55		1300x500	2400x1500 2100x1200	3000x1800 3600x2400 4200x3000	300
під колони середнього ряду					

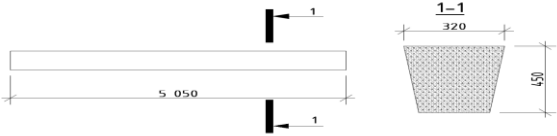
ФЕ 31-35		1900x600	3000x1500 2700x1200	3600x1800 4200x2400 4800x3000	300
під фахверкові колони					
ФА 1-6		600x400	1200x1200 900x900	1500x1500	300

1.4.3 Фундаментні балки

Фундаментні балки, враховуючі крок колон мають довжину 6 м.
Фундаментна балка представлена в табл. 1.5.

Таблиця 1.5

Збірні фундаментні балки

Марка балки	Ескіз	Крок колони, м	Розміри, мм
ФБ 6-29		6	450x320

1.4.4 Кровляні конструкції

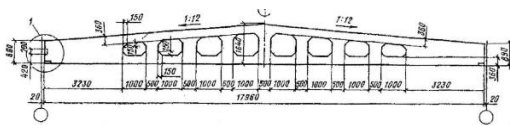
Несучі елементи покриття - гратчасті двосхилі балки, прольотами 12 та 18 м (табл 1.6). Кріплення здійснюється шляхом приварювання накладних сталевих

пластин до заглибленої частини балки та анкерних болтів колон. Відрегулювавши балку в проектне положення, елементи обкручуються.

Якщо відстань між крайньою колоною і середньою колоною становить 6 м, то кроквяну ферму або балку спочатку встановлюють на колону середньої колони. Кріплення кроквяної конструкції до стовпів здійснюється за допомогою зварювання закладних деталей стельовим швом.

Таблиця 1.6

Збірні кроквяні та підкроквяні конструкції

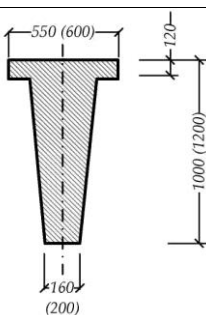
Марка конструкції	Ескіз	L, м	Крок, м	Розміри, мм
1	2	3	4	5
кроквяна конструкція				
БДР 18-1		18	6	17960х 1640

1.4.5 Підкранові балки

Підкранові балки довжиною 6 м (табл. 1.7). Кріплення рейки до підкранової балки – рухоме за допомогою скоб і притискних лап через 750 мм.

Таблиця 1.7

Підкранові балки

Марка балки	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
БКНВ 6-4с		5960	1000х600

1.4.6 Зв'язки

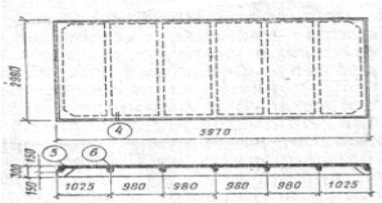
Для забезпечення оптимальної працездатності і надійності будівлі враховуються особливості будівель, в якій наявні мостові крани, з урахуванням технологічних вимог і вимог безпеки має виконуватися проектування і розміщення вертикальних зв'язків по колонах.

1.4.7 Плити покриття

Конструкція покриття – збірні залізобетонні ребристі плити 6х1,5 м та 6х3м (табл. 1.8). Приварюються до ферм через закладні деталі, шви між плитами заливаються цементно-піщаним розчином.

Таблиця 1.8

Плити покриття

Марка плити	Ескіз	Довжина, мм	Розміри, мм
1	2	3	4
ПНС-1..4		5970	2960x300

1.4.8 Стінове огороження

Стінові панелі розміром 0,9 х 6 х 0,2 м аглопоритобетонні. Приварюються до заставних елементів колон.

1.5. Двері та ворота

Застосовуються розпашні ворота для автомобільного транспорту різної вантажопідйомності. Для автотранспорту – з розмірами 3,6х4,2 м.

1.6. Вікна

Світові пройоми заповнені металевими рамами розміром 6 x 1,8 м.

1.7. Підлоги

Підлога – асфальто-бетонна товщиною 40 мм на бетонній підготовці завтовшки 100 мм.

1.8. Ліхтарі

Каркас ліхтаря складається з поперечних сталевих рам та поздовжніх елементів. До останніх відносять: бортові плити, прогони для кріплення елементів заповнення світлових прорізів, елементи покриття та зв'язки. Покриття ліхтаря влаштовують однаковим з покриттям будівлі. Для приміщень з прольотами 12 і 18 м застосовують ліхтарі шириною 6 м. Висота віконних рам становить 1750 мм, що відкриваються на кут до 70 градусів.

1.9. Теплотехнічний розрахунок

Район будівництва – м. Вознесенськ. Температура повітря найбільш холодної п'ятиднівки: $t_H = -21^0\text{C}$;

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

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

Попередньо приймемо панелі з аглопоритобетону: $\gamma = 1200\text{кг}/\text{м}^3$, $\delta=200\text{мм}$, $R=0,74\text{м}^2 \cdot \text{K}/\text{Вт}$, $\lambda = 0,46$

Опір теплопередачі огороження:

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

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

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

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

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

Параметри прийнятої конструкції відповідають умовам експлуатації та розрахунковій температурі.

1.10. Розрахунок параметрів інсоляції приміщень

Глибина приміщення $B = 36$ м; висота приміщення $H = 24,4$ м; розряд роботи зору – IV; ліхтарі – подвійні; засклення – листове. Площа засклення $S = 2114,3 \text{ м}^2$

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

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:

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

де:

$S_n = 3708 \text{ м}^2$ - площа підлоги;

$k_3 = 1,5$ - коефіцієнт запасу;

$\eta_0 = 14$ - світлова характеристика вікна;

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

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

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

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

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

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

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

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

Для визначення r_1 знаходять середній коефіцієнт відбиття:

$$\rho_{cp} = \frac{0,5\rho_1S_1 + \rho_2S_2 + \rho_3S_3}{S_1 + S_2 + S_3} = 0,397;$$

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

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

2. РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Розрахунок плити покриття

Необхідно розрахувати ребристу панель 6 x 1,5 м покриття по двосхилим балкам прольотом 12 м.

Клас бетону C20/25, бетон легкий ($\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$).

$R_{bt,n} = 0,185 \text{ кН/см}^2$; $R_b = 0,145 \text{ кН/см}^2$; $R_{bt} = 0,105 \text{ кН/см}^2$; $E_b = 1900 \text{ кН/см}^2$.

З урахуванням коефіцієнта $\gamma_{b2} = 0,9$, розрахункові опори бетону будуть дорівнювати:

$$R_b * \gamma_{b2} = 1,45 * 0,9 = 1,305 \text{ кН/см}^2;$$

$$R_{bt} * \gamma_{b2} = 0,105 * 0,9 = 0,0945 \text{ кН/см}^2.$$

Поздовжні ребра будемо армувати напруженою арматурою, термічно зміценою, класу Вр-II.

$$R_{sh} = 102 \text{ кН/см}^2; R_s = 85 \text{ кН/см}^2; E_s = 1800 \text{ кН/см}^2.$$

Поперечні ребра армуємо ненапруженою стержневою арматурою класу А-I, $R_s = 22,5 \text{ кН/см}^2$ та дровою холодноотягнутою Вр-I діаметром 5мм, $R_s = 36 \text{ кН/см}^2$.

Полицю плити виконуємо з: дровою холодноотягнутої Вр-I діаметром 5мм, $R_s = 36 \text{ кН/см}^2$. Поперечна арматура з Вр-I діаметром 3мм, $R_{sw} = 27 \text{ кН/см}^2$.

Натягування арматури виконують на упори електромеханічним способом. Спуск на тяжіння арматури виконують при міцності бетону: $R_{bp} = 0,7B = 0,7 \cdot 25 = 17,5 \text{ МПа} = 1,75 \text{ кН/см}^2$.

Напруження для арматури приймаємо:

$$\sigma_{sp} = 0,9R_{sn} = 0,9 \cdot 102 = 91,8 \text{ кН/см}^2.$$

Ребриста панель відноситься до 2-ої категорії вимог до тріщиностійкості.

При Вр-II: $a_{crc1} = 0,2 \text{ мм};$

$a_{crc2} = 0,1 \text{ мм};$

Максимально допустимий прогин $[f] = 3 \text{ см}.$

Будівля будується в першому сніговому районі $S_0 = 0,8 \text{ МПа}$ згідно ДБН «Навантаження і впливи».

2.1.1 Призначення розмірів плити

Номинальний розмір плити 1,5х6м. Конструктивний розмір: 1,49х5,97м. Товщина полиці $h'f = 25\text{мм}$. Висота панелі $h \geq 1/20 = 6000/20 = 300\text{мм}$. Приймаємо $h = 300\text{мм}$. Попередньо призначаємо ширину середніх поперечних ребер: знизу - 50мм, зверху - 100мм. Висота середніх поперечних ребер - 150мм. Висота торцевих поперечних ребер - 200 мм. Ширина прокольних ребер: знизу - 75мм, зверху - 105мм. Приведена ширина продольного ребра 80мм, а двох - 160мм.

2.1.2 Розрахунок полиці

Підрахунок навантажень приведено у табл. 2.1. Розрахункове навантаження на 1 м^2 полиці – постійне.

Таблиця 2.1

Вид навантаження	Нормативне кН/м ²	Коеф надійності по навантаженню	Розрахункове кН/м ²
Постійне			
трьохшаровий рубероїдний килим на мастиці	0,15	1,2	0,18
цементна стяжка 2см 0,02 * 20	0,4	1,3	0,52
утеплювач-пінополістерольні плити 12 см	0,6	1,2	0,72
пароізоляція-два шари пергаміну на мастиці	0,1	1,2	0,12
ребриста панель з приведеною товщиною 5,3 см	1,38	1,1	1,46
Разом	2,63		3
Змінне			
від снігу короткочасне	0,8	1,04	0,83

Всього	3,43		3,83
--------	------	--	------

Навантаження від ваги покриття: $g_1 = 0,18 + 0,52 + 0,72 + 0,12 = 1,54 \text{ кН/м}^2$;

Навантаження від полиці панелі: $g_2 = 0,025 - 25 \cdot 1,1 = 0,69 \text{ кН/м}^2$;

Снігове навантаження: $S = 0,8 \text{ кН/м}^2$.

Повне навантаження на полицю панелі дорівнює:

$$p_1 = 1,54 + 0,69 + 0,8 = 3,03 \text{ кН/м}^2.$$

Полицю плити розглядаємо як багатопрольотну нерозрізну балку і в розрахунку враховуємо перерозподіл зусиль від розвитку пластичних деформацій. Згинальний момент в полиці з урахуванням коефіцієнта надійності $\gamma_n = 0,95$:

$$M = \frac{p_1 \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n}{16} = \frac{3,03 \cdot 1,37^2 \cdot 0,95}{16} = 0,337 \text{ кНм} = 33,7 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

l_0 - відстань між поперечними ребрами в свету.

Корисна товщина полиці плити:

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

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

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{33,7}{1,305 \cdot 100 \cdot 1,25^2} = 0,165; \xi = 0,910$$

Площа перерізу арматури V_p -I на полюсу 1м:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{33,7}{36 \cdot 1,25 \cdot 0,910} = 0,823 \text{ см}^2$$

Приймаємо сітку C1:

$$\frac{5V_p - I - (x200) + 100}{4V_p - I - (x250) + 100} \cdot 1440 \cdot 5900 \frac{C_1}{20}$$

Приймаємо крок робочої арматури 200мм, тоді $A_s = 5 \cdot 0,196 = 0,98 \text{ см}^2$.

2.1.3 Розрахунок поперечних ребер

Поперечні ребра запроектовані з кроком $l_1 = 98 \text{ см}$. Ребро розраховуємо як балку таврового перерізу з защемленою опорою.

Постійне навантаження з урахуванням ваги 1м ребра:

$g = (g_1 + g_2) l_1 + g_3 \gamma_f = (1,54 + 0,69) \cdot 0,98 + \left(\frac{0,1+0,05}{2}\right)(0,15 - 0,025) \cdot 25 \cdot 1,1 = 2,44$ кН/м².

Снігове навантаження: $S = 0,8 \cdot 0,98 = 0,784$ кН/м²;

Повне навантаження: $p_2 = g + S = 2,44 + 0,784 = 3,2$ кН/м².

Згинальні моменти у прольоті та на опорі:

$$M = \frac{p_2 \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n}{8} = \frac{3,2 \cdot 1,41^2 \cdot 0,95}{8} = 0,755 \text{ кН} \cdot \text{м} = 75,5 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$l_0 = 1490 - \frac{80}{2} - \frac{80}{2} = 1410 \text{ мм}$$

Поперечна сила:

$$Q = \frac{p_2 \cdot l_0 \cdot \gamma_n}{2} = \frac{3,2 \cdot 1,41 \cdot 0,95}{2} = 2,14 \text{ кН}$$

Корисна висота ребра $h_0 = h - a = 15 - 2,5 = 12,5$ см. Розрахунковий переріз ребра-тавровий з полицею стиснутій в зоні:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{75,5}{1,305 \cdot 98 \cdot 12,5^2} = 0,004$$

$$\xi = 0,04$$

$$\zeta = 0,980$$

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,04 \cdot 12,5 = 0,5 \text{ см} < h_f = 2,5 \text{ см}$$

Нейтральна вісь проходить в полиці. Потрібна площа перерізу арматури(робочої) А-I:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{75,5}{22,5 \cdot 0,98 \cdot 12,5} = 0,3 \text{ см}^2$$

Приймаємо 1 стержень діаметром 8 А-I, $A_s = 0,503 \text{ см}^2$.

Так як опорні та прольотні моменти рівні, то верхній стержень КР2 приймаємо як і нижній: 1 стержень діаметром 8 А-I, $A_s = 0,503 \text{ см}^2$.

Перевіримо несучу здатність перерізу ребра на поперечну силу з умови роботи бетону на розтяг:

$$0,6 R_{bt} b \cdot h_0 \gamma_{b2} = 0,6 \cdot 0,0945 \cdot \frac{5+10}{2} \cdot 12,5 = 5,315 \text{ кН} > Q = 2,14 \text{ кН}$$

Розрахунок поперечної арматури не потрібен. Встановлюємо конструктивно поперечні стержні з кроком 150 мм (3Вр-I).

2.1.4 Розрахунок поздовжніх ребер

Розрахунковий проліт панелі при ширині опори 10 см:

$$l_0 = l - 2 \frac{l_0}{2} = 587 \text{ см};$$

Повне розрахункове навантаження: $p = 3,83 \text{ кН/м}^2$;

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

Розрахункова ширина полиці таврового перерізу: $b'_f = \frac{l_0}{6} \cdot 2 + b = 212 \text{ см}$;

Максимальний згинальний момент:

$$M = \frac{p \cdot l_0^4 \cdot b_n \cdot \gamma_n}{8} = \frac{3,83 \cdot 5,87^2 \cdot 1,5 \cdot 0,95}{8} = 23,5 \text{ кН/см}^2$$

b_n - номінальна ширина панелі

Робоча висота ребра: $h_0 = h - a = 30 - 3,5 = 26,5 \text{ см}$;

Розраховуємо випадок таврового перерізу:

$$M \leq R_b \gamma_{b2} b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f);$$

$$2650 \leq 1,305 \cdot 212 \cdot 2,5 (26,5 - 0,5 \cdot 2,5) = 17464 \text{ кН·см}.$$

Нейтральна лінія проходить у межах полиці.

$$\alpha_m = \frac{2650}{1,305 \cdot 212 \cdot 26,5^2} = 0,014;$$

$$\xi = 0,015; \gamma_{s6} = 1,15.$$

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot R_b}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = \frac{0,015 \cdot 212 \cdot 26,5 \cdot 1,305}{1,15 \cdot 85} = 1,12 \text{ см}^2;$$

Приймаємо 2 діаметра 12Вр-I, $A_{sp} = 2,26 \text{ см}^2$;

Коефіцієнт армування: $\mu = 2,26 / 16 \cdot 26,5 = 0,0053 = 0,53\% > 0,05\%$.

Розрахунок міцності по перерізам, нахиленим до поздовжньої осі.

Поперечна сила в опорних перерізах поздовжніх ребер:

$$Q = 0,5 b_n \cdot p \cdot l_0 \cdot \gamma_n = 0,5 \cdot 1,5 \cdot 3,83 \cdot 5,87 \cdot 0,95 = 16,02 \text{ кН}$$

Вплив зв'язів стиснутої полиці:

$$\varphi_f = \frac{0,75(3h'_f) \cdot h'_f}{b \cdot h_0} = \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 2,5 \cdot 2,5}{16 \cdot 26,5} = 0,033 < 0,5$$

$$B = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f) R_{bt} \gamma_{b2} b \cdot h_0^2 = 2(1 + 0,033) \cdot 0,0945 \cdot 16 \cdot 26,5^2 = 2193,7 \text{ кН см}$$

В розрахунковому нахиленому перерізі:

$$Q_b = Q_{sw} = Q/2,$$

$$\text{тоді } c = B/0,5Q = 2193,7/(0,5 \cdot 32,04) = 136,94 > 2h_0 = 2 \cdot 26,5 = 53 \text{ см}$$

Приймаємо $c=53 \text{ см}$, тоді $Q_b = B/c = 2193,7/53 = 41,4 \text{ кН} > Q = 16,02 \text{ кН}$, тобто поперечна арматура за розрахунком не потрібна. При $h < 450 \text{ мм}$ на при опорних ділянках встановлюємо поперечну арматуру 3Вр-І з кроком $s_1 = h/2 = 30/2 = 15 \text{ см}$.

На прольоті:

$$s_2 = \frac{3}{4}h = 22,5 \text{ см. Приймаємо } s_1 = 15 \text{ см, } s_2 = 20 \text{ см.}$$

Поперечні стержні з'єднуємо у каркас КР1 спеціальними монтажними стержнями 2Ø8 А-І.

2.1.5 Розрахунок панелі на утворення тріщин

Геометричні характеристики приведенного перерізу:

$$\text{Коефіцієнт приведення для напруженої арматури } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{18000}{1900} = 9,47$$

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = \Sigma A_{bi} + \alpha A_{sp} = 212 \cdot 2,5 + 27,5 \cdot 16 + 9,47 \cdot 2,26 = 991,4 \text{ см}^2$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{red} = \Sigma S_{bi} + \alpha S_{sp} = 212 \cdot 2,5 \cdot 28,75 + 27,5 \cdot 16 \cdot 13,75 + 9,47 \cdot 2,26 \cdot 3,5 = 21362,4 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані перерізу до центра ваги:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{21362,4}{991,4} = 21,55 \text{ см}$$

Відстань від верхньої грані перерізу до центра ваги:

$$y_0' = h - y_0 = 30 - 21,55 = 8,45 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$I_{red} = \Sigma I_{bi} + \alpha A_{sp} (y_0 - a)^2 = \frac{212 \cdot 2,5^3}{12} + 212 \cdot 2,5 \cdot 7,15^2 + \frac{16 \cdot 27,5^3}{12} + 16 \cdot 27,5 \cdot 7,85^2 + 9,47 \cdot 2,26 \cdot 18,1^2 = 89225,6 \text{ см}^4;$$

Ексцентриситет прикладання сил обтиску:

$$e_{op} = y_0 - a = 21,55 - 3,5 = 18,05 \text{ см}$$

Визначення втрат попереднього напруження арматури

Перші втрати:

-від релаксації напруг в арматурі:

$$\sigma_1 = 0,05\sigma_{sp} = 0,05 \cdot 91,8 = 4,6 \text{ кН /см}^2$$

-від різниці температур напружуваної арматури і натяжних пристроїв(
t=65°C): $\sigma_2 = 1,25 \cdot \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 8,13 \text{ кН /см}^2$

-від деформації анкерів:

$$\sigma_s = E_s \frac{\lambda}{l} = 18000 \frac{0,2}{700} = 5,14 \text{ кН /см}^2$$

-від швидкоплинної повзучості:

$$p_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 2,26(91,8 - 4,6 - 8,13 - 5,14) = 167,1 \text{ КН}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{p_1}{A_{red}} = \frac{167,1}{991,4} = 0,17 \text{ кН /см}^2$$

$$\alpha = 0,25 + 0,25 R_{bp} = 0,25 + 0,25 \cdot 1,75 = 0,688$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,17}{1,75} = 0,1 < \alpha = 0,688$$

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

Перші втрати дорівнюють:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_b = 4,6 + 8,13 + 5,14 + 0,34 = 18,21 \text{ кН /см}^2.$$

Другі втрати:

-від усадки бетону В25: $\sigma_b = 45 \text{ МПа} = 4,5 \text{ кН /см}^2$.

-від повзучості бетону:

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 2,26(91,8 - 18,21) = 166,3 \text{ кН};$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{166,3}{991,4} = 0,168 \text{ кН /см}^2;$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,168}{1,75} = 0,096 < \alpha = 0,688$$

$$\sigma_g = 150 \cdot \alpha \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,096 = 12,24 \text{ МПа} = 1,224 \text{ кН /см}^2;$$

$$\sigma_{los2} = \sigma_b + \sigma_g = 4,5 + 1,224 = 5,72 \text{ кН /см}^2;$$

Повні втрати:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 18,21 + 6,72 = 24,93 \text{ кН /см}^2;$$

Сила обтиску:

$$P = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 2,26 \cdot (91,8 - 24,93) = 155,6 \text{ кН}.$$

Момент опору перерізу відносно нижніх волокон:

$$W_{\text{red}} = \frac{I_{\text{red}}}{y_0} = \frac{89225,6}{21,55} = 4140,4 \text{ см}^3.$$

Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони до центра приведенного перерізу:

$$r_y = 0,85 \frac{W_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = 0,85 \cdot \frac{4140,4}{991,4} = 3,55 \text{ см.}$$

Упругопластичний момент опору перерізу з полицею в стиснутій зоні:

$$W_{\text{pl}} = 1,75 W_{\text{red}} = 1,75 \cdot 4140,4 = 7245,7 \text{ см}^3.$$

Згинаючий момент при утворенні тріщини:

$$M_{\text{crc}} = r_{\text{bt,ser}} W_{\text{pl}} + M_{\text{rp}} = 0,185 \cdot 7245,7 + 3361 = 4701,5 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{\text{rp}} = p(e_{\text{op}} + r_y) = 155,6(18,05 + 3,55) = 3361 \text{ кН} \cdot \text{см.}$$

Момент від повного нормативного навантаження:

$$M_n = \frac{P_n l_0^2 \cdot \gamma_n \cdot b_n}{8} = \frac{3,43 \cdot 5,87^2 \cdot 1,5 \cdot 0,95}{8} = 21,05 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$M_{\text{crc}} = 47,02 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_n = 42,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – в нижній зоні панелі тріщини не утворюються.

2.1.6 Перевірка панелі на монтажні навантаження

Панель має 4 монтажні петлі зі сталі А240С. Встановлюються вони у прокольних ребрах на відстані 1 м від торця панелі. На такій же відстані $l_0 = 1 \text{ м}$ укладають підкладки при перевезенні. З урахуванням коефіцієнту динамічності $\gamma_1 = 1,5$ розраховуємо навантаження від власної ваги панелі:

$$f = 1,46 \gamma_1 \cdot b_k = 1,46 \cdot 1,5 \cdot 1,49 = 3,26 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Від'ємний згинальний момент консольної частини панелі:

$$M = \frac{g \cdot l_0^2}{2} = \frac{3,26 \cdot 1^2}{2} = 1,63 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Цей момент сприймається прокольною монтажною арматурою каркасів – 2 діаметра 8А-І. При $z_1 = 0,9h_0$ потрібна площа перерізу вказаної арматури:

$$A_s = \frac{M}{z_1 \cdot R_s} = \frac{1630}{0,9 \cdot 26,5 \cdot 225} = 0,303 \text{ см}^2,$$

значно менше прийнятої конструктивно 2 діаметра 8 А240С $A_s = 1,01 \text{ см}^2$.

Розрахунок підйомних петель:

При підйомі панелі вага її може бути передана на 2 петлі, тоді зусилля на одну петлю:

$$N = \frac{g \cdot l_k}{2} = \frac{3,26 \cdot 5,97}{2} = 9,73 \text{ кН};$$

Площа перерізу арматури петлі:

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{9730}{225 \cdot 100} = 0,43 \text{ см}^2;$$

Приймаємо стержні діаметром 8 мм А-І з $A_s = 0,503 \text{ см}^2$.

2.8 Конструювання панелі

При розрахунку полки підібрана сітка:

$$\frac{5B_p - I - (x200) + 100}{4B_p - I - (x250) + 100} \cdot 1440 \cdot 5900 \frac{C_1}{20}$$

В середніх поперечних ребрах підібрана робоча та монтажна арматура- 8А-І. Поперечні стержні прийнято конструктивно діаметром 3мм Вр-І з кроком 150мм. Стержні з'єднані в плоский каркас Кр2. Крайні поперечні ребра не розраховувались. Робочу, монтажну і поперечну арматуру приймаємо аналогічно середнім поперечним ребрам (каркас Кр3).

Із розрахунку міцності поздовжніх ребер по перерізам, нахилених до поздовжньої осі, поперечні стержні прийняті конструктивно діаметром 3мм Вр-І з кроком на при опорних ділянках 150 мм, а в середній частині прольоту – 200 мм. Монтажні прокольні стержні прийняті діаметром 8мм А-І. Стержні об'єднані в каркас Кр1.

За умов забезпечення міцності опорних вузлів панелі прийняті сітки С2(4 шт) Поперечна арматура кожної сітки розрахована на зусилля

$$Q = 0,2A_{sp}R_s = 0,2 \cdot 2,26 \cdot 27 = 12,2 \text{ кН}.$$

Кінці поздовжніх ребер армуються поперечною арматурою у вигляді гнутих сіток С2 з 4Вр-І, з кроком стержнів 100 мм на довжині не менше за $15d = 15 \cdot 4 = 60\text{мм}$. Для поліпшення з'єднання поздовжніх ребер з торцевими в кутах панелі встановлюють сітки С3, що зігнуті під прямим кутом з арматури 4Вр-І, у кожен бік вони заходять на 350мм. Вути панелі армуються сітками С4 та С5 з 3Вр-І. В кутах розміщуються закладні деталі М1 та М1н.

2.2. Розрахунок двосхилої решітчастої балки

2.2.1 Розрахунок міцності

Розрахунок міцності двосхилої решітчастої балки ставить за мету для такої будівельної залізобетонної конструкції з типовими розмірами підібрати площу поздовжньої робочої попередньо напруженої A_{sp} та поперечної A_{sw} арматури. Для цього спочатку необхідно задатись усіма фізико-механічними характеристиками матеріалів, з яких балка виготовляється.

Вихідні дані для розрахунків: запроектувати двосхилу балку для експлуатації в умовах III снігового району, клас будівлі - другий.

Бетон важкий класу C30/35: коефіцієнт умов роботи $\gamma_{b2} = 0,9$, $R_{b,ser} = 25,5$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,95$ МПа, $R_b = 17,5$ МПа, $R_{bt} = 1,15$ МПа,

$$E_b = 3,1 \cdot 10^4 \text{ МПа}$$

Попередньо напружувана арматура класу Вр-II діаметром 5 мм: $R_{s,ser} = 1255$ МПа, $R_s = 1045$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа

Арматура класу А400С : $d < 10$ мм - $R_s = 355$ МПа, $d > 10$ мм - $R_s = 365$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа

Арматура класу Вр-I діаметром 5 мм: $R_s = 360$ МПа, $R_{sw} = 260$ МПа, $E_s = 1,7 \cdot 10^5$ МПа

2.2.1.1 Визначення навантажень

На балку передаються навантаження від власної ваги покриття та снігу. Ці навантаження підраховують і подають у вигляді таблиці (табл. 2.2)

Таблиця 2.2

Навантаження від покриття, $\kappa\text{Па}$

Навантаження та його підрахунок	Нормативне значення навантаж.	Коефіцієнти надійності		Розрах. значення навантаж.
		За навантаж. γ_f	За призн. γ_n	
1	2	3	4	5
Постійні від ваги: -захисного шару з гравію та бітумної мастики, $t=0,005$ м, $\gamma=16 \kappa\text{Н}/\text{м}^3$, $0,005 \times 1 \times 1 \times 16$;	0,08	1,3	0,95	0,099
-водоізоляційного шару покрівлі з трьох шарів руберойду на бітумній мастиці, $t=0,009$ м, $\gamma=10 \kappa\text{Н}/\text{м}^3$, $0,009 \times 1 \times 1 \times 10$;	0,09	1,3	0,95	0,114
-підготовки із цементно-піщаного розчину, $t=0,02$ м, $\gamma=18 \kappa\text{Н}/\text{м}^3$, $0,02 \times 1 \times 1 \times 18$;	0,036	1,3	0,95	0,445
-утеплювача з плит пінобетону, $t=0,12$ м, $\gamma=4 \kappa\text{Н}/\text{м}^3$, $0,12 \times 1 \times 1 \times 4$;	0,48	1,2	0,95	0,547
-пароізоляції з одного шару пергаменту на бітумній мастиці, $t=0,003$ м, $\gamma=6,3 \kappa\text{Н}/\text{м}^3$, $0,003 \times 1 \times 1 \times 6,3$;	0,019	1,3	0,95	0,023
-плит покриття 3×6 м масою 2,7 т і розчину в швах між плитами масою 0,04 т на плити ($27+0,04$)/(3×6)	1,52	1,1	0,95	1,59
Разом постійні	2,55(g_{ser})	-	-	2,82(g)
2. Тимчасове від снігу (III сніговий район)	1,00(s_0)	1,4	0,95	1,33(s)
-у тому числі довготривале від снігу 30%	0,3(s_{01})	1,4	0,95	0,4(s_1)

Разом від покриття і снігу	3,55	-	-	4,15
----------------------------	------	---	---	------

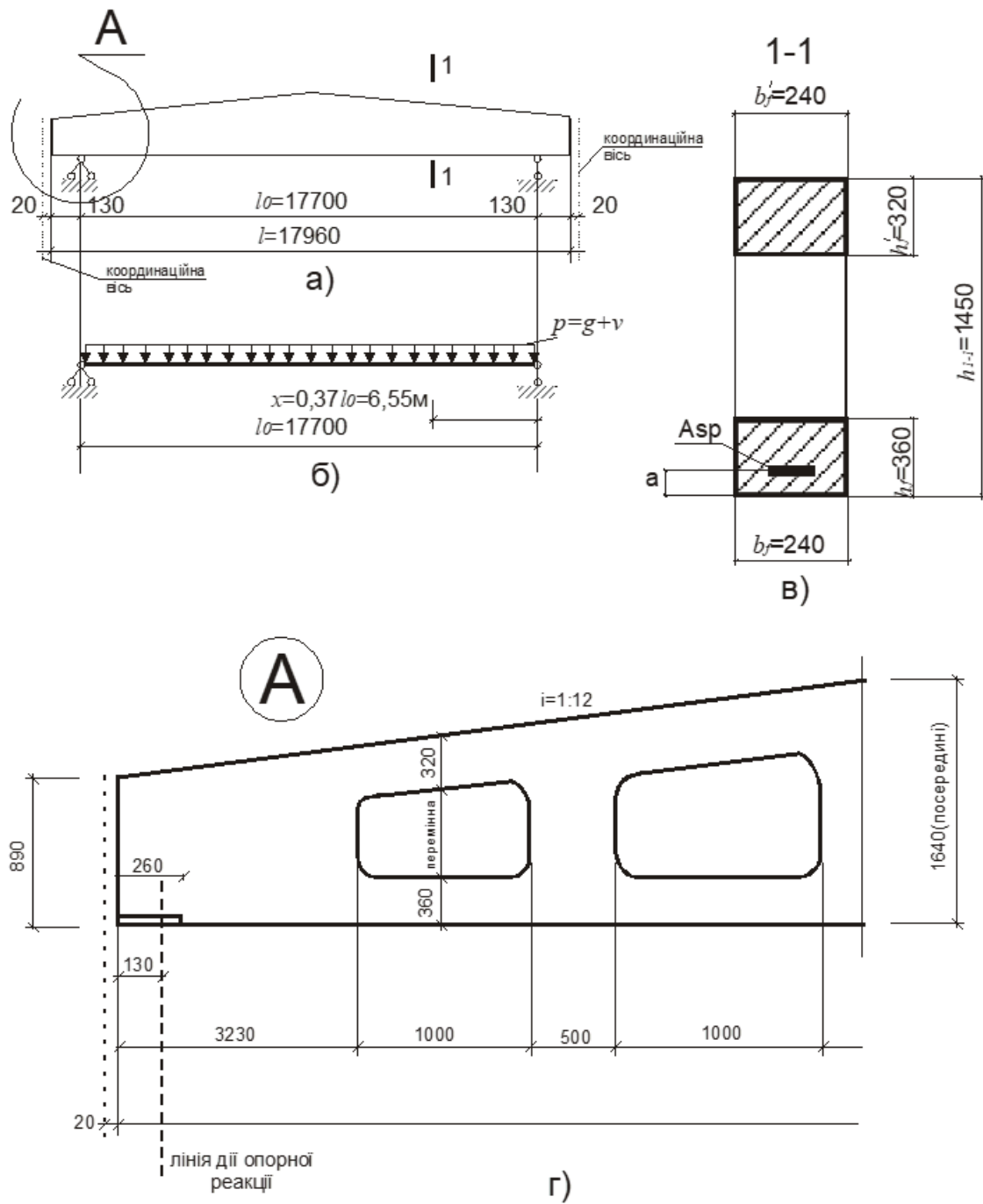


Рисунок 2.1. До розрахунку балки при визначенні площі Asp :

а) загальний вигляд балки; б) розрахункова схема балки; в) схема перерізу балки; г) загальний вигляд опірної частини балки

2.2.1.2 Визначення площі поздовжньої арматури

Для визначення площі A_{sp} поздовжньої робочої арматури застосовують розрахункову схему, зображену на рисунку 2.1 (додаток Б). Зважаючи на те, що навантаження від покриття на балку передається через ребра плит у вигляді зосереджених сил із кількістю, більшою від 4, то навантаження до балки при визначенні A_{sp} прикладають у вигляді рівномірно розподіленого інтенсивністю

$$p = (g + s)B + g_b, \quad (1)$$

де g і s – величини, наведені в таблиці 2.1; B – крок балок, g_b – інтенсивність навантаження від власної маси балки,

$$g_b = G \cdot \gamma_f \cdot \frac{\gamma_n}{l}, \quad (2)$$

де $G=104$ кН – вага балки (прискорення земного тяжіння прийнято 10 м/с^2). Підставивши у (2) і (3) відповідні значення величин, отримуємо $g_b = 104 \cdot 1,1 \cdot \frac{0,95}{17,96} = \frac{6,05 \text{ кН}}{\text{м}}$, $p = (2,82 + 1,33) \cdot 6 + 6,05 = 30,95 \text{ кН/м}$.

Від дії зовнішнього навантаження p у перерізах балки виникають згинальні моменти, значення яких обчислюють за формулою

$$M_x = \frac{px}{2}(l_0 - x). \quad (3)$$

Для визначення необхідної площі арматури значення моменту M_x обчислюють у перерізі 1-1 на відстані $x=0,37l_0$ від опори, тобто там, де міцність двосхилих балок найменша, а тому площа арматури має бути найбільшою: $M_x = \frac{30,95 \cdot 6,55}{2}(17,7 - 6,55) = 1130,17 \text{ кНм}$.

Оскільки розглядається переріз 1-1 на відстані $x=0,37l_0$ від опори (рис. 2.1), то його висота $h_{1-1} = 890 + (130 + 0,37 \cdot 17700) \frac{1}{12} = 1450 \text{ мм}$, $h_{0,1-1} = h_{1-1} - a = 1450 - \frac{360}{2} = 1270 \text{ мм}$.

Також установлюють місце розташування нейтральної лінії за умовою $M_x \leq M'_f$. $M_x = 1130,17 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \leq M'_f = R_b b'_f h' (h_0 - 0,5h'_f) = 17,5 \cdot 240 \cdot 320 \cdot (1270 - 0,5 \cdot 320) = 1492 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$.

Оскільки умова виконується, то нейтральна лінія знаходиться в межах верхнього пояса. В інших випадках необхідно підвищити клас бетону, збільшити геометричні розміри верхнього пояса або встановити в ньому арматуру.

Площу поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури визначають, спочатку обчислюють значення

$$\alpha_m = \frac{M_x}{R_b b_f h_{0,1-1}^2}. \quad (4)$$

Якщо $\alpha_m < \alpha_R$, то знаходять ξ та ζ , обчислюють γ_{s6} і визначають A_{sp} за формулою

$$A_{sp} = \frac{M_x - R_s A_s \zeta h_{0,1-1}}{\gamma_{s6} R_s \zeta h_{0,1-1}}, \quad (5)$$

$$\text{де } \gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta.$$

Для вихідних даних $\alpha_m = \frac{1130,17 \cdot 10^6}{17,5 \cdot 240 \cdot 1270^2} = 0,1668 \approx 0,167$, $\xi_R = 0,45$ при $\frac{\sigma_{sp} + \Delta \sigma_{sp}}{R_s} = 0,6$; $\alpha_m = 0,167 < \alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,45(1 - 0,5 \cdot 0,45) = 0,349$, $\xi = 0,185$; $\zeta = 0,907$.

У даному випадку $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$, оскільки $\xi = 0,185 < \xi_r = 0,5 \cdot 0,45 = 0,225$.

Необхідна площа перерізу поздовжньої арматури без урахування звичайної арматури $A_{sp} = \frac{M_{1-1}}{\gamma_{s6} R_s \zeta h_{0,1-1}} = \frac{1130,17 \cdot 10^6}{1,15 \cdot 1045 \cdot 0,907 \cdot 1270} = 816,4 \text{ мм}^2$.

Для армування балки приймається арматура 42Ø5 Вр-II, площа якої $A_{sp,f} = 823,2 \text{ мм}^2$.

2.2.1.3 Визначення кількості поперечної арматури

Для визначення кількості поперечної арматури використовують розрахункову схему, зображену на рисунку 2.2.

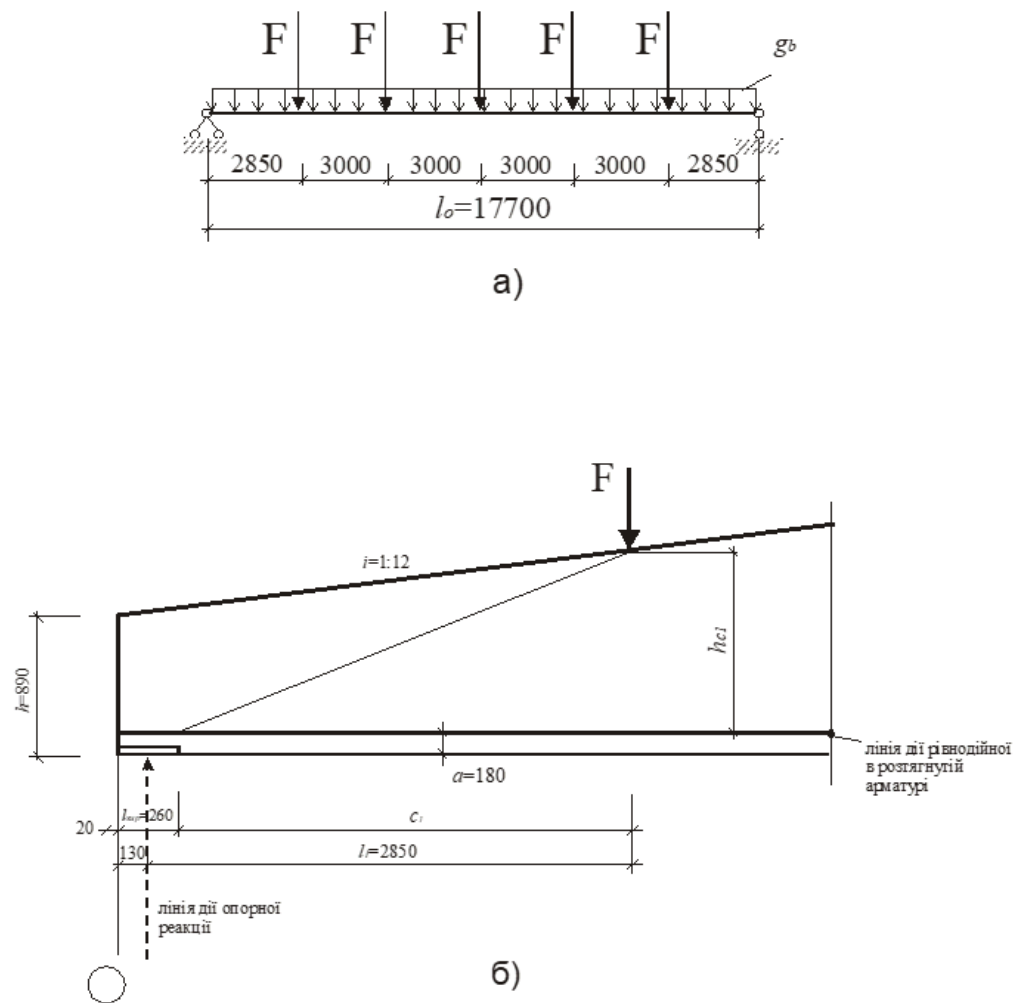


Рисунок 2.2. До розрахунку похилого перерізу балки: а) розрахункова схема балки; б) розрахунковий похилий переріз

Навантаження від покриття на балку передається через ребра плит у вигляді зосереджених сил

$$F = (g + s)Bb, \quad (6)$$

де g і s – величини, наведені в розділі 1.2; b – ширина плити покриття.

Обчислення дають, що $F = (2,82 + 1,33)6 \cdot 3 = 74,7 \text{ кН}$.

Від дії зовнішнього навантаження на опорі діє максимальна поперечна

сила $Q = \frac{5F}{2} \frac{g_b l_o}{2} \frac{5 \cdot 74,7}{2} \frac{6,05 \cdot 17,7}{2} \text{ max}$.

Перевірка міцності похилого перерізу на дію поперечної сили вздовж похилої тріщини виконується за умовою

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (7)$$

де Q – поперечна сила від зовнішнього навантаження в кінці похилого перерізу; Q_b – поперечне зусилля, яке сприймається стиснутим бетоном, приймається не меншим ніж $Q_{b,min}$ (13);

Q_{sw} – поперечне зусилля, що сприймається поперечними стержнями.

Для визначення Q_b в (10) у загальному випадку розглядають декілька похилих перерізів. Так, якщо на балку діють зосереджені сили, то задаються похилими перерізами, довжина проєкцій c яких приймається рівною відстані від опори до точок прикладання цих сил, але не більшою ніж значення

$$cb2_{b30_{max}}, \quad (8)$$

Для балки зі схилами максимальна довжина проєкції похилого перерізу

$$c \left(\frac{\phi_{b3}}{\phi_{b2}} - i \right) sup_{max}, \quad (9)$$

де h, a, i, l_{sup} – величини з рисунка 2.2.

Для розглядуваного прикладу балки $c \frac{1}{12} \left(\frac{0,6}{2} - \frac{1}{12} \right)_{max}$.

Тепер розглядається похилий переріз із довжиною проєкції c_1 , що дорівнює відстані від опори до точки прикладання першої сили $c_1 = l_1 - \frac{l_{sup}}{2_{max}}$

Висота перерізу балки в кінці цього похилого перерізу

$$h_{c1} = h + (l_1 \frac{1}{12_{sup}})$$

а його робоча висота

$$h_{0,c1} = h_{c1} - a = 1138 - 180 = 958 \text{ мм.}$$

Мінімальне поперечне зусилля, яке сприймається бетоном у розглядуваному перерізі,

$$\phi_n = 0,1 \frac{P}{R_{bt} b'_f h_0} = 0,1 \frac{(\sigma_{sp} - \sigma_l)(1 - \Delta \gamma_{sp}) A_{sp,f}}{R_{bt} b'_f h_{0,c1}} \leq 0,5, \quad (11)$$

де σ_{sp} – попереднє напруження в арматурі до обтиснення бетону, приймається $\sigma_{sp} = 0,95R_{s,ser} = 0,95 \cdot 1255 = 1192 \text{ МПа}$; σ_l – втрати попереднього напруження, котрі орієнтовно можна приймати 300 Мпа.

$$\phi_n = 0,1 \frac{(1192-300)(1-0,1) \cdot 823,2}{1,15 \cdot 240 \cdot 958} = 0,25 < 0,5, Q_{b,min}.$$

Поперечна сила від зовнішнього навантаження в кінці похилого перерізу

$$Q = Q_{b1max}. \quad (12)$$

Оскільки $Q = 223,05 \text{ кН} > Q_{b,min}$, то слід обчислити значення Q_b . (В іншому випадку поперечна арматура встановлюється конструктивно (див. далі)). Тобто визначається поперечне зусилля, яке сприймається стиснутим бетоном, за формулою

$$Q_b = \frac{M_b}{c_1}, \quad (13)$$

де $M_b = \phi_{b2}(1 + \phi_n)R_{bt}b'_f h_{0,c1}^2 = 2(1 + 0,25)1,15 \cdot 240 \cdot 958^2 = 6,33 \cdot 10^8 \text{ Нмм}$, $Q_b = \frac{6,33 \cdot 10^8}{2720} = 232815 \text{ Н} = 232,8 \text{ кН} > Q = 223,05 \text{ кН}$.

Таким чином, у розглядуваному перерізі поперечна арматура за розрахунком не потрібна, оскільки поперечне зусилля повністю сприймається бетоном стиснутої зони. Тому поперечну арматуру необхідно встановити конструктивно відповідно до вимог.

Прийнято поперечну арматуру з дроту $\varnothing 5 \text{ Вр} - \text{I}$. Крок поперечної арматури визначається з умови $S \leq h/3 = 890/3 = 297 \text{ мм} < 500 \text{ мм}$.

Крок поперечних стержнів S повинен бути не більшим ніж

$$S \leq \frac{\phi_{b4}(1+\phi_n)R_{bt}b'_f h_0^2}{Q_{max} \frac{1,5(1+0,25)1,15 \cdot 240 \cdot 732^2}{240290} \max} \quad , \text{ де } \phi_{b4}=1,5, \text{ робоча висота біля грані опори } h_0 = h + l \frac{1}{12_{sup}}.$$

Остаточню приймаємо крок $S=250 \text{ мм}$.

Якщо $Q > Q_b$, то необхідно розрахувати кількість поперечної арматури. Оскільки розрахункова кількість цієї арматури повинна бути не меншою ніж цього вимагають конструктивні умови, то можна спочатку заармувати балку

конструктивно і тоді $Q_{sw} = q_{sw}c_{0,c1}$, де $q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s}$, A_{sw} – площа поперечних стержнів в одній нормальній площині, яку перетинає похилий переріз. У даній балці $A_{sw}=39,3 \text{ мм}^2$ (2Ø5 Вр – І).

Окрім того, для поперечних стержнів повинна задовольнятися умова $q_{sw} \geq \frac{Q_{b,min}}{2h_{0,c1}}$.

Якщо умова не задовольняється, то зменшують крок поперечної арматури або збільшують її діаметр. $c_{0,c1}$ – довжина проекції похилої тріщини на поздовжню вісь елемента, приймається рівною

$$c_{0,c1} = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}}. \quad (14)$$

При визначенні $c_{0,c1}$ повинні виконуватися наступні умови:

$$c_{0,c1} \begin{cases} \leq c_1 \\ \leq 2h_{0,c1} \\ \geq h_{0,c1} \end{cases}. \quad (15)$$

Отримані значення Q_{sw} , Q_b (більше з двох величин Q_b чи $Q_{b,min}$) і Q підставляють в умову (10). Якщо умова виконується, то несуча здатність балки на дію поперечної сили вздовж похилої тріщини в розглядуваному перерізі достатня. Якщо умова не виконується, то потрібно збільшити кількість поперечної арматури так (зменшити крок або збільшити діаметр поперечної арматури), щоб ця умова виконувалася.

Тепер розглядається похилий переріз із довжиною проекції, яка дорівнює відстані від опори до точки прикладання другої сили: $c_2 = c_1 + b = 2720 + 3000 = 5720 \text{ мм} \geq c_{max}$, тобто розраховувати цей переріз не потрібно.

Отже, несуча здатність балки на дію поперечної сили вздовж похилої тріщини забезпечена.

2.2.1.4 Розрахунок на дію поперечної сили вздовж похилої стиснутої смуги

Розрахунок елементів на дію поперечної сили для забезпечення міцності вздовж похилої смуги між похилими тріщинами повинен виконуватися умовою

$$Q \leq 0,3\phi_{w1}\phi_{b1}R_b b'_f h_0, \quad (16)$$

де Q – поперечна сила, що приймається на відстані від опори не меншій ніж h_0 ; ϕ_{w1} – коефіцієнт, який ураховує вплив поперечних стержнів, нормальних до поздовжньої осі елемента, і визначається за формулою

$$\phi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3,$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,7 \cdot 10^5}{3,1 \cdot 10^4} = 5,48,$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b'_f S} = \frac{39,3}{240 \cdot 250} = 6,55 \cdot 10^{-4},$$

$$\phi_{w1} = 1 + 5 \cdot 5,48 \cdot 6,55 \cdot 10^{-4} = 1,018 \leq 1,3;$$

ϕ_{b1} – коефіцієнт, котрий визначається за формулою $\phi_{b1} = 1 - \beta R_b$, де $\beta = 0,01$ - для важкого бетону, $\phi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 17,5 = 0,825$.

Підставляючи обчислені значення, маємо, що $0,3 \cdot 1,018 \cdot 0,825 \cdot 17,5 \cdot 240 \cdot 732 = 774610 \text{ Н} = 774,6 \text{ кН} > Q_{\max}$ тобто несуча здатність балки на дію поперечної сили вздовж похилої стиснутої смуги забезпечена.

2.2.2 Перевірка міцності балки в стадії виготовлення і монтажу

При підйманні балки (рис. 2.3) в ній від спільної дії зусилля обтиснення P та власної ваги виникають від'ємні згинальні моменти, які викликають розтяг верхнього пояса. У зв'язку із цим необхідно виконувати розрахунок міцності балки в стадії виготовлення і монтажу.

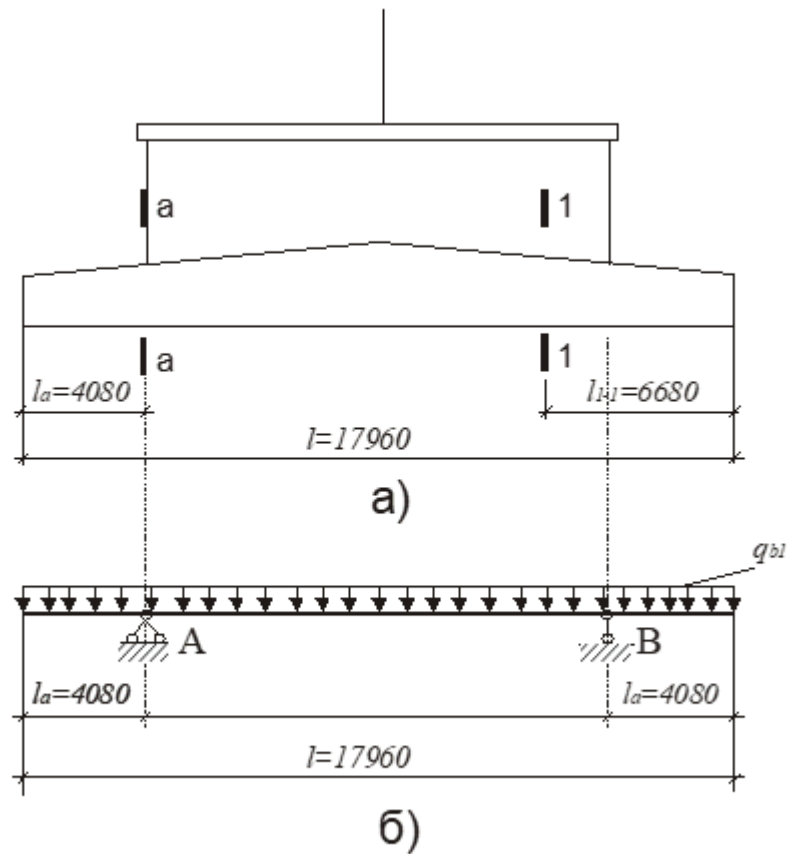


Рисунок 2.3. До розрахунку балки в стадії виготовлення і монтажу: а) схема монтажу балки та розрахункові перерізи; б) розрахункова схема балки при монтажі

Згинальний момент від власної ваги балки інтенсивністю

$$g_{b1} = g_b \cdot k_d = 6,05 \cdot 1,4 = 8,47 \text{ кН / м}$$

при підйманні визначається з урахуванням коефіцієнта динамічності

$$k_d = 1,4.$$

Значення найбільшого від'ємного моменту в перерізі а-а

$$M_a = -\frac{q_{b1} \cdot l_a^2}{2} = -\frac{8,47 \cdot 4,08^2}{2} = -70,5 \text{ кНм}.$$

Для перевірки міцності балки в стадії виготовлення і монтажу приймається переріз а-а. Його висота

$$h_a = 890 + 4080 \cdot \frac{1}{12} = 1230 \text{ мм},$$

а робоча висота, коли розтягнута арматура зверху,

$$h_{0,a} = h_a - 0,5h_f' = 1230 - 0,5 \cdot 320 = 1070 \text{ мм}.$$

Зусилля попереднього обтиснення бетону в розрахунках балки:

$$N_p = A_{sp} [\gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{l1}) - 330] = 823,2 [1,1(1150 - 230,2) - 330] = 561241 \text{ Н},$$

де $\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1$ - коефіцієнт точності натягу арматури,
 $\sigma_{l1} = 230,2 \cdot \text{МПа}$ - перші втрати, значення яких приймається, як і для перерізу 1-1.

Розрахунок міцності нормального перерізу виконується з урахуванням розрахункового опору бетону $R_b^{(P)}$, котрий відповідає класу бетону В25, що дорівнює його передаточній міцності $R_{bp} = 25 \cdot \text{МПа}$ при $\gamma_{b2} = 1$, при цьому враховується коефіцієнт $R_b^{(P)} = 14,5 \cdot 1,1 = 15,95 \text{ МПа}$.

Оскільки

$N_p = 561241 \cdot \text{Н} < R_b^{(P)} b h_f - R_s A_s' = 15,95 \cdot 240 \cdot 360 - 365 \cdot 452 = 1213100 \text{ Н}$, то межа стиснутої зони проходить у нижньому поясі балки і розрахунок виконуємо так, як для прямокутного перерізу висотою $h_a = 1230 \text{ мм}$.

Висота стиснутої зони

$$x_c = \frac{N_p - R_{sc} A_s + R_s A_s'}{R_b^{(P)} b} = \frac{561241 + 365 \cdot 452}{15,95 \cdot 240} = 189,7 \text{ мм}$$

($A_s = 0$, тому що стійкість дрітної арматури нижнього пояса не забезпечена).

Ексцентриситет зусилля N_p відносно осі, яка проходить через центр ваги арматури A_s' ,

$$e = h_{0,a} - 0,5h_f + \frac{M_a}{N_p} = 1070 - 0,5 \cdot 360 + \frac{70,5 \cdot 10^6}{561241} = 1016 \text{ мм}.$$

Оскільки умова

$$\begin{aligned} N_p e &= 561241 \cdot 1016 = 570,2 \cdot 10^6 \text{ Нмм} < R_b^{(P)} b x_c (h_{0,a} - 0,5x_c) = \\ &= 15,95 \cdot 240 \cdot 189,7 \cdot (1070 - 0,5 \cdot 189,7) = 708,1 \cdot 10^6 \text{ Нмм} \end{aligned}$$

виконується, то міцність балки на дію попереднього обтиснення в стадії виготовлення і монтажу забезпечена.

2.2.3 Розрахунок на утворення тріщин від попереднього обтиснення в стадії виготовлення і монтажу

Розглядається переріз 1-1 (рис. 2.3). Згинальний момент у ньому M_{1-1} визначається від власної ваги балки інтенсивністю g_{b2} , значення якої обчислюють при $\gamma_f = 1,0$, $\gamma_n = 0,95$, $k_d = 1,4$

$$M_{1-1} = R_b(l_{1-1} - l_a) - \frac{q_{b2} \cdot l_{1-1}^2}{2} = 69,15 \cdot (6,68 - 4,08) - \frac{7,7 \cdot 6,68^2}{2} = 7,99 \text{ кНм},$$

де $l_{1-1} = x + 0,13 = 6,55 + 0,13 = 6,68 \cdot \text{м}$ (рис. 2.1) - відстань від торця балки до перерізу 1-1, $g_{b2} = G \gamma_f \gamma_n k_d / l = 104 \cdot 1,0 \cdot 0,95 \cdot 1,4 / 17,96 = 7,7 \text{ Н/м}$,

$$R_b = \frac{q_{b2} \cdot l}{2} = \frac{7,7 \cdot 17,96}{2} = 69,15 - \text{опорна реакція.}$$

У даному перерізі залежно від зусилля попереднього обтиснення і зовнішнього навантаження визначають максимальні напруження в бетоні (стиснутому) на рівні нижньої грані балки.

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op1} y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_{1-1} y_{sp}}{I_{red}} = \\ &= \frac{755228}{1,72 \cdot 10^5} + \frac{755228 \cdot 555,3 \cdot 514,2}{5424,76 \cdot 10^7} - \frac{7,99 \cdot 10^6 \cdot 514,2}{5424,76 \cdot 10^7} = 8,28 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

де $P_1 = 755228 \text{ Н}$, $e_{op1} = 555,3 \text{ мм}$, $y_{sp} = 514,2 \text{ мм}$; $A_{red} = 1,72 \cdot 10^5 \text{ мм}^2$

$$\text{Відношення } \frac{\sigma_b}{R_{bp}} = \frac{8,28}{25} = 0,331 < k = 0,95.$$

Розрахунок появи тріщин у балці здійснюється на рівні верхньої грані. Для цього визначають відстань від центра ваги приведенного перерізу до нижньої ядрової точки за формулою

$$r_{inf} = \varphi \frac{W_{red}^{sup}}{A_{red}} = 1 \frac{7177,6 \cdot 10^4}{1,72 \cdot 10^5} = 417,3 \text{ мм},$$

де

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - \frac{8,28}{18,5} = 1,15 > 1, \text{ приймаємо } \varphi = 1;$$

$$R_{b,ser} = 18,5 \cdot \text{МПа}$$

$$W_{red}^{sup} = 7177,6 \cdot 10^4 \text{ мм}^3$$

$$A_{red} = 1,72 \cdot 10^5 \text{ мм}^2$$

Момент обтиснення відносно нижньої межі ядра перерізу

$$M_{rp} = P_1(e_{op1} - r_{inf}) = 755228(555,3 - 417,3) = 104 \cdot 10^6 \text{ Нмм}.$$

Перевіряємо умову тріщиностійкості. Оскільки момент M_{1-1} верхню зону стискає, то ця умова має вигляд

$$M_{rp} \leq R_{bt,ser} W_{pl}^{sup} + M_{1-1},$$

де $R_{bt,ser} = 1,6 \cdot \text{МПа}$ для $R_{bp} = 25 \cdot \text{МПа}$

$$104 \cdot 10^6 \text{ Нмм} < 1,6 \cdot 92,7 \cdot 10^6 + 7,99 \cdot 10^6 = 156,3 \cdot 10^6 \text{ Нмм}.$$

Оскільки умова виконується, то тріщини в верхній зоні перерізу не утворюються.

2.2.4 Розрахунок на утворення нормальних до поздовжньої осі тріщин у стадії експлуатації

Балка відноситься до 3-ої категорії тріщиностійкості. Розрахунок здійснюють у перерізі 1-1 на дію всіх навантажень при $\gamma_f=1$ за умовою $M_r \leq M_{crc}$, де M_r - момент зовнішніх сил (розташованих з одного боку від перерізу, що розглядається) відносно осі, котра паралельна нульовій лінії і проходить через ядрову точку, найвіддаленішу від розтягнутої зони, тріщиностійкість якої перевіряється,

$$M_r = (p_{ser} x)(l_0 - x)/2 = (25,8 \cdot 6,55)(17,7 - 6,55)/2 = 942,12 \text{ кНм},$$

$$\text{де } p_{ser} = \gamma_n(g_{ser} + s_0)B + G \gamma_f \gamma_n/l = 0,95(2,55 + 1,00)6 + 104 \cdot 1,0 \cdot 0,95/17,96 = 25,8 \text{ кН/м},$$

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}^{inf} + M_{rp},$$

де M_{rp} - момент від зусилля обтиснення P_2 (з урахуванням усіх утрат σ_l) відносно тієї ж осі, що і при визначенні M_r ,

$$M_{rp} = P_2(e_{op,2} + r_{sup}).$$

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням повних утрат

$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 851,1 \cdot 823,2 - 79,2 \cdot 78,5 - 44,29 \cdot 452 = 674883,16 \text{ Н}$, де
 $\sigma_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) = 1,0 (1150 - 298,3) = 851,7 \text{ МПа}$ – попереднє напруження з урахуванням усіх утрат,

$$\gamma_{sp} = 1$$

$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 11,1 + 35 + 33,1 = 79,2 \text{ МПа}$ – напруження в нижній поздовжній ненапруженій арматурі A_s , зумовлені усадкою і повзучістю бетону,

$$\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9 = 2,39 + 35 + 6,9 = 44,29 \text{ МПа} \text{ – те ж саме в арматурі } A'_s.$$

Ексцентриситет $e_{op,2}$ зусилля P_2

$$e_{op,2} = [\sigma_{sp2} A_{sp} (y_0 - 0,5h_f) - \sigma_s A_s (y_0 - 0,5h_f) + \sigma'_s A'_s (h_{1-1} - y_0 - 0,5h'_f)] / P_2 =$$

$$= [851,7 \cdot 823,2 (694,2 - 0,5 \cdot 360) - 79,2 \cdot 78,5 (694,2 - 0,5 \cdot 360) +$$

$$+ 44,29 \cdot 452 (1450 - 694,2 - 0,5 \cdot 320)] / 674883,16 = 547,12 \text{ мм}.$$

Напруження у верхньому волокні бетону

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{op2} (h_{1-1} - y_o)}{I_{red}} + \frac{M_r (h_{1-1} - y_o)}{I_{red}} =$$

$$= \frac{674883,16}{1,72 \cdot 10^5} - \frac{674883,16 \cdot 547,12 (1450 - 694,2)}{5424,76 \cdot 10^7} + \frac{942,12 \cdot 10^6 (1450 - 694,2)}{5424,76 \cdot 10^7} =$$

$$= 11,90 \text{ МПа}.$$

Коефіцієнт $\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser}$, але не менше ніж 0,7 і не більше від 1,0, тобто $\varphi = 1,6 - 11,90 / 25,5 = 1,13 > 1$, тому прийнято $\varphi = 1,0$.

Відстань від центра ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки

$$r_{sup} = \varphi \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} = 1,0 \frac{7814,4 \cdot 10^4}{1,72 \cdot 10^5} = 454,32 \text{ мм}.$$

Момент обтиснення відносно верхньої межі ядра перерізу

$$M_{rp} = P_2 (e_{op,2} + r_{sup}) = 674883,16 (547,12 + 454,32) = 675,86 \cdot 10^6 \text{ Нмм}.$$

Перевірка умови тріщиноутворення. При перевірці умови (36) необхідно брати до уваги вплив наявності початкових тріщин у верхньому поясі балки, утворених на стадії виготовлення. Тобто, якщо такі тріщини є, то значення M_{crc} знижується коефіцієнтом θ .

$$M_r = 942,12 \text{ кНм} > M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}^{inf} + M_{rp} =$$

$$= 1,95 \cdot 107,47 \cdot 10^6 + 675,86 \cdot 10^6 = 885,43 \cdot 10^6 \text{ Нмм}.$$

Висновок: на стадії експлуатації тріщини в балці утворюються, тому потрібно виконувати розрахунок на розкриття тріщин.

3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

3.1. Матеріали для проектування

Для проектування колони використовуємо такі матеріали:

бетон C20/25 з характеристиками ($\gamma_{b2} = 1,1$): $f_{cd} = 14.5 \cdot 1,1 = 15.95$ МПа,
 $f_{ctd} = 1.05 \cdot 1,1 = 1.155$ МПа, $f_c = 18,5$ МПа,
 $f_{ctm} = 1,6$ МПа, $E_c = 27 \cdot 10^3$ МПа;
 арматуру: А400 з $f_{yd} = 365$ МПа, $f_{yn} = 400$ МПа, $E_s = 2.1 \cdot 10^5$ МПа.
 Глибина промерзання ґрунту $h_f = 120$ см.

Розрахунковий опір ґрунту $R_o = 180$ кПа.

3.2. Навантаження на фундамент

Фундамент працює у складі поперечної рами, тому зусилля на обрізі фундаменту такі ж як і в колоні, в перерізі у місті защемлення.

Комбінації зусиль від розрахунково експлуатаційних навантажень в перерізі №1:

$M_e = -5,846$ кНм; $N_e = -1320,34$ кН; $Q_e = -1,423$ кН.

$M_{e2} = -226,17$ кНм; $N_{02} = -923,547$ кН; $Q_{e2} = 29,202$ кН.

Комбінація зусиль від розрахунково граничних навантажень

$M_1 = -6,433$ кНм; $N_1 = -1512,80$ кН; $Q_1 = -1,567$ кН.

$M_2 = -257,676$ кНм; $N_2 = -1076,32$ кН; $Q_2 = 30,105$ кН.

Навантаження від стінових панелей враховуються в статичному розрахунку поперечної рами будівлі, навантаженням від фундаментних балок через їх мале значення не враховуємо.

3.3. Визначення розмірів підшови фундаменту

Висоту фундаменту призначаємо $h_f = 1,5$ м, тоді глибина закладення фундаменту становить $d_f = h_f + 15$ см = 1,65 м.

Необхідну площу підшови фундаменту знаходимо за формулою

$$A_f = \frac{N_{n,\max}}{R_o - \gamma d} = \frac{1512,80}{180 - 20 \cdot 1,65} = 10,29 \text{ м}^2.$$

Розміри підоснови обчислюємо за формулами:

$$b_f = \sqrt{A_f} = \sqrt{10,29} = 3,2 \text{ м}, \quad a_f = 1,25b_f = 1,25 \cdot 3,2 = 4,0 \text{ м}.$$

Приймаємо розміри підоснови $a_f \times b_f = 4,0 \text{ м} \times 3,2 \text{ м}$.

Перевіряємо прийняті розміри підоснови фундаменту. Геометричні характеристики підоснови: $A_f = a_f \times b_f = 4,0 \text{ м} \times 3,2 \text{ м} = 12,8 \text{ м}^2$;

$$W_f = \frac{b_f a_f^2}{6} = \frac{3,2 \cdot 4,0^2}{6} = 8,53 \text{ м}^3.$$

Обчислюємо тиск під підосвою від розрахунково експлуатаційних навантажень:

1-а комбінація $M_e = -5,846 \text{ кНм}; \quad N_e = -1320,34 \text{ кН}; \quad Q_e = -1,423 \text{ кН}.$

$$\sigma_{\max} = \bar{\gamma} d_f + \frac{N_e}{A_f} + \frac{M_e - Q_e h_f}{W_f} = 20 \cdot 1,65 + \frac{1320,34}{12,8} + \frac{5,846 - 1,423 \cdot 1,5}{8,53} = 136,59 \text{ кПа} <$$

$$< 1,2R_o = 1,2 \cdot 180,0 = 216,0 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{\min} = \bar{\gamma} d_f + \frac{N_e}{A_f} - \frac{M_e - Q_e h_f}{W_f} = 20 \cdot 1,65 + \frac{1320,34}{12,8} - \frac{5,846 - 1,423 \cdot 1,5}{8,53} = 135,72 \text{ кПа} > 0;$$

$$\sigma_m = \bar{\gamma} \cdot d_f + \frac{N_e}{A_f} = 20 \cdot 1,65 + \frac{1320,34}{12,8} = 136,15 \text{ кПа} < R_o = 180 \text{ кПа}.$$

2-а комбінація $M_{e2} = -226,17 \text{ кНм}; \quad N_{e2} = -923,547 \text{ кН}; \quad Q_{e2} = 29,202 \text{ кН}.$

$$\sigma_{\max} = \bar{\gamma} d_f + \frac{N_e}{A_f} + \frac{M_e + Q_e h_f}{W_f} = 20 \cdot 1,65 + \frac{923,547}{12,8} + \frac{226,17 + 29,202 \cdot 1,5}{8,53} = 136,8 \text{ кПа} <$$

$$< 1,2R_o = 1,2 \cdot 180,0 = 216,0 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{\min} = \bar{\gamma} d_f + \frac{N_e}{A_f} - \frac{M_e + Q_e h_f}{W_f} = 20 \cdot 1,65 + \frac{923,547}{12,8} - \frac{226,17 + 29,202 \cdot 1,5}{8,53} = 73,5 \text{ кПа} > 0;$$

$$\sigma_m = \bar{\gamma} \cdot d_f + \frac{N_e}{A_f} = 20 \cdot 1,65 + \frac{923,547}{12,8} = 105,15 \text{ кПа} < R_o = 180 \text{ кПа}.$$

Нерівності виконуються, отже розміри підоснови достатні.

навантажень без урахування ваги фундаменту та ґрунту на його уступах:

1-а комбінація: $M_1 = -6,433 \text{ кНм}; \quad N_1 = -1512,80 \text{ кН}; \quad Q_1 = -1,567 \text{ кН}.$

$$\sigma_m = \frac{N}{A_f} = \frac{1512,80}{12,8} = 118,19 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_f} + \frac{M - Qh_f}{W_f} = \frac{1512,80}{12,8} + \frac{6,433 - 1,567 \cdot 1,5}{8,53} = 118,67 \text{ кПа}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A_f} - \frac{M - Qh_f}{W_f} = \frac{1512,80}{12,8} - \frac{6,433 - 1,567 \cdot 1,5}{8,53} = 117,71 \text{ кПа};$$

2-а комбінація: $M_2 = -257,676 \text{ кНм}; \quad N_2 = -1076,32 \text{ кН}; \quad Q_2 = 30,105 \text{ кН}.$

$$\sigma_m = \frac{N}{A_f} = \frac{1076,32}{12,8} = 84,09 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A_f} + \frac{M + Qh_f}{W_f} = \frac{1076,32}{12,8} + \frac{257,676 + 30,105 \cdot 1,5}{8,53} = 119,59 \text{ кПа}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A_f} - \frac{M + Qh_f}{W_f} = \frac{1076,32}{12,8} - \frac{257,676 + 30,105 \cdot 1,5}{8,53} = 48,59 \text{ кПа};$$

Перевіряємо міцність нижньої сходинки з умови продавлювання за формулою:

$$\sigma_{\max} c b_f \leq \alpha R_{bt} b_m h_{o1}.$$

$$119,59 \cdot 10^{-4} \cdot 48 \cdot 320 = 183,69 \text{ кН} < 1 \cdot 0,1155 \cdot 220 \cdot 27 = 686,07 \text{ кН},$$

$$\text{де } c = (a_f - a_1)/2 - h_{o1} = (400 - 260)/2 - 22 = 48 \text{ см},$$

$$h_{o1} = h_1 - t_{3.ш.} - 0,5d = 300 - 70 - 10 = 220 \text{ мм},$$

$$b_m = 0,5(b_1 + b_f) = 0,5(2,2 + 3,2) = 2,7 \text{ м}.$$

Умова виконується, отже міцність нижньої сходинки забезпечено.

Перевіряємо міцність верхньої сходинки з умови продавлювання за формулою:

$$\sigma_{\max} c_1 b_f \leq \alpha R_{bt} b_{m1} h_{o2}.$$

$$119,59 \cdot 10^{-4} \cdot 78 \cdot 320 = 298,50 \text{ кН} < 1 \cdot 0,1155 \cdot 210 \cdot 52 = 1261,26 \text{ кН},$$

$$\text{де } c_1 = (a_f - h_s)/2 - h_{o2} = (400 - 140)/2 - 52 = 78 \text{ см},$$

$$h_{o2} = h_{п.} - t_{3.ш.} - 0,5d = 60 - 7 - 1 = 52 \text{ см},$$

$$b_{m1} = (b_s + b_f)/2 = (100 + 320)/2 = 210 \text{ см}.$$

Умова виконується, отже міцність верхньої сходинки також забезпечена.
Висота підшви достатня, отже продавлювання не буде.

3.5. Розрахунок вертикальної арматури підколінника

Підколонник працює на позacentровий стиск. Розрахунок ведемо в місці з'єднання підколонника з підшвою. Зусилля в перерізі: $M = -6,433$ кНм; $N = -1512,80$ кН; $Q = -1,567$ кН.

$$M_1 = M \cdot Q_{hh} = 6,433 - 1,567 \cdot 0,9 = 5,023 \text{ кНм.}$$

$$N_1 = N + G_{\Pi} = N + b_s \cdot h_s \cdot h_h \cdot \gamma_b \cdot \gamma_{fm} \cdot \gamma_n = 1512,80 + 1,0 \cdot 1,4 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 1545,72 \text{ кН.}$$

$$\text{Початковий ексцентриситет } e_o = \frac{M_1}{N_1} = \frac{5,023}{1545,72} = 0,003 \text{ м.}$$

Розрахунковий переріз підколонника коробчатий, який зводимо до двотаврового (рис. 3.2).

$$N_1 = 1512,80 \text{ кН} < R_b b' h'_f = 1,595 \cdot 20 \cdot 100 = 3190 \text{ кН.}$$

Отже, межа стиснутої зони проходить в ребрі і розрахунок ведемо як для прямокутного елемента шириною $b_f = 100$ см.

Віддаль від розтягнутої арматури до лінії дії сили:

$$e = e_o + 0,5h_s - A = 0,003 + 0,5 \cdot 1,4 - 0,04 = 0,663 \text{ м.}$$

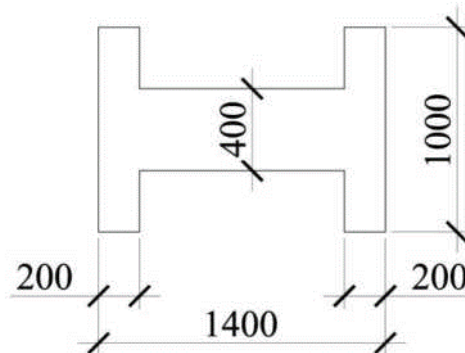


Рисунок 3.2. Розрахунковий переріз підколонника

$$e = 0,663 \text{ м} > e_a = \frac{h}{30} = \frac{1,4}{30} = 0,05 \text{ м}.$$

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_o} = \frac{1512,80}{1,595 \cdot 100 \cdot 136} = 0,07 < \alpha_R = 0,42.$$

$$\alpha_m = \frac{Ne}{R_b b h_o^2} = \frac{1512,8 \cdot 66,3}{1,595 \cdot 100 \cdot 136^2} = 0,034.$$

$$h_o = h - a = 140 - 4 = 136 \text{ см}.$$

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_R) = 0,592 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,592) = 0,42.$$

Обчислюємо площу симетричної арматури

$$A_s = A_s^1 = \frac{R_b b h_o}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \alpha_n)}{1 - \frac{a^1}{h_o}} = \frac{1,595 \cdot 100 \cdot 136}{22,5} \cdot \frac{0,034 - 0,07 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,07)}{1 - \frac{4}{136}} < 0.$$

Приймаємо поздовжню арматуру **6 Ø12 A240C** площею $A_8 = 6,79 \text{ см}^2$.

Поперечне армування підколонника призначаємо конструктивно - **Ø8 A240C**, площею $A_{sw} = 0,503 \text{ см}^2$ з кроком $S_w = 15 \text{ см}$.

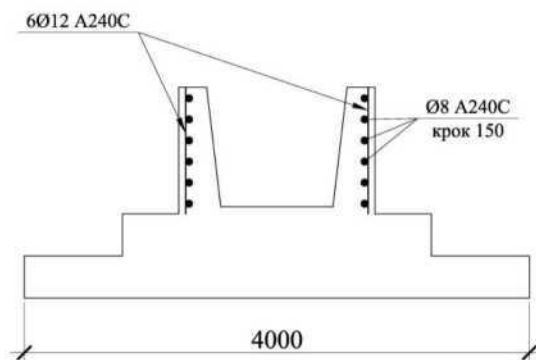


Рисунок 3.3. Армування підколонника

3.6. Розрахунок арматури підшви фундаменту

Розрахунок в напрямку довгої сторони

Підшва працює в цілому на згин від реактивного тиску ґрунту:

$$G_{\max} = 119,59 \text{ кПа}; \quad G_{\min} = 48,59 \text{ кПа}.$$

Розраховуємо міцність нормальних перерізів в місцях зміни висоти.

Розрахунок в перерізі 1-1 (Рис. 3.4.)

Тиск під подошвою в перерізі :

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} + \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{a_f} \cdot (a_f - a_{cm1}) = 48,59 + \frac{119,59 - 48,59}{4,0} \cdot (4,0 - 0,6) = 108,94 \text{ кПа.}$$

Середній тиск на ділянці: $\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\max}}{2} = \frac{108,94 + 119,59}{2} = 114,265 \text{ кПа.}$

Величина згинаючого моменту в перерізі 1-1.

$$M_1 = \sigma_m \cdot b_f \cdot \frac{a_{cm1}^2}{2} = 114,265 \cdot 3,2 \cdot \frac{0,6^2}{2} = 65,82 \text{ кНм.}$$

Необхідна площа арматури в перерізі 1-1:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 \cdot h_{o1} \cdot R_s} = \frac{6582}{0,9 \cdot 22 \cdot 22,5} = 14,77 \text{ см}^2.$$

Розрахунок в перерізі 2-2 (рис. 4.):

Тиск під подошвою в перерізі :

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} + \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{a_f} (a_f - a_{cm2}) = 48,59 + \frac{119,59 - 48,59}{4,0} (4,0 - 1,3) = 96,515 \text{ кПа.}$$

Середній тиск на ділянці: $\sigma_m = \frac{\sigma_2 + \sigma_{\max}}{2} = \frac{96,515 + 119,59}{2} = 108,05 \text{ кПа.}$

Величина згинаючого моменту в перерізі 2-2:

$$M_2 = \sigma_m \cdot b_f \cdot \frac{a_{cm2}^2}{2} = 108,05 \cdot 3,2 \cdot \frac{1,3^2}{2} = 292,17 \text{ кНм.}$$

Необхідна площа арматури в перерізі 2 – 2.

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0,9 \cdot h_{o2} \cdot R_s} = \frac{29217}{0,9 \cdot 52 \cdot 22,5} = 27,75 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 20 014 А240С, площею $A_s = 30,78 \text{ см}^2$, крок стержнів $\sim 180 \text{ мм}$.

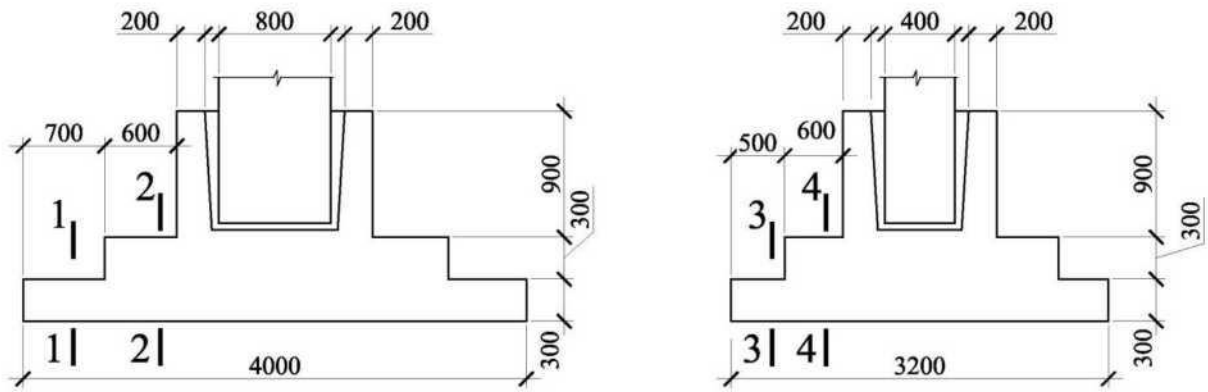


Рисунок 3.4. До розрахунку підшви фундаменту

Розрахунок в напрямку короткої сторони ведемо на дію середнього тиску $C_T = 84,09$ кПа в місцях зміни підшви.

4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1. Технологічна карта на монтажні роботи

4.1.1 Специфікація збірних елементів

На основі вихідних даних, альбомів, каталогів типових конструкцій та довідкових даних складаємо специфікацію збірних елементів, де визначаємо марку елементу, розміри, вагу, кількість. Отримані дані зводимо у табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Специфікація збірних елементів

№	Назва елемента	Марка елемента	Кількість шт.	Розміри, мм			Об'єм, м ³		Вага, т.	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елемента	Всіх елементів	Одного елемента	Всіх елементів
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Колона крайнього ряду	3К120-5	34	130 50	700	500	3,72	126,4 8	9,3	316,2
		1КД168	28	181 50	130 0	500	6,76	189,2 8	16, 9	473,2
2	Колона середнього ряду	2КД168	14	181 50	190 0	600	10,14	141,9 6	25, 4	355,6
3	Фахверкова колона	3КФ133-1	2	133 00	400	400	2,13	4,26	5,3 2	10,64
		9КФ169-1	4	169 00	600	400	3,66	14,64	9,1 5	36,6
4	Підкранова балка 6 м	БКНВ6-3с	30	595 0	600 0	100 0	1,66	49,8	4,2	126
		БКНВ6-4С	48	595 0	600 0	100 0	1,66	79,68	4,2	201,6
5	Кроквяні конструкції	БДР18-1	28	179 60	164 0	320	3,4	95,2	8,5	238
		БДР12-1	17	119 60	139 0	240	1,9	32,3	4,7	79,9
6	Плити покриття	ПНС10...1 3	128	597 0	300	149 0	0,62	79,36	1,4	179,2
		ПНС-1...4	144	597 0	300	296 0	2,01	289,4 4	2,3	331,2
7	Фундаментні балки	ФБ6-29	58	505 0	450	400	0,6	34,8	1,5	87
8	Стінові панелі	ПС6-1...7	1130	600 0	900	200	0,3	1220, 4	0,8	904

9	Стійки воріт	СВ	8	360 0	400	400	0,576	4,608	1,4 4	11,52
10	Ригелі воріт	РВ	4	440 0	400	700	1,232	4,928	3,0 8	12,32
Всього			1683					1485, 736		3363,9 8

4.1.2 Визначення обсягів монтажних робіт

За даними приведеними у завданні визначається об'єм робіт. Одержані дані записують у вигляді табл. 4.1. Відомості об'ємів робіт враховує роботи по розвантаженню конструкцій, які буде доставлено на будівельний майданчик (табл. 4.2).

Таблиця 4.2

Відомість обсягів робіт

№ за/п	Назва робіт	Одиниця виміру	Формула підрахунку	Для збірних елементів	
				Маса, т	Об'єм, м
1	Монтаж колон масою до 10т до 18т до 30т	шт.	40 28 14	363,44 473,2 355,6	145,38 189,28 141,96
2	Заробка стиків колон з фундаментом	шт.	80		
3	Монтаж підкранових балок до 5т	шт.	78	327,6	129,48
4	Електрозварювання стиків балки і консолі колони	10мп.	$78 \times 1,1/10 = 8,58$		
5	Монтаж кров'яних балок 12м 18м	шт.	17 28	79,9 238	32,3 95,2
6	Електрозварювання стиків кров'яних ферм з колонами	10мп.	$1 \times 45/10 = 4,5$		
7	Монтаж плит покриття	шт.	272	510,4	368,8
8	Електрозварювання стиків плит покриття і крокв. констр.	10мп.	$0,2 \times 272/10 = 5,44$		
9	Заробка швів плит покриття	100мп.	$N = ((a + b) \times n + P/2) / 100 =$ $= ((6 + 3) \times 144 + 216/2) / 100 = 14,04$ $N = ((a + b) \times n + P/2) / 100 =$ $= ((6 + 1,5) \times 128 + 216/2) / 100 = 11,88$		

10	Монтаж стінових панелей 6×0,9м	шт.	1130	904	339
11	Електрозварювання стиків панелей з колонами	10мп.	$0,2 \times 1130 / 10 = 22,6$		
12	Заробка швів стінових панелей зовнішніх внутрішніх	10мп.	$M = ((a+b) \times n + P) / 10 =$ $= ((6+0,9) \times 1130 + 913,5) / 10 =$ $= 871,05$ $M = (a \times n + P) / 10 =$ $= (6 \times 1130 + 913,5) / 10 = 769,35$		
13	Монтаж фундаментних балок 6м	шт.	58	87	34,8
14	Монтаж стійок воріт	шт.	8	11,52	4,608
15	Монтаж ригелів воріт	шт.	4	12,32	4,928
16	Електрозварювання стиків ригелів і стійок воріт	10 мп.	$0,6 \times 4 / 10 = 0,24$		
17	Розвантаження з/б конструкцій	шт.	1683	3363,98	1485,7 4

4.1.3 Визначення потреби в матеріалах, напівфабрикатах та výroбах

На основі нормативів та відомостей об'ємів робіт складають відомість витрат основних конструкцій, напівфабрикатів, матеріалів і зведену відомість потреби конструкцій, напівфабрикатів, матеріалів. Результати вносять до таблиці 4.3.

Таблиця 4.3

Визначення потреби в матеріалах, напівфабрикатах та výroбах

№ за/п	Табл. ДБН	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потрібних матеріалів	Од. вим.	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100шт	0,4	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,024 0,32 17,2	40 0,1776 0,0096 0,128 6,88
2	7-6-11	Монтаж колон двогілкових масою до 30т	100шт	0,4 2	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,48 131	42 0,1776 0,0104 0,192 52,4

3	7-9-12	Укладання підкранових балок масою до 5 т	100 шт.	0,78	-підкр.балки -вироби -монт. -електроди	шт. т т	100 1,81 0,33	78 1,4118 0,2574
4	7-12-7	Укладання балок прогоном 12м	100шт	0,17	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,08 0,76	17 0,0104 0,1292
6	7-12-21	Укладання балок прогоном 18 м	100шт	0,28	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,16 3,52	28 0,0448 0,9856
7	7-13-7	Монтаж плит покриття довжиною до 12 м та площею до 20 м ²	100шт	2,72	-плити покр. -проволока -рубейд. -електроди -рогожа -лісомат. -монт. вироби -бетон -розчин	шт т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,025 4 56,2 0,02 60 0,432 0,12 8,5 0,2	272 0,0690 88 152,86 4 0,0544 163,2 1,1750 4 0,3264 23,12 0,544
8	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м ²	100шт	11,3	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	1130 1,13 2,26
9	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6м	100шт	0,58	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	шт т т т м ³ м ² м ³ м ³	100 0,002 7 0,001 0,009 3 0,06 5,65 3,05 0,42	36 0,0015 66 0,0005 8 0,0053 94 0,0348 3,277 1,769 0,2436
10	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100мп.	87,11	-розчин	м ³	0,84	73,168 2

4.1.4 Потреба в матеріалах на окремі конструкції

Таблиця 4.4

Відомість потреби матеріалів

№ за/п	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Колони	шт	82
2	Підкранові балки	шт.	78
3	Кроквяні конструкції	шт.	45
4	Плити покриття	шт.	272
5	Фундаментні балки	шт.	58
6	Стінові панелі	шт.	1130
7	Ригелі воріт	шт.	4
8	Стійки воріт	шт.	8
9	Бетон	м ³	84,169
10	Розчин	м ³	73,9558
11	Монтажні вироби	т	5,11238
12	Прокат	т	0,3552
13	Електроди	т	1,513
14	Лісоматеріали	м ³	1,52984
15	Щити	м ²	3,277
16	Руберойд	м ²	152,864
17	Солідол	т	0,005394
18	Цвяхи	т	0,001566
19	Рогожа	м ²	163,2

4.1.5 Калькуляція трудових витрат і заробітної плати

Основою виконання усіх техніко-економічних розрахунків є калькуляція заробітної плати і трудових витрат, а також вона слугує основою для складання календарного плану виконання робіт (що може відображатися у сітковій моделі, лінійному графіку).

Таблиця 4.5

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, <u>люд.год.</u> маш.год.	Розцінка, грн.	Труд <u>люд.год.</u> маш.год.	ЗП, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 10т до 18т більш 20т	1-5	100т	3,64 4,73 3,56	<u>3,2</u> 1,6 <u>2,8</u> 1,4 <u>2,6</u> 1,3	53,78 45,05 43,69	<u>11,62</u> 5,82 <u>13,24</u> 6,62 <u>9,26</u> 4,63	195,76 213,08 155,54	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка колон стріловим краном у фундаменти: масою до 10т до 30т	4-1-4	шт.	40 42	<u>7</u> 1,4 <u>12</u> 2,4	145,5 5 232,8 7	<u>280</u> 56 <u>504</u> 100,8	5822 9780,5 4	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Забивка стиків колон з фундаментами: а) приймання бетонної суміші із кузова автобетоновозу до поворотної бадді б) подача бетонної суміші в бадді V=0,8 м³ до місця укладання стріловим краном в) забивка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4-1-54	100м³	4,76	8,2	137,8	39,03	185,78	Бетонник 2р-1
		1-6	м³	476,6 2	<u>0,29</u> 0,145	4,87	<u>138,22</u> 69,11	2321,1 4	-//-
		4-1-25	1стик	82	1,2	23,59	98,4	1934,3 8	Монтажник 4р-1 3р-1
Взагалі							<u>1093,77</u> 242,98	20608, 22	

Норма часу на 1 елемент $N_q = 1093,77/82 = 13,34$ люд.-год.

$P = 20608,22/82 = 251,32$ грн.

Таблиця 4.6

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНПР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кіл-ть	Норма часу, <u>люд.год.</u> маш.год	Розцінка, грн	Труд <u>люд.год.</u> маш.год	ЗП, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження підкранових балок масою до 5т	1-5	100т	3,27	<u>4,2</u> 2,1	70,58	<u>13,73</u> 6,87	230,8	Такелажник 2р-2 Машиніст крана 6р-1
2	Установка підкранових балок стріловим краном в проектне положення масою до 5т	4-1-6	шт.	78	<u>6,5</u> 1,3	126,14	<u>507</u> 101,4	9835,8	Монтажник 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 Машиніст крана 6р-1
3	Електрозварювання стиків балок з колонами	22-1-6	10п.м .	8,58	2,5	52,10	21,45	447,01 8	Електрозвар н. 4р-1
Взагалі							<u>542,18</u> 108,27	10513, 62	

Норма часу на 1 елемент $N_q = 542,18 / 78 = 6,95$ люд.-год.

$P = 10513,62 / 78 = 134,79$ грн.

Таблиця 4.7

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один . Виміру	Кількість	Норма часу, люд.год д. маш.год д.	Розцінка, грн	Труд-ть люд.год маш.год д.	Заробіт на плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження балок краном з розкладкою в касети масою до 5т масою до 13т	1-5	100т	0,79 2,38	$\frac{4,2}{2,1}$ $\frac{3}{1,5}$	70,58 50,42	$\frac{3,32}{1,66}$ $\frac{7,14}{3,57}$	55,76 119,99	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
3	Установка балок у проектне положення стріловим краном прогоном 12 м 18м	4-1-6	шт.	17 28	$\frac{5,0}{1,0}$ $\frac{8}{1,6}$	97,03 197,98	$\frac{85}{17}$ $\frac{224}{44,8}$	1649,51 5543,44	Монтажники 6р-1 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Електрозварювання стиків кроквяних балок з колонами	22-1-6	10м. п. шва	4,5	2,5	52,10	11,25	234,45	Електрозварник 4р-1
5	Розвантаження плит покриття масою до 3т	1-5	100т	5,1	$\frac{5,4}{2,7}$	90,75	$\frac{27,54}{13,77}$	462,83	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
6	Монтаж плит покриття площею до 20м ²	4-1-7	1ел	272	$\frac{1,2}{0,3}$	22,15	$\frac{326,4}{81,6}$	6024,8	Монтажники 4р-1,3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
7	Електрозварювання монтажних стиків плит покриття з балками	22-1-6	10м шва	5,44	2,5	52,10	13,6	283,42	Електрозварник 4р-1
8	Зняття монтажних гойдалок та драбин	5-1-2	1шт.	58 58	$\frac{0,37}{0,18}$ $\frac{0,62}{0,31}$	7,27 12,19	$\frac{21,46}{10,44}$ $\frac{35,96}{17,98}$	421,66 707,02	Монтажники 4р-1 3р-1 Машиніст 6р-1
Взагалі							$\frac{755,67}{190,82}$	15 503,27	

Норма часу на 1 елемент $N_q = 780,42/317 = 2,46$ люд.-год.

$P = 15989,38/317 = 50,43$ грн.

Таблиця 4.8

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування по ДБН	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один виміру	Кількість	Норма часу, люд.го д. маш.го д.	Розцінка, грн.	Труд-ть люд.го д. маш.го д.	Заробіт на плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 2т	1-5	100т	9,04	<u>7,2</u> 3,6	121,0	<u>65,09</u> 32,54	1093,84	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка стінових панелей у проектне положення стріловим краном, площа панелі до 10 м ²	4-1-8	шт.	1130	<u>3</u> 0,75	58,97	<u>3390</u> 847,5	66636,1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Електрозварювання стиків стінових панелей з колонами	22-1-6	10м. п. шва	22,6	2,5	52,10	56,5	1177,46	Електрозвар. ар. 4р-1
5	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою масою до 1,5т	1-5	100т	0,87	<u>8,8</u> 4,4	147,8 8	<u>7,66</u> 3,83	128,65	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
5	Встановлення фундаментних балок до проектного положення, масою до 1,5т	4-1-3	1ел.	87	<u>1,1</u> 0,22	21,35	<u>95,7</u> 19,14	1857,45	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
6	Розвантаження елементів воріт масою до 1,5т до 4т	1-5	100т	0,11	<u>8,8</u> 4,4	147,8 8	<u>0,97</u> 0,48	16,27	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
				0,12	<u>4,6</u> 2,3	77,30	<u>0,55</u> 0,28	9,28	
7	Монтаж з/б елементів воріт	4-1-6	1ел.	4	<u>2,4</u> 0,48	46,57	<u>9,6</u> 1,92	186,28	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
				8	<u>1,4</u> 0,28	27,17	<u>11,2</u> 2,24	217,36	
8	Установка воріт краном	6-13 т.4	1м ² полог-тен	63,4	<u>0,24</u> 0,12	4,43	<u>15,21</u> 7,61	280,86	Тесляр 4р-1 2р-1
9	Електрозварювання стиків елементів воріт	22-1-6	10м шва	0,24	2,5	52,10	0,6	12,5	Електрозвар. арн. 4р-1

Взагалі	$\frac{3653,08}{915,54}$	$\frac{71616,0}{5}$	
---------	--------------------------	---------------------	--

Норма часу на 1 елемент $N_q = 3653,08/1229 = 2,97$ люд.-год.

$P = 71616,05/1229 = 58,27$ грн.

Таблиця 4.9

Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один . виміру	Кіль-ть	Норма часу, <u>люд.год</u> д. маш.год	Розці-нка, грн	Труд-ть <u>люд.год</u> - маш.год	Заробіт на плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Конопатка, зачеканка і розшивка швів між стіновими панелями цементним розчином з підвісної люльки ззовні будівлі з установкою та переміщенням підвісної люльки	4-1-28	10м шва	871,05	2,7	56,27	2351,84	49013,98	Монтажник 4р-1
2	По п 1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1-28	10м шва	769,35	1,22	25,42	938,61	19556,87	Монтажник 4р-1
Взагалі							3290,45	68570,51	

Норма часу на 10 м шву $N_q = 3290,45/1640,4 = 2,01$ люд.-год.

$P = 68570,51/1604,4 = 42,73$ грн.

Таблиця 4.10

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.год д. маш.год д.	Розцінка, грн	Труд-ть люд.год маш.год	Заробіт на плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Приймання бетону з кузову автосамоскиду у баддю	4-1-54	100м ³	0,23	8,2	137,8	1,89	31,69	Бетонник 2р-2
2	Подавання бетонної суміші	8-1-13	м ³	23,12	$\frac{2,5}{1,2}$	42,01	$\frac{57,8}{27,74}$	971,27	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1
3	Заливка швів між плитами покриття бетонною сумішшю	4-1-26	100м шва	25,92	4	78,63	103,68	2038,09	Монтажник 4р-1 3р-1
Взагалі							$\frac{163,37}{27,74}$	3041,05	

Норма часу на 100 м заливки швів $N_{\text{ч}} = 163,37/26 = 6,28$ люд.-год.

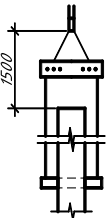
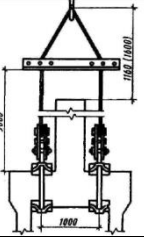
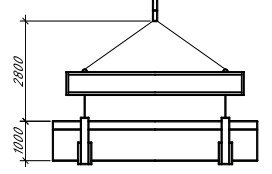
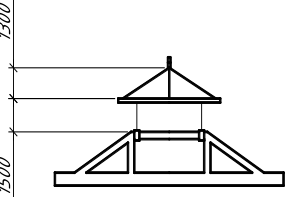
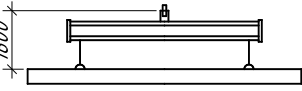
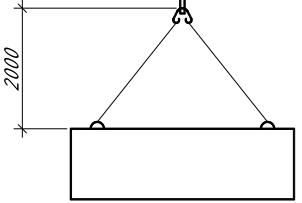
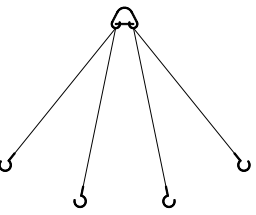
$P = 4560,63/40 = 116,96$ грн.

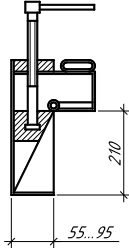
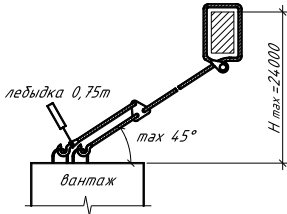
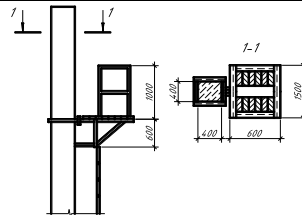
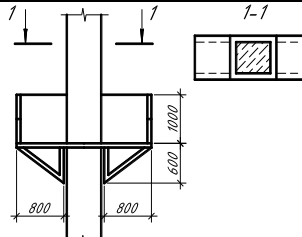
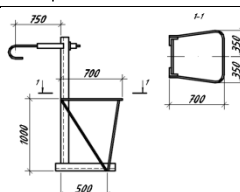
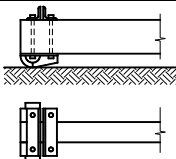
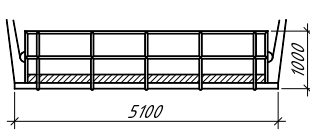
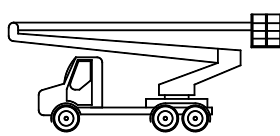
4.1.6 Вибір монтажних пристосувань

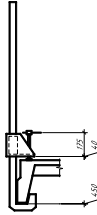
Підбір монтажного обладнання (стропи, траверси, зачепи), допоміжного обладнання вивірки та тимчасового закріплення елементів збірних конструкцій (блоки, поліспасти, струбцини, домкрати, лебідки, кондуктори, інвентарні розпірки, підкоси, розчалки та ін.) та засобів підмашування для монтажників (підмості, приставні та навесні площадки, драбини) здійснюємо в табл. 4.11.

Таблиця 4.11

Відомість монтажних пристосувань

№	Елемент	Маса, т	Ескіз	Назва монтажних пристосувань	Характеристика		
					Вантажність, т	Маса, т	Розрахункова висота, м
1	Колони суцільні	9,3		Траверса уніфікована, ЦНПОМТП РЧ-455-69	16	0,33	1,5
2	Колони двохгілкові	16,9 25,4		Траверса ПИ Промстальконструкция, 20527М-13	30	0,45	1,6
3	Підкранові балки 6 м	4,2		Траверса, ПК Главстальконструкция, 185	5	0,39	2,8
4	Кроквяні балки.	12 18		Траверса, КБ Глав буд, 7016-17	15	0,48	2,8
5	Вкладання плит покриття довжиною 6 м	2,3		Траверса, ПИ Промстальконструкция, 15946Р-13	4	0,53	1,6
6	Установлення стінових панелей довжиною 6 м	2,9		Строп двох гілковий, ГОСТ 19144-73	3	0,01	2
7	Вивантаження і розкладання конструкцій	до 3 до 5		Строп чотирьохгілковий, ПИ Промстальконструкция, 21059М-28	3 5	0,09 0,22	4,2 9,3

8	Вивірка і тимчасове кріплення колон в стаканах фундаментів	-		Клиновий вкладиш, ЦНПОМТП, №7	-	0,01	-
9	Тимчасове кріплення колон, балок	-		Розчалка, ПІ Промстальконструкція, 2008-09	-	0,1	-
10	Забезпечення робочого місця на висоті	-		Навісна площадка з підвісною дробиною, ПК Главстальконструкція, 229	-	0,12	-
11	Забезпечення робочого місця на висоті	-		Навісні підмости, ПІ Промстальконструкція, 1942Р	-	0,04	-
12	Забезпечення робочого місця на висоті	-		Навісна люлька, ПІ Промстальконструкція, 21059М	0,1	0,06	-
13	Вивід колони з положення „плашма” в вертикальне положення	-		Опорне прилаштування (ПКК треста Сібстальконструкція) №2008-01;02;04	-	0,77	-
14	Підйом робочих, інструментів та матеріалів при монтажі стінових	-		Люлька (ПІ Промстальконструкція, №4533)	0,5	-	-
15	Виконання робіт на висоті до 19 м	-		Монтажна вишка з шарнірною стрілою МШТС-2 на автомобілі ЗИЛ-157	0,4	11400	17,8

16	Забезпечення робочого місця на висоті	-		Тимчасове огороження, ПІ Промстальконструкція, 4570Р-2	-	-	-
----	---------------------------------------	---	---	--	---	---	---

4.1.7 Вибір монтажних кранів по технічним характеристикам

Вибір монтажних кранів ведеться в два етапи:

На першому етапі по факторам технічного порядку (розміри будівлі в плані і по висоті, вага, габарити та розташування збірних елементів в будівлі) визначають необхідні розміри в крана: монтажну висоту підймання крюка, необхідний виліт стріли і монтажну вагу;

На другому етапі виконують остаточний вибір підібраного комплекту кранів на основі економічного порівняння і аналізу.

Розрахунок потрібної висоти підймання гаку

Потрібну монтажну висоту підймання гака крану для будь-якої конструкції, що монтують визначають за формулою:

$$H_z = h_0 + h_z + h_e + h_{cm}$$

h_0 – висота від рівня розміщення монтажного крану до відмітки опори, на яку встановлюється елемент;

h_z – підвищення нижнього торця вертикального елемента над рівнем опори перед опусканням його на місце (0,5-1,0м);

h_e – висота елемента, що монтують, приймають за даними специфікації збірних залізобетонних елементів);

h_{cm} – конструктивна висота вантажозахватних пристроїв (стропів, зачепів, траверс).

Розрахунок потрібної вантажопідйомності крану

Потрібну вантажопідйомність крану визначають з формули:

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4$$

Довжину гусака визначається з формули

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

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

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

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

Потрібний виліт гака: $l_{6,z}^{nom} = L_c \cos \alpha + L_z \cos(\alpha - \beta) + l_w$.

1. Для монтажу колон

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 0 - 1,5 + 1 + 18,15 + 1,5 = 19,15 \text{ м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 25,4 + 0,45 = 25,85 \text{ т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{0 - 1,5 + 1 + 18,15 + 1,5}{\sin 75} \approx 19,83 \text{ м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_B^{\text{пот}} = 19,45 * \cos 75 + 1,5 \approx 6,53 \text{ м}$$

2. Для монтажу підкранових балок

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 13,15 - 1,5 + 1 + 2,8 = 15,45 \text{ м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 4,2 + 0,39 = 4,59 \text{ т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{13,15 - 1,5 + 1 + 1 + 2,8 + 1,5}{\sin 75} \approx 18,58 \text{ м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_B^{\text{пот}} = 18,58 * \cos 75 + 1,5 \approx 6,31 \text{ м}$$

3. Для монтажу фундаментних балок

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 0 - 1,5 + 1 + 0,45 + 2 = 2,76\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 1,5 + 0,1 = 1,6\text{т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{0 - 1,5 + 1 + 0,45 + 2 + 1,5}{\sin 75} \approx 2,54\text{м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_b^{пот} = 2,54 * \cos 75 + 1,5 \approx 2,16\text{м}$$

4. Для монтажу стінових панелей

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 21,9 - 1,5 + 1 + 0,9 + 2 = 24,3\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 0,8 + 0,02 = 0,82\text{т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{21,9 - 1,5 + 1 + 0,9 + 2 + 1,5}{\sin 75} \approx 26,71\text{м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_b^{пот} = 26,71 * \cos 75 + 1,5 \approx 8,41\text{м}$$

5. Для монтажу крокв'яних балок

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 16,8 - 1,5 + 1 + 1,39 + 2,8 = 20,74\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 8,5 + 0,48 = 8,45\text{т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{16,8 - 1,5 + 1 + 1,64 + 2,8 + 1,5}{\sin 75} \approx 23,02\text{м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_{\text{в}}^{\text{пот}} = 23,02 * \cos 75 + 1,5 \approx 7,46 \text{ м}$$

6. Для монтажу плит покриття

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{\text{пот}} = 16,8 - 1,5 + 1,64 + 1 + 0,3 + 1,6 = 19,84 \text{ м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 2,3 + 0,53 = 2,83 \text{ т}$$

Довжина гусака для монтажу плит покриття:

$$L_{\Gamma}^{\text{пот}} = \frac{\frac{6}{2} + 0,1}{\cos (75 - 20)} \approx 5,4 \text{ м}$$

Потрібний виліт гака

$$l_{\text{в.г.}}^{\text{пот}} = 23,02 * \cos 75 + 5,4 \cos (75 - 20) + 1,5 \approx 10,55 \text{ м}$$

Вибір кранів.

За вищенаведеними отриманими потрібними технічними параметри крану здійснюємо вибір монтажних кранів табл. 4.12.

Оптимальний варіант механізації вибирається на основі даних про собівартість та трудомісткість монтажних робіт, одержаних при порівнянні не менш ніж двох комплектів монтажних кранів.

Для порівняння вибирають крани близькі за технічними параметрами, але різні по технологічним параметрам.

Подальший підбір варіантів механізації монтажних робіт може бути зроблений як за рахунок перерозподілу робіт між кранами, так і за рахунок зміни складу комплектів кранів.

Таблиця 4.12

Рекомендовані монтажні крани

№ за/п	Елемент	Технічні параметри кранів				Марка крану
		H_z^{nom}	Q_z^{nom}	l_g	L_c^{nom}	
1	Колони	19,15	25,85	6,53	19,83	СКГ – 50 ($L_c=30m$)
2	Підкранові балки	15,45	4,59	6,31	18,58	КС-7362 ($L_c=25m/$)
3	Кроквяні балки	20,74	8,45	7,46	23,02	СКГ – 50 ($L_c=30m/$
4	Плити покриття	19,84	2,83	10,55	23,02(5,4)	$L_r=10m)$ КС-7362 ($L_c=25m/ L_r=15m$)
5	Стінові панелі	24,3	0,82	8,41	26,71	МКТ-6-45 ($L_c=28m$) Э-125ВБ ($L_c=30m$)

4.1.8 Техніко-економічне обґрунтування вибору типу монтажного крана

Собівартість механізованих робіт на об'єкті визначається за формулою:

$$C_0 = 1,08 \left(\sum C_{m-3m} T_i + C_d \right) + 1,53_{пл}, грн$$

де C_d - витрати, пов'язані з улаштуванням та розбиранням підкранової колії, кабельних лотків та інших споруд (для самохідних кранів $C_d = 0$);

C_{m-3m} - собівартість експлуатації крана кожного типу;

T_i - час роботи крана кожного типу на об'єкті (за калькуляцією), зм;

1,08 та 1,5 - коефіцієнти загально будівельних накладних витрат;

$\sum 3_{пл}$ - заробітна плата монтажників (підсумкова сума за калькуляцією).

$$C_{m-3m}^{КС-7362} = 57,71 \text{ грн} (202 - 1440)$$

$$C_{m-3m}^{СКГ-50} = 62,48 \text{ грн} (202 - 1246)$$

$$C_{m-3m}^{МКТ-6-45} = 33,61 \text{ грн} (202 - 1243)$$

$$C_{m-3m}^{Э-125ВБ} = 25,77 \text{ грн} (202 - 1438)$$

Для 1 варіанту (пневоколісних кранів):

$$C_0^1 = 1,08(57,71 * (242,98 + 108,27) + 57,71 * 203,07 + 33,61 * 915,54) + 1,5 * 118727,27 = 245872,9 \text{ грн}$$

Для 2 варіанту (гусеничних кранів):

$$C_0^2 = 1,08(62,48 * (242,98 + 108,27) + 62,48 * 203,07 + 25,77 * 915,54) + 1,5 * 118727,27 = 240976,47 \text{ грн}$$

Більш економічний другий варіант приймаємо його для проведення монтажних робіт.

4.1.9 Вибір транспортних засобів

Для перевезення збірних залізобетонних конструкцій при монтажі будівлі та споруд використовується автомобільний транспорт. Тип транспортних засобів приймаємо за довідниковими даними. Вибрані транспортні засоби заносимо в табл. 4.13.

Таблиця 4.13

Вибір транспортних засобів

№ п/п	Транспортуємий елемент	Вага одного	Лінійний розмір			Вид транспортного засобу	Марка тягача	Вантажопідйомність, т	Кількість транспортуємих елементів	Загальна вага
			Довжина	Ширина	Товщина					
1	Колона	25,4	18,15	0,6	1,90	ПКС-2206	КрАЗ-258Е1	25	1	25,4
2	Фундаментна балка	1,5	5,5	0,45	0,4	ПКС-2206	КрАЗ 258В1	20	13	19,5
3	Кроквяна балка	8,5	18	1,64	0,32	ПК-1821	КрАЗ-258	18	2	17,4
4	Плита покриття	2,3	5,97	2,96	0,3	УПП-0906	ЗИЛ-130В1	9	4	9,2
5	Панель стінова	0,9	6,0	0,9	0,2	НАМИ-790Б	МАЗ-504Б	13	14	12,6
6	Підкранова балка	4,2	5,95	0,6	1,0	ГКБ-8350	КамАЗ-5320	8	2	8,4

5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

5.1. Способи виконання робіт

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

Приймаємо наступні методи виконання робіт:

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

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

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

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

Таблиця 5.1.

Специфікація збірних елементів

№	Назва елемента	Марка елемента	Кіль - кість шт.	Розміри, мм			Об'єм, м ³		Вага, т.	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елемента	Всіх елементів	Одного	Всіх елементів
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Колона крайнього ряду	3К120-5	34	13050	700	500	3,72	126,48	9,3	316,2
		1КД168	28	18150	1300	500	6,76	189,28	16,9	473,2
2	Колона середнього ряду	2КД168	14	18150	1900	600	10,14	141,96	25,4	355,6
3	Фахверкова колона	3КФ133-1	2	13300	400	400	2,13	4,26	5,32	10,64
		9КФ169-1	4	16900	600	400	3,66	14,64	9,15	36,6
4	Підкранова балка 6 м	БКНВ6-3с	30	5950	6000	1000	1,66	49,8	4,2	126
		БКНВ6-4С	48	5950	6000	1000	1,66	79,68	4,2	201,6
5	Кроквяні конструкції	БДР18-1	28	17960	1640	320	3,4	95,2	8,5	238
		БДР12-1	17	11960	1390	240	1,9	32,3	4,7	79,9
6	Плити покриття	ПНС10...13	128	5970	300	1490	0,62	79,36	1,4	179,2
		ПНС-1...4	144	5970	300	2960	2,01	289,44	2,3	331,2
7	Фундаментні балки	ФБ6-29	58	5050	450	400	0,6	34,8	1,5	87
8	Стінові панелі	ПС6-1...7	1130	6000	900	200	0,3	1220,4	0,8	904
9	Стійки воріт	СВ	8	3600	400	400	0,576	4,608	1,44	11,52
10	Ригелі воріт	РВ	4	4400	400	700	1,232	4,928	3,08	12,32
Всього			1683					1485,736		3363,98

5.2. Визначення обсягів робіт

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

Дораховуємо обсяг робіт в влаштування залізобетонних стовбчастих фундаментів під колони фахверка. Враховуючи прийняті розміри баз фахверкових колон приймаємо розміри підколоники і підосви та об'єму бетону одноступінчастого стовбчастого фундаменту.

Для колони ЗКФ133-1 (2 шт.) з розміром бази $0,4 \times 0,4$ м приймаємо:

розміри підколоники $0,9 \times 0,9 \times 2,4$ (h) м, глибина підстанника $0,7$ м;

розміри підосви $1,5 \times 1,5 \times 0,3$ (h) м;

приймаємо фундамент марки Ф1.1.1 об'єм бетону становить $V_1 = 2,4 \text{ м}^3$;

гідроізоляція вертикальна $S_1 = (0,9 \times 2,4 + 1,5 \times 0,3) \times 4 = 10,44 \text{ м}^2$

гідроізоляція горизонтальна $S_2 = 1,5 \times 1,5 - 0,9 \times 0,9 = 1,44 \text{ м}^2$

Для колони 9КФ169-1 (4 шт.) з розміром бази $0,6 \times 0,4$ м приймаємо:

розміри підколоники $1,2 \times 0,9 \times 2,4$ (h) м, глибина підстанника $0,7$ м;

розміри підосви $1,8 \times 1,5 \times 0,3$ (h) м;

приймаємо фундамент марки Ф2.1.2 об'єм бетону становить $V_2 = 3,1 \text{ м}^3$.

гідроізоляція вертикальна $S_1 = (1,2 + 0,9) \times 2,4 \times 2 + (1,8 + 1,5) \times 0,3 \times 2 = 12,06 \text{ м}^2$

гідроізоляція горизонтальна $S_2 = 1,8 \times 1,5 - 1,2 \times 0,9 = 1,62 \text{ м}^2$

Таблиця 5.2.

Відомість обсягів робіт

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика ($S \times 1,15$) = ($96 \times 12 + 72 \times 36$) $\times 1,15 = 3744 \times 1,15$	1000 м^2	4,305
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см ($S \times 0,15$) = $3744 \times 0,15$	1000 м^3	0,562
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша $0,5 \text{ м}^3$ у відвал ($V_k = S \times h - V_r$) = $3744 \times 2,55 - 1470$	1000 м^3	8,07
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди ($V_r = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо} + S \times (0,1 + 0,02)$) = $96 + 684,7 + 240 + 3744 \times 0,12$	1000 м^3	1,47
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) (кільк.фунд. $\times S_{ф} \times 0,1$) = $1,5 \times 1,5 \times 2 + 1,8 \times 1,5 \times 4 + 5 \times 3,2 \times 42 + 3,2 \times 2,4 \times 34$) $\times 0,1$	100 м^3	0,96
6	Бетонна підготовка під фундаменти	100 м^3	0,96

	(кільк.фунд. $\times S_{\text{ф}} \times 0,1) = 1,5 \times 1,5 \times 2 + 1,8 \times 1,5 \times 4 + 5 \times 3,2 \times 42 + 3,2 \times 2,4 \times 34) \times 0,1$		
7	Влаштування монолітних фундаментів ($V_{\text{фк}} = \Sigma \text{кільк.фунд.} \times V_{\text{ф}} = 2 \times 2,4 + 4 \times 3,1 + 10,85 \times 28 + 34 \times 5,18 + 14 \times 13,4 = 684,72$)	100 м ³	6,847
8	Влаштування фундаментів під обладнання ($V_{\text{фо}} = 80 \text{ м}^3 \times \text{кільк.прольотів} = 80 \times 3$)	100 м ³	2,4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна $14 \times 25,38 + 28 \times 22,5 + 34 \times 14,4 + 2 \times 10,44 + 4 \times 12,06$	100 м ²	15,44
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $14 \times 9,9 + 28 \times 9 + 34 \times 4,05 \times 4 + 1,62 + 2 \times 1,44$	100 м ²	5,37
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. ($V_{\text{к}}$)	1000 м ³	8,07
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці ($V_{\text{к}}$)	1000 м ³	8,07
13	Монтаж колон	шт.	82
14	Монтаж підкранових балок	шт.	78
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м ²	4305
16	Монтаж конструкції огорожі ($S_{\text{о}} = P \times h = 180 \times 16,8 + 192 \times 12 + 6,8 \times 36$)	м ²	5572
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м ²	37,74
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м ²	37,74
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м ²	37,74
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м ²	37,74
21	Оздоблення покрівельною сталлю ($0,7 \times L = 0,7 \times (216 + 216)$)	100 м ²	3,02
22	Фарбування стін з середини приміщень ($S_{\text{о}}$)	100 м ²	55,72
23	Фарбування фасадів ($S_{\text{о}}$)	100 м ²	55,72
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % $S_{\text{о}}$)	100 м ²	16,71
25	Фарбування конструкцій покриття ($S \times 1,6$)	100 м ²	68,88
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м ²	37,74
27	Влаштування чорної бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м ²	37,74
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м ²	37,74
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % $S_{\text{о}}$)	100 м ²	16,71
30	Сантехнічні роботи ($V_{\text{буд.}} \times 0,03$)	3%	840,9
31	Електротехнічні роботи ($V_{\text{буд.}} \times 0,03$)	3%	1721,1
32	Благоустрій території ($V_{\text{буд.}} \times 0,01$)	1%	1721,1
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання ($V_{\text{буд.}} \times 0,1$)	10%	5736,9
35	Пусконаладжувальні роботи ($V_{\text{буд.}} \times 0,005$)	0,5%	286,85

5.3. Картка-визначник сітьового графіка

Таблиця 5.3.

Картка-визначник сітьового графіка

№	Назва робіт та комплекс робіт	Обсяг робіт		Код роботи	Норма на одиницю виміру.		Трудомісткість на весь обсяг				Основні механізми		Виконавець		Число змін	Тривалість, дні
		Оди. виміру	Кількість		люд-год	маш-год	Люд-год		Маш-год				Бригада			
							Норм.	Прийн.	Норм.	Прийн.	Наймен.	Кільк.	Проф.	Кільк.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Планування майданчика	1000 м ²	4,305	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	2,58	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м ³	0,562	РЭСН 1-24-2	-	19,55	-	-	10,99	16,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	2	2

3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м³ у відвал	1000 м³	8,07	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	162,67		353,7	336	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1, Водій 2кл.-5	1 + 5	2 2 2	7 7 7
	I		2,6				53,96	-	117,3	112						
	II		2,78				54,35		118,2	112						
	III		2,78				54,35		118,2	112						
4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди	1000 м³	1,47	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	32,49		93,96	96	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1 Водій 2кл.-5	1 + 5	2 2 2	2 2 2
	I		0,428				9,46	-	27,36	32						
	II		0,521				11,51		33,30	32						
	III		0,521				11,51		33,30	32						
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка)	100 м³	0,96	РЭСН 1-164-2	261,8	-	251,33	272					Землекоп 3р-1, 2р-1	2	2	2,5 3 3
	I															
	II		0,28				73,3	80	-	-	-	-				
	III		0,34				89,01	96								
			0,34				89,01	96								

6	Бетонна підготовка під фундаменти	100 м³	0,96	РЭСН6-1-19	527,8	94,56	506,67	496	90,77	-	КС-2561Е	1	Бетонник 3р--2	2	2	4,5 5,5 5,5
	I		0,28													
	II		0,34				147,78	144	26,47							
	III		0,34				179,45	176	32,15							
							179,45	176	32,15							
7	Влаштування монолітних фундаментів	100 м³	6,847	РЭСН 6-1-8	340,75	66,85	2333,1 2	2432	457,22	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	5 7 7
	I															
	II		1,81				616,75	640	120,99							
	III		2,519				858,35	896	168,39							
			2,519				858,35	896	168,39							
8	Влаштування фундаментів під обладнання	100 м³	2,4	РЭСН 6-4-5	268,25	39,45	643,8	576	94,68	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	4	2	3 3 3
	I		0,8													
	II		0,8				214,6	192	31,56							
	III		0,8				214,6	192	31,56							
							214,6	192	31,56							

9	Вертикальна гідроізоляція фундаментів	100 м ²	15,44	РЭСН 8-4-7	33,5	1,11	517,25	240	17,13	-	-	-	Ізюловальник 4р-1, 3р-1	2	2	5,5
			5,104				171,01	176	5,66							
			5,167				173,1	176	5,73							
			5,167				173,1	176	5,73							
10	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту	100 м ²	5,37	РЭСН 8-4-3	31,76	3,24	170,76	176	17,42	-	-	-	Ізюловальник 4р-1, 3р-1	2	2	1,5
			1,405				44,65	48	4,55							
			1,985				63,05	64	6,43							
			1,985				63,05	64	6,43							
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с.	1000 м ³	8,07	РЭСН 1-27-2	-	13,75	-	-	112,2	120	ДЗ-19	1	Машиніст 6р-1	1	2	2,5
			2,6													
			2,78						35,75	40						
			2,78						38,23	40						
									38,23	40						2,5

12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці	1000 м³	8,07	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	136,76	144	Ду-50	1	Машиніст 6р-1	1	2	
	I		2,6													
	II		2,78						43,68	48						3
	III		2,78						46,59	48						3
									46,69	48						3
13	Монтаж колон	Шт.	82	Калькуляція	10,58	1,85	909,88	520	101,75		СКГ-50	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	5	2	
	I		40						67,2	-						5,5
	II		30						50,4							4
	III		16						26,88							2,5
14	Монтаж підкранових балок	Шт.	78	Калькуляція	8,15	1,68	489	520	100,8		СКГ-50	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	5	2	
	I															
	II		30						20,16							1,5
	III		24						40,32							2,5
			24						40,32							2,5

	Σ (покрівельні роботи)						7737,2 0	8000								
	I						2457,9 0	2560	-	-	,	-		2 0	2	8 8,5 8,5
	II						2639,6 4	2720 2720								
	III						2639,6 4									
24	Засклення металевих рам промислових будівель	100 м²	16,71	РЭСН 15-208-1	71,77	0,78	1201,6 8	1248	13,04	-	,	-		6	2	5,5 4 4 4
	I															
	II		6,912				496,83	528	5,39							
	III		4,903				352,42	384	3,82							
			4,903				352,42	384	3,82							

25	Монтаж обладнання I II III			15%			4204,4 7 1401,4 9 1401,4 9 1401,4 9	4320 1440 1440 1440			Э-1258ВБ	1	Монтажник 5р-2, 4р-2, 3р-4, 2р-2	1 0	2	10 10 10
26	Електротехнічні роботи I II III			3%			1721,1 573,7 573,7 573,3	1800 600 600 600					Ел.монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	7,5 7,5 7,5
27	Сантехнічні роботи I II III			3%			1721,1 573,7 573,7 573,7	1728 576 576 576					Сантехнік 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1	4	2	9 9 9

31	г) Фарбування конструкцій покриття I II III	100 м²	68,88 21,19 23,84 23,84	РЭСН 15-180-6	42,9	-	2954,5 2 909,05 1022,7 3 1022,7 3	-								
	Σ (оздоблювальні роботи) I II III	100 м²	197,03 74,18 61,42 61,42	Калькуляція	Калькуляція	-	8244,6 8 3096,3 7 2574,1 5 2574,1 5	8576 3200 2688 2688	-	-	-	-	Маляр 4р-8, 2р-8	1 6	2	12, 5 10, 5 10, 5

5.4. Розрахункова матриця

Таблиця 5.4

Початкова розрахункова матриця

Захватки	Планування майданчика та зрізання	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів	Влаштування фундаментів під	Вертикальна та горизонтальна гідроізоляція	Зворотна засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підкранових балок	Монтаж конструкцій покриття	Монтаж конструкцій огорожі	Влаштування покрівлі
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0 3 3	0 9 3 9	0 7 9 7	0 5 7 5	0 3 5 3	0 7 3 7	0 5,5 7 5,5	0 5,5 5,5 5,5	0 1,5 5,5 1,5	0 11 1,5 11	0 16 11 16	0 8 16 8
II		9 9 18	7 8,5 11 15,5	5 7 10,5 12	3 3 8 6	7 7,5 -1 14,5	5,5 7,5 9 13	5,5 4 7,5 9,5	1,5 2,5 6 4	11 5,5 -7 16,5	16 10 0,5 26	8 8,5 18 16,5
III		18 9 27	15,5 8,5 11,5 24	12 7 12 19	6 3 13 9	14,5 7,5 -5,5 22	13 7,5 9 20,5	9,5 2,5 11 12	4 2,5 8 6,5	16,5 5,5 -10 22	26 10 -4 36	16,5 8,5 19,5 25
ΣT_{ij}	3	27	24	7,5	9	22	20,5	12	6,5	22	36	25
Зміни	1, 2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	1	6	2	8	4	2	2	5	5	5	5	20
$\max T_o$		3	11,5	12	13	3	9	11	8	1,5	11	19,5

Продовження табл. 5.4.

Захватки	Засклення проїомів	Сантехнічні роботи	Електротехнічні роботи	Ущільнення щабнем та улаштування чорнової підлоги	Монтаж обладнання	Влаштування чистої підлоги	Оздоблювальні роботи	Пусконаладжувальні роботи	Благоустрій території	Здача об'єкту
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
I	0 5,5 8 5,5	0 9 5,5 9	0 3 9 3	0 7,5 3 7,5	0 10 7,5 10	0 3 10 3	0 12,5 3 12,5			
II	5,5 4 11 9,5	9 9 0,5 18	3 3 15 6	7,5 8,5 - 1,5 16	10 10 6 20	3 3,5 17 6,5	12,5 10,5 -5,5 23			
III	9,5 4 15,5 13,5	18 9 - 27 4,5	6 3 21 9	16 8,5 -7 24,5	20 10 4,5 30	6,5 3,5 23 10	23 10,5 - 33,5 12,5	0 2 2	0 1 1	0 3 3
ΣT_{ij}	13,5	27	9	24,5	30	10	33,5	2	1	3
Зміни	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2
Робітники	6	4	5	5	10	10	16	10	10	10
max T _o	15,5	5,5	21	3	7,5	23,5	3			

Таблиця 5.5.

Розрахункова матриця

Захватки	Планування	Розробка ґрунту екскаватором	Розробка ґрунту вручну та бетонна підготовка	Влаштування монолітних фундаментів	Влаштування фундаментів під	Вертикальна та горизонтальна гідроізоляція	Зворотна засипка з ущільненням	Монтаж колон	Монтаж підкранових балок	Монтаж конструкцій покриття	Монтаж конструкцій огорожі	Влаштування покрівлі
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	0	3	14,5	26,5	39,5	42,5	51,5	62,5	70,5	72	83	102,5
	3	9	7	5	3	7	5,5	5,5	1,5	11	16	8
	3	0 12	2,5 21,5	5 31,5	8 42,5	0 49,5	2 57	5,5 68	2,5 72	0 83	0 99	3,5 110,5
II		12	21,5	31,5	42,5	49,5	57	68	72	83	99	110,5
		9	8,5	7	3	8,5	7,5	4	2,5	5,5	10	8,5
		21	0,5 30	1,5 38,5	4 45,5	4 57	0 64,5	4,5 72	0 74,5	8,5 88,5	10,5 109	10 119
III		21	30	38,5	45,5	57	64,5	72	74,5	88,5	109	119
		9	8,5	7	3	8,5	7,5	2,5	2,5	5,5	10	8,5
		30	0 38,5	0 45,5	0 48,5	8,5 64,5	0 72	0 74,5	0 77	11 94	15 119	0 127,5
ΣT_{ij}	3	27	24	19	9	22	20,5	12	6,5	22	36	25
Зміни	1, 2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Робітники	1	6	2	8	4	2	2	5	5	5	5	20

Продовження таблиці 5.5

Захватки	Засклення проїомів	Сантехнічні роботи	Електротехнічні роботи	Уціплення щепнем та улаштування чорнової підлоги	Монтаж обладнання	Влаштування чистої підлоги	Оздоблювальні роботи	Пусконаладжувальні роботи	Благоустрій ...	Здача об'єкту
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
I	118 5,5 7,5 123,5	123,5 9 0 132,5	144,5 3 12 147,5	147,5 7,5 0 155	155 10 0 165	178,5 3 13,5 181,5	181,5 12,5 0 194			
II	123,5 4 4,5 127,5	132,5 9 5 141,5	147,5 3 6 150,5	155 8,5 5,5 163,5	165 10 1,5 175	181,5 3,5 6,5 185	194 10,5 9 204,5			
III	127,5 4 0 131,5	141,5 9 10 150,5	150,5 3 0 153,5	163,5 8,5 10 172	175 10 3 185	185 3,5 0 188,5	204,5 10,5 16 215	215 2 217	217 1 218	218 3 221
ΣT_{ij}	13,5	27	9	24,5	30	10	33,5	2	1	3
Зміни	2	2	2	2	2	2	2	1	2	2
Робітники	6	4	5	5	10	10	16	10	10	10

5.5. Розрахунок техніко-економічних показників сітьового графіка

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

$$T_z = 221 \text{ день.}$$

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

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 379,5 / (379,5 + 181,5) = 0,676$$

Коефіцієнт суміщення робіт K_c , що характеризує величину суміщення робіт, які включені у потік, визначаємо як різницю між одиницею і відношенням тривалості потоку до сумарної тривалості усіх робіт:

$$K_c = 1 - \frac{T_z}{\sum T_{ij}} = 1 - (221 / 379,5) = 0,582$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{зм} = \frac{T_{зм}}{T_{дн}} = (774 / 379,5) = 2,03$$

де $T_{зм} = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 21 + 2 \cdot 6 + 2 \cdot 8,5 + 2 \cdot 15,5 + 2 \cdot 19 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 16,5 + 2 \cdot 5,5 + 2 \cdot 7,5 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 6 + 2 \cdot 22 + 2 \cdot 36 + 2 \cdot 1,5 + 2 \cdot 23 + 2 \cdot 25 + 2 \cdot 13,5 + 1 \cdot 30 + 2 \cdot 22,5 + 2 \cdot 27 + 2 \cdot 33,5 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 3 = 774$ — загальна кількість змін;

$T_{дн} = 379,5$ (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{q_{\max}}{q_{\text{сер}}} = (72 / 25) = 2,88$$

де $q_{\max} = 72$ робітника — максимальна денна чисельність робітників;

$N = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 2 + 12 \cdot 10,5 + 16 \cdot 13 + 32 \cdot 3,5 + 20 \cdot 8,5 + 16 \cdot 1 + 24 \cdot 3 + 28 \cdot 3 + 12 \cdot 3 + 4 \cdot 3 + 8 \cdot 11 + 18 \cdot 2 + 14 \cdot 6 + 24 \cdot 1,5 + 30 \cdot 2,5 + 20 \cdot 2,5 + 10 \cdot 6 + 20 \cdot 11 + 10 \cdot 8,5 + 50 \cdot 15,5 + 62 \cdot 1 + 52 \cdot 4,5 + 60 \cdot 4 + 20 \cdot 4 + 8 \cdot 13 + 18 \cdot 3 + 28 \cdot 3 + 20 \cdot 3 + 10 \cdot 1,5 + 30 \cdot 17 + 20 \cdot 6,5 + 40 \cdot 3 + 72 \cdot 3,5 + 52 \cdot 3,5 + 32 \cdot 26,5 +$

$10 \cdot 2 + 20 \cdot 4 = 5358$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Ч_{сер} = N / T_3 = 5425 / 221 = 25$ (робітників) — середня чисельність робітників.

5.6. Розрахунок потреби в тимчасових адміністративних і санітарно-побутових будівлях

Проектування тимчасових споруд здійснюється в такому порядку:

- визначається необхідна кількість робітників і службовців;
- складається перелік тимчасових споруд, які необхідно облаштувати на ділянці.

Співробітники включають робочих, інженерно-технічний персонал (ІТП), білих комірців і молодший персонал (ІПО).

Залежно від джерела фінансування тимчасові споруди поділяються на титульні (оплачуються замовником) та нетитульні (на балансі БМО).

За функціональним призначенням вони поділяються на промислові, громадські, складські, обслуговуючі та санітарно-побутові.

Залежно від конструктивних особливостей розрізняють товарні та нескладові вироби, а товарні вироби поділяють на розбірні, тарні, пересувні та конструкції з полегшених оболонок.

Визначення кількості робітників.

Максимальна кількість робочих за графіком руху — 72 осіб.

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

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

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

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

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

чоловіків — $61 - 18 = 43$ особи.

Визначення номенклатури адміністративних і санітарно-побутових приміщень (табл. 5.6).

Таблиця 5.6

Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

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

5.7. Розрахунок тимчасового водопостачання

Таблиця 5.7

Споживачі водопостачання

Споживачі води	Найбільша кількість споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну	Питомі витрати води, л	
		Одиниці	Кількість
1	2	3	4
Виробничі потреби:			
Екскаватор	1	маш.-год.	12,5
Бульдозер	1	маш.-доба	450
Кран	1	маш.-доба	550
Автосамоскид	5	маш.-доба	550
Технологічні потреби:			
Оздоблювальні роботи	296,72	м ²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	121,26	м ²	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	61	люд. на зміну	12,5
Душ з переддушовою	61	люд. на зміну	25
Їдальня	61	люд. на зміну	12,5

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

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

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

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

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

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

t — тривалість роботи, до якої віднесена витрата води.

Для екскаватора: $12,5 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 1) = 0,00625$ л/с;

для бульдозера: $450 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,0094$ л/с;

для крану: $550 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,011$ л/с;

для автосамоскиду: $550 \cdot 5 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,0573$ л/с;

загалом: $q_{вир} = 0,0839$ л/с.

Оздоблювальні роботи: $0,75 \cdot 296,72 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0139$ л/с;

улаштування рулонної покрівлі: $7,5 \cdot 121,26 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0568$ л/с;

загалом: $q_{техн} = 0,0707$ л/с.

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

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

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

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

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

N_1 — кількість працюючих в найбільш завантаженому зміні;

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

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

m — тривалість роботи душової установки (45 хвилин).

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

Загальні секундні витрати води:

$$q_{заг} = q_{вир} + q_{техн} + q_{зосп} + q_{ідал} + q_{душ} + q_{пож} = 15,5286 \text{ л/с}.$$

Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

Загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi V}} = \sqrt{\frac{15,5286 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,83 \text{ мм}$$

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

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0707) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,46 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

На санітарно-побутові потреби:

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

Приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

5.8. Розрахунок тимчасового електропостачання

Електроенергію на будівельному майданчику витрачаємо:

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

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

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

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

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

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

P_c — силова потужність машини або установки, кВт,

P_m — потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

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

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

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

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

Таблиця 5.8

Потреби електроенергії за споживачами

Споживачі	Одиниця виміру	Кількість	Норма на одиницю потужності, кВт	Загальні витрати P_c , кВт	Коефіцієнт попиту, K_{1n}
1	2	3	4	5	6
1. Монтажник кран СКГ-50	шт.	2	70	140	0,7
2. Монтажник кран Э-128ВБ	шт.	1	30	30	0,7
3. Люлька ЛЕ-100-300	шт.	1	1,6	1,6	0,15
4. Електричний фарбопулт СО-61	шт.	1	0,27	0,27	0,15
5. Зварювальний трансформатор ТД-30У2	шт.	2	17,5	35	0,35
6. Вібратор ИБ-47	шт.	2	1,2	2,4	0,15

Таблиця 5.9

Електричне освітлення внутрішнє

Споживачі	Загальна площа, м ²	Норма потужності на освітлення 1м ² , Вт	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	3	4	5
1. Гардеробна з умивальною	70,7	15	1,061
2. Душова з переддушовою	45,6	15	0,684
3. Приміщення для обігріву працівників	8,5	15	0,128
4. Приміщення для відпочинку	68,4	15	1,026
працюючих 5. Туалет чоловічий	8,5	15	0,128
6. Туалет жіночий	8,5	15	0,128
7. Їдальня	70,7	15	1,061
8. Контора виконроба	70,7	15	1,061
9. Охоронна будка на в'їзді	8	15	0,06
10. Кабінет техніки безпеки	25,6	15	0,384
	8,5	15	0,128

11. Приміщення для особистої гігієни жінок	16,2 8,5	15 15	0,243 0,128
12. Приміщення для просушки спецодягу	50	3	0,15
13. Пункт охорони здоров'я			
14. Закритий склад			
Разом			6,37

Таблиця 5.10

Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі	Одиниці вимірювання.	Загальна площа, м ² (довжина, м),	Освітлення, лк	Норма потужності на 1м ² площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
1	2	3	4	5	6
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа буденплану)	м ²	49595	2	0,4	19,83
Площа будівлі (монтажна зона)	м ²	8120	20	3	24,36
Головні проходи та проїзди	км	0,93	3	5	4,65
Охоронне освітлення	км	0,89	0,5	1,5	1,34
Аварійне освітлення	км	0,89	0,5	1,5	1,34
Разом					51,48

$$P = (1,1/0,75) \cdot ((70 \cdot 0,7 + 70 \cdot 0,7 + 30 \cdot 0,7 + 1,6 \cdot 0,15 + 0,27 \cdot 0,15 + 35 \cdot 0,35 + 2,4 \cdot 0,15) + 6,37 \cdot 0,8 + 51,48) = 276,41 \text{ кВт}$$

Застосовуємо на будівельному майданчику 2 трансформаторні підстанції КТПН-72М-160, загальна потужність якої 320 кВт, з трансформаторами типу ТМ 16016/10 вагою по 1,31 т кожний.

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

Розрахунок кількості прожекторів на будівельному майданчику виконуємо за формулою:

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

де p — питома потужність при освітленні прожекторами ПЗС-45, $p = 0,2 \dots 0,3 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{лк})$

E — освітленість, лк; $E = 2 \text{ лк}$;

S — площа, яку освітлюють; $S = 49595 \text{ м}^2$;

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

$n = 0,2 \cdot 2 \cdot 49595 / 500 = 39 \text{ шт.}$

Встановлюємо по дві лампи на одній опорі.

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

$n = 0,2 \cdot 20 \cdot 8120 / 500 = 64 \text{ шт.}$

На 8 щоглах встановлюємо по 8 прожекторів.

Таблиця 5.11

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	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								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Колони	м ³	12	476,62	39,71	1,1	1,3	4	227,18	0,80	283,97	1,25	354,96	374 (20×19)	відкр.
2	Підкранові балки	м ³	6,5	129,48	19,92	1,1	1,3	2	56,97	0,50	113,94	1,2	136,73	140 (20*7)	відкр.
3	Кроквяні балки	м ³	22	127,5	5,79	1,1	1,3	2	16,57	0,07	236,79	1,2	284,14	480	відкр.
4	Плити покриття	м ³	22	368,8	16,76	1,1	1,3	3	71,91	0,50	143,83	1,2	172,6	(20×24)	відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м ³	36	1220,4	33,9	1,1	1,3	5	242,39	1,00	242,39	1,2	290,86	312 (20×15)	відкр.
6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	70	1,513	0,0217	1,1	1,3	5	0,154	0,50	0,309	1,2	0,37	20 5×4	закр.
7	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	70	5,11238	0,073	1,1	1,3	5	0,522	0,70	0,745	1,2	0,895		закр.
8	Дріт сталевий і цвяхи	т	36	0,01566	0,002	1,1	1,3	5	0,0031	2,50	0,00124	1,2	0,0014		закр.
9	Мастильні матеріали	т	36	0,005394	0,0016	1,1	1,3	3	0,00064	0,60	0,00107	1,2	0,0012		закр.
10	Рогожа	м ²	22	163,2	13,44	1,1	1,3	3	31,82	2,5	12,73	1,2	15,27		закр.
11	Металопрокат	т	70	0,3552	0,006	1,1	1,3	5	0,036	1,50	0,02	1,2	0,029	27 6×4,5	навіс
12	Дошки обрізні із хвойних порід	м ³	34	1,52984	0,065	1,1	1,3	5	0,321	1,25	0,257	1,2	0,308		навіс

13	Руберойд підкладочний з пиловидною підсипкою РПП-300Б	м ²	22	152,864	14,35	1,1	1,3	5	49,68	2,50	19,87	1,2	23,84		навіс
14	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м ²	36	3,277	0,118	1,1	1,3	5	0,65	20,00	0,032	1,2	0,039		навіс

5.9. Опис будівельного генерального плану

Будівельний генеральний план розроблено для стадії монтажних робіт. На БГП наносимо контури будівлі з зазначенням монтажною зони будівлі та робочої і небезпечної зони роботи крана. Монтажна зона, де можливе падіння вантажу при встановленні та закріпленні елементів, охоплює територію на відстані до 26,71 м від контуру будівлі (дана зона визначена для монтажу верхньої стінової панелі). На БГП її позначаємо штриховою лінією, а на місцевості — попереджувальними написами і знаками. Робота крана на монтажі конструкцій в монтажній зоні ведеться за нарядом-допуском. Робоча зона кожного крана окреслюється радіусом максимального робочого вильоту стріли; позначаємо її на окремих характерних стоянках кожного з кранів. Небезпечна зона — це простір, де можливе падіння вантажу при його переміщенні з урахуванням вірогідного розсіювання при падінні. Межу цієї зони визначаємо відстанню по горизонталі від стоянки крана за формулою:

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

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

Для внутрішньомайданчикових доріг використовуємо тимчасові дороги, які зводяться у підготовчий період. Внутрішньомайданчикові дороги можуть бути односторонніми (шириною 3,5 м) та двосторонніми (шириною 7 м). Радіус закруглення доріг на поворотах 8...12 м (з урахуванням необхідності проїзду великорозмірних тягачів — 18 ... 30 м). Відстань між дорогами та складом проектуємо не меншою за 0,5 м, а між дорогою та огороженням — не менше 1,5 м. В даному курсовому проекті тимчасові дороги по периметру будівлі влаштовані з дорожніх бетонних плит, інші — підсипні. В місцях роботи кранів та в інших небезпечних зонах встановлюємо знаки, які попереджують про небезпеку та обмежують швидкість. Розкладку конструкцій та матеріалів виконуємо на тимчасових майданчиках складування.

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

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

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

5.10. Техніко-економічні показники будгенплану

При проектуванні будгенплану визначаємо наступні техніко-економічні показники.

Коефіцієнт забудови:

$$K_3 = F_2 / F_1 = 8120 / 49595 = 0,163$$

де F_1 — загальна площа території за генеральним планом, м²;

F_2 — площа забудови об'єктів, що будуються, м².

Коефіцієнт використання площі території визначають за формулою:

$$K_{вик} = (F_2 + F_{м.б.}) / F_1 = (8120 + (3548 + 7686)) / 45595 = 0,42$$

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

Довжина тимчасових доріг дорівнює 930 м; довжина тимчасових мереж водопостачання — 707 м; довжина тимчасових мереж електропостачання — 1 514 м.

ВИСНОВКИ

У бакалаврській кваліфікаційній роботі виконано проєктування будівлі цеху із виготовлення залізобетонних конструкцій у місті Вознесенськ. У процесі виконання роботи було розроблено основні архітектурно-планувальні, конструктивні, технологічні та організаційні рішення, необхідні для забезпечення надійної, безпечної та ефективної експлуатації промислової будівлі.

В архітектурному розділі обґрунтовано призначення будівлі, наведено опис технологічного процесу виготовлення залізобетонних виробів, розроблено генеральний план, об'ємно-планувальні та конструктивні рішення. Прийнята схема будівлі відповідає функціональному призначенню виробничого цеху, забезпечує можливість розміщення технологічного обладнання, організації транспортних потоків, монтажу великогабаритних конструкцій та безпечного виконання виробничих процесів. Передбачені рішення щодо стінового огородження, підлог, вікон, воріт, ліхтарів і покриття спрямовані на створення належних умов експлуатації будівлі.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано збір навантажень та розрахунок несучих залізобетонних конструкцій. Розглянуто роботу елементів покриття, виконано перевірки міцності, тріщиностійкості та несучої здатності конструкцій у розрахункових і монтажних стадіях. Прийняті конструктивні рішення забезпечують просторову жорсткість каркаса, стійкість будівлі та надійну роботу основних несучих елементів під дією постійних, тимчасових і технологічних навантажень.

У розділі «Основи і фундаменти» проаналізовано вихідні інженерно-геологічні умови майданчика будівництва та виконано розрахунок фундаментів. Прийняте рішення щодо фундаментів відповідає характеру навантажень від колон промислової будівлі та забезпечує передачу зусиль на ґрунтову основу з дотриманням вимог міцності, стійкості та надійності.

У технологічному розділі розроблено технологічну карту на виконання монтажних робіт, визначено обсяги робіт, потребу в матеріалах, виробках, монтажних пристосуваннях, транспортних засобах і будівельних машинах. Виконано вибір монтажного крана з урахуванням маси елементів, висоти підйому та необхідного вильоту стріли, що дозволяє забезпечити раціональне виконання монтажу збірних залізобетонних конструкцій.

В організаційному розділі розроблено рішення щодо організації будівельного майданчика, виконано розрахунок потреби в тимчасових будівлях, водопостачанні та електропостачанні, а також наведено техніко-економічні показники будгєнплану. Запропоновані організаційні рішення сприяють послідовному виконанню будівельно-монтажних робіт, раціональному використанню трудових і технічних ресурсів та дотриманню вимог безпеки праці.

Отже, у роботі досягнуто поставленої мети — розроблено комплекс проєктних рішень для будівлі цеху із виготовлення залізобетонних конструкцій. Прийняті архітектурні, конструктивні, технологічні та організаційні рішення є взаємопов'язаними, технічно обґрунтованими та можуть бути використані як основа для подальшого розроблення робочої документації.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Будинки адміністративного та побутового призначення. Будинки і споруди: ДБН В.2.2-28:2010. – [Чинний від 2011-01-10]. – К. : КИЇВЗНДІЕП, 2011. – 28 с. – (Державні будівельні норми України)
2. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2016. 49 с. Чинний від 05.05.2016.
3. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
4. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки. будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2006. 75 с. Чинний від 03.07.2006.
5. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2018. – [Чинний від 2019-01-01]. – К. : УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. – 60 с. – (Державні будівельні норми України)
6. ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Планування і забудова територій. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2008. 128 с. Чинний від 07.01.2008.
7. Природне і штучне освітлення. Зміна №2 : ДБН В.2.5-28-2006. – [Введені в дію з 2012-09-01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).
8. Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2–29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).
9. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6–31:2021. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 23 с.

10. Будівлі та споруди. Визначення класів наслідків (відповідальності) : ДСТУ 8855:2019. – [Чинний з 2019-12-01]. – К. : Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», 2019. – 14 с. – (Державний стандарт України).
11. Системи протипожежного захисту : ДБН В.25–56:2014. . – [Введені в дію з 2015–07–01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с. – (Державні будівельні норми України).
12. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. Система проєктної документації для будівництва : ДСТУ Б А.2.4-7:2009. – [Чинний від 2009-24-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).
13. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд : ДСТУ Б В.3.1-2:2016. – [Чинний з 2017-04-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2017. – (Національний стандарт України).
14. ДБН А.3.2-2:2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – Вид. офіц. – Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012. – 116 с.
15. Правила визначення вартості будівництва : ДСТУ Б.Д.1.1–1:2013. – [Чинний з 2014-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2013. – 88 с. – (Національний стандарт України).
16. Охорона праці: Навч. посібник / В.М. Ярошевська, П.М. Дубінський, Н.М. Прокопчук. – К.: ІСДО, 1993. – 312 с.
17. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).
18. ДСТУ-Н Б В.2.6-212:2016. Настанова з виконання робіт із застосуванням сухих будівельних сумішей. Київ, Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2018. 32 с. Чинний від 13.05.2018.
19. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Основи автоматизованого проєктування в будівництві" для студентів за

- спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 91 с.
20. Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П. Залізобетонні конструкції. – Київ. Вища школа, 2000.
21. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт за дисциплінами «САПР у будівництві», «Моделювання будівель та споруд сільськогосподарського призначення» підготовки фахівців ОС «Магістр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 104 с.
22. Методичні вказівки до виконання розділу „Організація будівництва” у складі курсового проекту (спеціальність 7.092101). Укладачі: Анюховський А. М. Та ін. Полтава, ПДТУ, 1999.
23. Білик С.І. Металеві конструкції. Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель: підручник для ВНЗ. / С.І. Білик, О.В. Шимановський та ін. – Кам’янець-Подільський : Рута, 2021. – 448 с.
24. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Конструкції з деревини та пластмас" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад. : М.В. Усенко. – К. : НУБіП України, 2023. – 68 с.
25. Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проєктування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.
26. Бакулін Є.А. Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи «Проектування одноповерхової промислової каркасної будівлі із збірних залізобетонних елементів» з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів за напрямом підготовки 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Розрахунок будівельних конструкцій на міцність, жорсткість та вогнестійкість» / Є.А. Бакулін, Н.О. Костира, В.М. Бакуліна. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2022. – 83 с.

27. Долгов О. М. Механіка руйнування [Електронний ресурс] : підручник / О. М. Долгов. – Дніпро : НТУ « Дніпровська політехніка » , 2019. – 166 с.
28. Бабич Є.М. Діагностика, паспортизація та відновлення будівель і інженерних споруд : підручник / Є.М. Бабич, В.В. Караван, В.Є.Бабич. – Рівне : «Волинські обереги», 2018. – 176 с
29. Зоценко М.ІІ. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. - Полтава, 2004. - 568с.

ДОДАТКИ