

**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 логістичного центру у місті Літин»»

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

Гарант освітньої програми

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

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи:

_____ К.Т.Н., доц. _____ Катерина ОМЕЛЬЧЕНКО
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

допускається до захисту/не допускається до захисту»

Виконав: студент

_____ Костянтин САВЧУК
«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
(науковий ступінь, вчене звання)

Ігор ЯКОВЕНКО
(підпис) (ІПБ)

«25» березня 2026р.

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

Савчуку Константину Сергійовичу
(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 бакалаврської кваліфікаційної роботи 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 25 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 будівельного виробництва

Розділ 6. Охорона праці

Висновки

Список використаної літератури

Додатки

Перелік графічного матеріалу (обов'язкові креслення):

Аркуш 1, 2	<i>Архітектурна частина: фасад, розрізи, вузли, план.</i>
Аркуш 3.	<i>Розрахунково-конструктивна частина: поперечна крма, залізобетонний каркас</i>
Аркуш 4.	<i>Розрахунково-конструктивна частина. Ферма покриття</i>
Аркуш 5.	<i>Організаційно-будівельна частина. Будгенплан.</i>
Аркуш 6.	<i>Технологічно-будівельна частина. Техкарта на монтаж влаштування стовпчастого фундаменту</i>
Аркуш 7.	<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

_____ К.Т.Н., доцент _____ Катерина
ОМЕЛЬЧЕНКО _____
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Завдання прийняв до виконання _____ **Константин САВЧУК**
(підпис) (ПІБ студента)

Зміст

1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА	6
1.1. Загальні відомості	6
1.2. Загальна характеристика об'єкту	7
1.3. Об'ємно-планувальне рішення	8
1.4. Архітектурно-конструктивне рішення	8
2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	10
2.1. Загальні положення	10
2.2. Розрахунок одноповерхової промислової будівлі	12
2.3. Дані для проектування та збір навантажень	13
2.4. Розрахунок двохгілкової колони.....	21
2.5. Розрахунок збірної залізобетонної сегментної ферми	24
3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ	38
3.1. Основи будівель та споруд. Загальні відомості	38
3.2. Інженерно-геологічні умови майданчика	39
3.3. Фундаменти. Загальні відомості	40
3.4. Збірний залізобетонний фундамент під окремо стоячу колону	46
4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА (РЕМОНТУ)	48
4.1. Загальні відомості	48
4.2. Структура комплексного процесу монтажу	48
4.3. Технологія монтажних процесів	49
4.4. Засоби механізації монтажних робіт і захоплювальні пристрої	50
4.5. Монтажні пристосування і такелажне обладнання	51
4.6. Організація монтажних процесів	51
4.7. Монтаж елементів залізобетонних конструкцій	53
4.8. Підбір крана за технічними показниками	55
5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	57
5.1. Проектування будівельних генеральних планів	57
5.2. Вимоги до виконання будгенплану	58

5.3. Розрахунок будинків адміністративного і санітарно-побутового призначення	61
5.4. Розрахунок складських майданчиків	64
6. ОХОРОНА ПРАЦІ	69
6.1. Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів	69
6.2. Профілактика небезпечних та шкідливих виробничих факторів	70
6.3. Заходи з пожежної та вибухової безпеки	73
6.4. Інструкція по техніці безпеки	77
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	82
ДОДАТКИ	85

1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

1.1. Загальна характеристика об'єкту

Логістичний центр призначений для розміщення процесів пов'язаних з транспортуванням, зберіганням та обробкою будь-яких предметів.

За функціональним призначенням даний об'єкт відноситься до розділу не житлові будівлі та підрозділи – промислові будівлі та склади [3]. В свою чергу промислові будівлі та склади класифікують за галузями промисловості. В нашому випадку логістичний комплекс відноситься до будівель підприємств складського призначення.

За відповідальністю будівля нормального рівня відповідальності ($\gamma_n=0,95$). За небезпекою технологічних процесів – екологічно безпечне виробництво (ДБН А.2.2.-1-95, $K_{ек}=1,0$). За агресивністю робочого середовища – середовище слабкої агресії ($K_{ар}=0,9$).

Логістичний комплекс збудований за каркасною конструктивною схемою. Будівля опалювальна. Рельєф будівельної ділянки спокійний. Гідрологічні умови площі комбінату характеризуються наявністю безнапірного водоносного горизонту. Глибина залягання рівня підземних вод становить 5 м.

В основній своїй виробничій частині будівля одноповерхова. Виробнича і адміністративно-побутова частина з'єднані між собою деформаційним (осадочним) швом. Виробничий блок (на плані в осях “А”-“С” та “4”-“17”) – одноповерховий, висотою 13.5 м. В результаті вдосконалення та впровадження новітніх технологій в процес виробництва, підприємство планує збільшити випуск своєї продукції. Зі збільшенням виготовленої продукції постає проблема в її зберіганні. Для цього необхідно виділити місце для складування товару. У бакалаврській роботі планується побудувати третій блок будівлі (на плані в осях “В”-“С” та “18”-“21”) для складських приміщень, які необхідні для зберігання як готової продукції, так і для зберігання сировини. Третій блок – одноповерховий, висотою 15,6 м.

Площа забудови становить (всього) 5 тис. м², будівельний об'єм (всього) 48 тис. м².

1.2. Об'ємно-планувальне рішення

Зазначена будівля має такі габаритні розміри: адміністративно-побутова частина (на плані в осях "А"-“С” та "1"-“3”) – 42х12 м, висотою 7,2 м; виробничий блок (на плані в осях "А"-“С” та "4"-“17”) – 42х78 м, висотою 13.5 і 7.5 м; третій блок (добудова, на плані в осях "В"-“С” та "18"-“21”) – 36х18 м, висотою 15,6 м.

За кількістю поверхів – змішаної поверховості [3]. Будівлі зі змішаною кількістю поверхів будують для виробництв із горизонтальними та вертикальними безперервними технологічними процесами. В основному будівля головного виробничого корпусу є одноповерховою. Лише адміністративно-побутова частина (на плані в осях "А"-“С” та "1"-“3”) має два поверхи.

За кількістю прогонів – багатопрогонні [3]. Виробничі блоки будівлі в залежності від величини прогонів являються середньопрогонними (відповідно 12 та 18 м). Третій блок також середньопрогонний (з прогоном 18 м).

За наявністю підйомно-транспортного обладнання – кранові з мостовими кранами. Крани розміщені в виробничому та третьому блоці будівлі (складські приміщення). Режим роботи кранів групи 5К (по два крана в кожному прольоті). Вантажопідйомність кранів $Q=15/3$ т.

За конструктивними схемами покриття – каркасні (площинні безрозпирні – покриття по залізобетонним фермах).

За матеріалом основних несучих конструкцій – із залізобетонним збірним каркасом [12, 16].

За системами опалення – промислові будівлі, які опалюються (у тому числі з повітряною, центральною і місцевою системами опалення) – виробничі приміщення, і які не опалюються – складські приміщення.

За системою освітлення – зі штучним освітленням (при відсутності світлопрозорих конструкцій у стінах і в покриттях) і природним, у тому числі комбінованим (за наявності віконних прорізів, ліхтарів, світлових ковпаків тощо).

За відносну відмітку +0,000 обрано рівень чистої підлоги.

1.3. Архітектурно-конструктивне рішення

Будівля має каркасну конструктивну схему [3].

Основні конструктивні рішення [16]:

- фундаменти – збірні під окремо стоячі колони стаканного типу, стрічкові під несучі стіни та місцями палеві;
- колони – збірні залізобетонні;
- стіни – зовнішні самонесучі та навісні панелі та цегляні;
- перекриття – збірне залізобетонне;
- покриття – збірне залізобетонне;
- сходові марши – збірні залізобетонні;
- перегородки – гіпсокартонні, цегляні.

Фундаменти залізобетонні стаканного типу під окремо стоячу колону. Фундаментні балки збірні залізобетонні [16]. Горизонтальна гідроізоляція на рівні планувальних відміток – рулонна. Вертикальна гідроізоляція конструкцій, які торкаються до ґрунту, обмазка гарячим бітумом.

Навколо будівлі влаштовуються відмостка із піщаного асфальтобетону товщиною 30 мм по шару гравію. Ширина відмостки 1000-1500 мм.

Колони збірні залізобетонні перерізами 300×300 та 300×450мм (адміністративно-побутова частина), 400×400 та 400×800 виробничий блок та 500×1300 - складські приміщення мм. Фахверкові стійки залізобетонні перерізом 400×400 мм.

Стіни представлені зовнішніми навісними панелями (1200×6000 мм та 1800×6000 мм) товщиною 300 мм, а також внутрішніми цегляними 250 мм.

Перегородки гіпсокартонні 120-150 мм.

Перекриття представлене збірними ребристими плитами (АПК).

Покриття виконано по залізобетонним фермам (довжиною 18 м) та балкам (12,18 м). Плити покриття розміром 3×6 та 3×12 м.

Покрівля утеплена, рубероїдна. Склад покрівлі: водоізоляційний килим (наплавлений руберойд) – 5 мм, асфальтна стяжка – 20 мм; ефективний мінераловатний утеплювач – 100 мм; пароізоляція – 80 мм; залізобетонна плита – 200 мм.

Віконні отвори – металеві та металопластикові, двірні отвори – метало-дерев'яні.

Склад підлоги в складських приміщеннях [3]: цементна стяжка – 40 мм; бетон – 100мм; шар щебеню – 100 мм; ущільнений ґрунт. Підлога у виробничих приміщеннях: керамічна плитка; цементний розчин – 15 мм; бетонна підготовка – 150 мм; ущільнений ґрунт.

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Загальні положення

Будівельна конструкція – це частина будівлі або споруди (каркас будівлі, покриття, перекриття тощо), яка складається з елементів, конструктивно з'єднаних між собою в процесі виконання будівельних робіт.

Будівельний виріб – це конструктивний елемент будівлі (колона, ферма, ригель, плита, панель стіни, арматурний каркас тощо), який виготовляють поза місцем його установки.

Будівля або споруда складається із взаємозв'язаних конструктивних елементів (фундаментів, цоколів, стін, каркасів, ригелів, об'ємних конструкцій, перегородок, перекриттів, підлог, дахів, покриттів, балконів, лоджій, еркерів, сходів, ліфтів, вікон, вітрин, вітражів, світлових ліхтарів, входів та інших додаткових елементів) [16], кожен з яких має своє призначення. Конструктивні елементи складаються з більш дрібних елементів, які привозять на будівельний об'єкт у готовому вигляді (збірна плита, балка, покрівельні вироби тощо) або зводять на будівельному майданчику із дрібнорозмірних елементів без використання підйомно-транспортного обладнання.

За призначенням усі конструктивні елементи будівель, в залежності від умов їх роботи в структурі будівлі, при дії на них різних сполучень впливів і навантажень, поділяють на несучі та огорожувальні або можуть виконувати ці дві функції одночасно.

Впливи за характером поділяють на силові та несилові, а за розташуванням – на зовнішні та внутрішні. В залежності від тривалості дії силових навантажень їх поділяють на постійні та тимчасові (тривалі, короточасні та особливі) [1].

До силових або механічних впливів відносять [13]:

– постійні навантаження [1]– це власна вага складових частин споруд, у тому числі вага несучих та огорожувальних будівельних конструкцій та вага і тиск ґрунтів;

– тривалі навантаження – це вага тимчасових перегородок та стаціонарного обладнання, вантажу, який довгий час зберігається, тиск газів, рідин і сипучих речовин в ємностях і трубопроводах, вага шару води на водонаповнених плоских покриттях;

– короточасні навантаження – це вага рухомого обладнання, людей і меблів на перекриття, снігу, вітру та ожеледі;

– особливі навантаження – це сейсмічні та вибухові впливи, впливи від аварій обладнання, впливи, обумовлені деформаціями основ фундаментів споруд (на просідних, насипних, набухлих та інших несприятливих ґрунтах і на підроблених територіях).

Розрахунок конструкцій будівель та основ фундаментів за граничним станом першої та другої груп виконують з урахуванням найбільш несприятливих сполучень навантажень або зусиль, що їм відповідають [1, 16]. Ці зусилля визначають із аналізу реальних варіантів одночасної дії різних навантажень для стадії роботи конструкції, яку розглядають, з урахуванням можливості появи різних схем прикладання тимчасових навантажень або за відсутності деяких із навантажень.

До несилових впливів відносять: температурні впливи [1], що викликають зміну лінійних розмірів конструкцій; фільтрації вітру; впливи атмосферної та ґрунтової вологи; впливи сонячної та ультрафіолетової радіації; впливи шуму, звукової енергії та вібрації; біологічні та хімічні впливи.

Отже, призначення несучих конструкцій будівель – витримувати всі види навантажень та впливів силового характеру і передавати їх через фундаменти на ґрунтові основи. Призначення огорожувальних конструкцій – розділити простір будівлі на окремі приміщення та захистити від негативних впливів зовнішнього середовища.

Приклади несучих конструкцій будівель – фундаменти, колони, балки і плити перекриття, балки і ферми покриття тощо; огорожувальних – перегородки, покрівля, вікна, двері тощо. Багато конструктивних елементів виконують одночасно функції несучих і огорожувальних конструкцій – це стіни, перекриття, інколи покриття.

Основні конструктивні елементи будівель – фундаменти, вертикальні конструкції (стіни, стовпи, колони, об'ємні блоки та ядра жорсткості), горизонтальні конструкції (елементи перекриття, покриття) – складають єдину жорстку просторову конструктивну систему, несучий остов будівлі, який повинен забезпечувати надійне сприйняття і передачу на ґрунтові основи всіх видів навантажень і впливів у процесі будівництва та експлуатації будівлі та забезпечувати їй геометрично-просторову незмінність.

2.2. Розрахунок одноповерхової промислової будівлі

Одноповерхові виробничі будівлі каркасного типу широко розповсюджені в багатьох галузях промисловості і сільського господарства [16].

Даний об'єкт використовується для виробництва продукції в галузі легкої промисловості. Каркас споруди представляє собою просторову систему, яку можна умовно поділити на поперечні та повздовжні плоскі рами. Ці рами взаємно зв'язані диском покриття. Основні елементи поперечної рами: фундаменти, колони і несуча конструкція покриття (ферма). До несучих конструкцій також відносяться підкранові та фундаментні балки. Важливим елементом являється наявність мостових кранів, що вносить певні складності при співставленні розрахункових сполучень зусиль [1].

Слід зазначити, що рами одноповерхових промислових будівель являються статично невизначеними системами і розраховуються, як правило, з використанням ПЕОМ [13].

У кваліфікаційній бакалаврській роботі проведено розрахунок плоского та просторового каркасу будівлі за допомогою програмного комплексу “ПК ЛІРА САПР” [13, 15].

Поперечна плоска рама та просторова сприймають постійні навантаження (вага конструкцій каркасу) і тимчасові (кранові, снігову та вітрову). Для розрахунку елементів рами за граничними станами першої та другої груп необхідно враховувати найбільш не вигідне сполучення навантажень чи відповідних їм зусиль [15].

Вказані сполучення встановлюють із аналізу реальних варіантів одночасної дії різноманітних навантажень для даної стадії роботи конструкції з урахуванням різних схем прикладання тимчасових навантажень чи при відсутності деяких з них.

У залежності від складу навантажень розрізняють їх основні сполучення, які складаються із постійних, тривалих та короткотривалих навантажень, і особливі сполучення, які складаються із постійних, тривалих, короткотривалих і однієї з особливих навантажень.

Тимчасові навантаження з двома нормативними значеннями слід включати в сполучення як тривалі (при врахуванні пониженого нормативного значення) чи як короткотривалі (при врахуванні повного нормативного значення).

2.3. Дані для проектування та збір навантажень

Промислова одноповерхова добудована споруда складається з 1-го прольоту (18 м). Крок колон 12 м. Будівля обладнана електричними мостовими кранами, режим роботи яких групи 5К (по два крана в кожному прольоті). Вантажопідйомність кранів $Q=15/5$ т (147/29,5 кН). Зовнішні панельні стіни до відмітки 7,8 м самонесучі, вище – навісні. Район будівництва – м. Літин .

Відстань від рівня чистої підлоги до головки кранового рельса – 9,65 м. Висота балки кранового шляху 1,4 м, а кранового рельса 0,15 м. Висота підкранової H_1 і над кранової H_2 частин колони при висоті крана 2,75 м:

$$H_1 = 9.65 - 1.4 - 0.15 + 0.15 = 8.25 \text{ м};$$

$$H_2 = 1.4 + 0.15 + 2.75 + 0.2 = 4.5 \text{ м};$$

$$H = 4.5 + 8.25 = 12.75 \text{ м}.$$

При глибині розробки колони в фундаменті $h_f = 1.2$ м, повна її висота становить: $H_{tot} = 12.75 + 1.2 = 13.95$ м.

Розміри перерізу надкранової частини колони: ширина $b = 0.5$ м; висота $h = 0.6$ м; так само, підкранової частини $b = 0.5$ м; $h = 1.3$ м. Висота перерізу однієї гілки $b = 0.25$ м. Висота підкранової (верхньої) розпорки $h_s = 1.05$ м, інших — 0,4 м.

Розрахункові характеристики матеріалів приймають за таблицями норм [6–8]:

Для бетону класу C32/40 [6]:

$$R_b = 22 \text{ МПа}, R_{bt} = 1.4 \text{ МПа}, R_{b,ser} = 29 \text{ МПа}, R_{bt,ser} = 2.1 \text{ МПа}, E_b = 32500 \text{ МПа}.$$

Для бетону класу C25/30 [6]:

$$R_b = 17 \text{ МПа}, R_{bt} = 1.2 \text{ МПа}, R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}, R_{bt,ser} = 1.8 \text{ МПа}, E_b = 30000 \text{ МПа}.$$

Для бетону класу C20/25 [6]:

$$R_b = 14.5 \text{ МПа}, R_{bt} = 1.05 \text{ МПа}, R_{b,ser} = 18.5 \text{ МПа}, R_{bt,ser} = 1.6 \text{ МПа}, E_b = 27000 \text{ МПа}.$$

Для бетону класу C12/15 [6]:

$$R_b = 8.5 \text{ МПа}, R_{bt} = 0.75 \text{ МПа}, R_{b,ser} = 11 \text{ МПа}, R_{bt,ser} = 1.15 \text{ МПа}, E_b = 20500 \text{ МПа}.$$

Для арматури класу A400C:

$$R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}, E_s = 200000 \text{ МПа}.$$

Для арматури класу A300C [8]:

$$R_s = R_{sc} = 280 \text{ МПа}, E_s = 210000 \text{ МПа}.$$

Для арматури класу A240C [8]:

$$R_s = R_{sc} = 225 \text{ МПа}, R_{sw} = 175 \text{ МПа}, E_s = 210000 \text{ МПа}.$$

Розрахункові схеми плоскої та просторової рами наведені на рис. 2.1 та рис. 2.2.

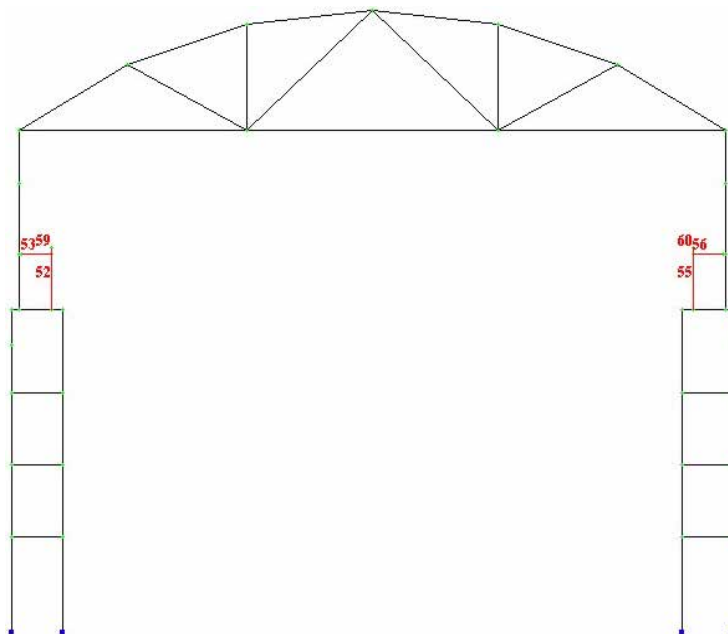


Рис. 2.1. Розрахункова схема плоскої рами [15]

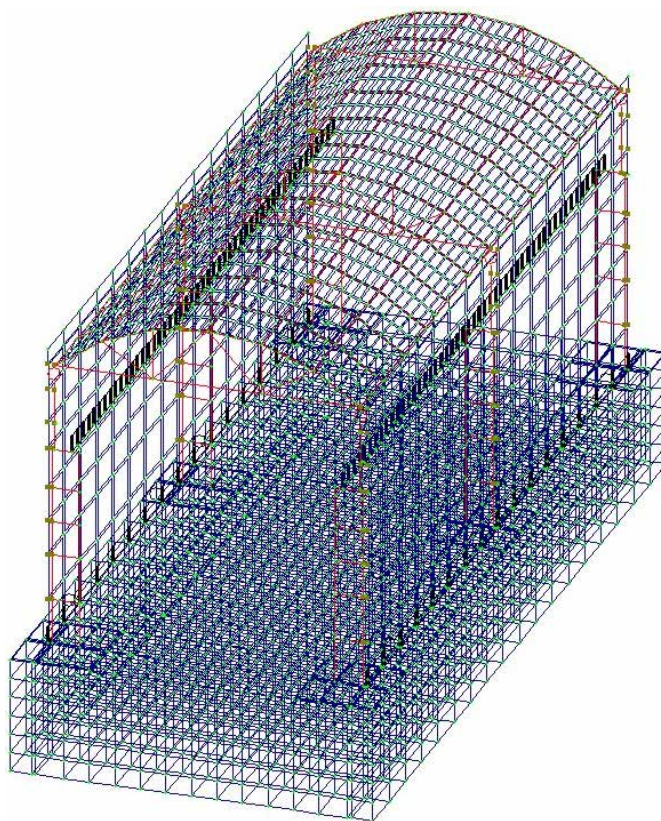


Рис. 2.2. Розрахункова схема просторової рами [15]

Плоску та просторову раму промислової будівлі розраховують на дію навантажень: постійного, яке складається з ваги конструкцій покриття, стін, балок кранового шляху і колон; тимчасового, яке складається з кранових навантажень, ваги снігу на покриття і тиску вітру.

У відповідності з вимогами норм [1] повні значення снігового та кранового навантаження віднесені до категорії короткотривалих. Частина кожної з них віднесена до тривалого, але одночасно враховувати тривалі навантаження від кранів і ваги снігового покриву з відповідними короткотривалими навантаженнями не потрібно. Вітрове навантаження віднесене до категорії короткотривалих.

До навантажень, сумарна тривалість яких мала, віднесені вітрове і від кранів (тільки при врахуванні повної її величини) [1].

Постійні навантаження. Всі розрахункові навантаження визначені з врахуванням коефіцієнта надійності за призначенням конструкцій $\gamma_n = 0,95$.

Таблиця 2.1

Постійні навантаження на покриття

Елементи покриття	Нормативне навантаження, Па	Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f > 1$	Розрахункове навантаження при $\gamma_f > 1$, Па
1. Водозізоляційний килим (наплавлений руберойд)	95	1,3	124
2. Цементна стяжка ($\gamma = 20 \text{ кН} / \text{м}^3$, $t=15 \text{ мм}$)	285	1,3	371
3. Плитний утеплювач ($\gamma = 5 \text{ кН} / \text{м}^3$, $t=100 \text{ мм}$)	475	1,3	618
4. Пароізоляція	48	1,3	62
5. Плита покриття	2110	1,1	2320

3x12 м			
Всього	3010	—	3500

Маса сегментної ферми довжиною 18 м — 9,4 т, а вага 92,2 кН.

Розрахункове навантаження при $\gamma_f > 1$ на колони від ваги покриття:

$$G_c = 0,5 \cdot 3,5 \cdot 18 + 0,5 \cdot 92,2 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 426,2 \text{ кН.}$$

Навантаження від покриття прикладене на рівні обпирання ферми по вертикалі, що проходить через центр опірної вузла. Відстань від лінії впливу навантаження до геометричної осі надкранової частини колони $e_2 = 0,25 + 0,15 - 0,5 \cdot 0,6 = 0,1$ м. Відносна відстань від точки прикладання навантаження до верху колони $\beta_2 = 0$.

Вага підкранової балки прольотом 12 м — 114,7 кН, а 1 м кранового шляху 1,5 кН/м. Відповідно, розрахункове навантаження на колону при $\gamma_f > 1$:

$$G_{cb} = (114,7 + 1,5 \cdot 12) \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 138,7 \text{ кН.}$$

Навантаження від підкранових балок прикладене на рівні їх обпирання по вертикалям, що проходять через осі кранових шляхів. Відстань від лінії дії навантаження до геометричної осі підкранової частини колони $e_1 = 0,75 + 0,25 - 0,65 = 0,35$ м. Відносна відстань по вертикалі від точки прикладання навантаження до верху колони $\beta_2 = 4,5/12,75 = 0,353$.

Навантаження від ваги стін і віконних переплетень нижче відмітки 7,2 при прийнятому обпиранню фундаментних балок передається безпосередньо на фундамент і не викликає вплив на колони. Розрахункове навантаження від стін при вазі 1 м² панелей 2,22 кН і віконних переплетень 0,5 кН:

— на ділянці між відмітками 7,2-11,4:

$$G_{w1} = (0,24 \cdot 2,4 \cdot 12 \cdot 14 + 0,5 \cdot 1,8 \cdot 12) \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 112,4 \text{ кН;}$$

— на ділянці 11,4:

$$G_{w2} = 0,24 \cdot 3 \cdot 12 \cdot 14 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 126,4 \text{ кН.}$$

Навантаження від стін прикладене на рівні їх обпирання по вертикалі, що проходить через геометричну вісь стіни. Відстань від лінії дії навантаження до геометричної осі колони на відмітках 7,2м:

$$e_1 = -0,5(0,24 + 1,30) = -0,77 \text{ м};$$

та 11,4 дорівнює: $e_2 = -0,5(0,24 + 0,6) = -0,42 \text{ м}.$

Відносна відстань по вертикалі від верху колони до точок прикладання навантаження:

— на відмітці 7,2 $\beta_2 = \frac{7,35}{12,75} = 0,5765.;$

— на відмітці 11,4 $\beta_2 = \frac{1,2}{12,75} = 0,094..$

Навантаження від власної ваги колони прикладене по геометричній осі відповідній їй частині. Розрахункове навантаження при $\gamma_f > 1$ і питомій вазі бетону $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$:

— надкранова частина колони:

$$G_2 = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 4,50 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 35,3 \text{ кН};$$

— підкранова частина колони

$$G_1 = 2 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 8,25 + (1,05 + 30,4)0,5 \cdot 0,825 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 77,4 \text{ кН}.$$

Тимчасове навантаження [1].

Снігове навантаження. При розрахунку поперечної рами снігове навантаження приймають рівномірно розподілену у всіх прольотах будівлі. Вага снігового покриву для Києва становить $s_0 = 1,5 \text{ кПа}$. При $\mu = 1$ нормативне навантаження на 1 м^2 площі горизонтальної проекції покриття $s = s_0 \cdot \mu = 1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ кПа}$. Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,4$.

Розрахункове снігове навантаження на колони:

— повна:

$$F_{sn} = 1,5 \cdot 12 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 0,95 \cdot 1,4 = 215,5 \text{ кН}.$$

Тривало діюча частина снігового навантаження

$$F_{sn} = 0,75 \cdot 12 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 0,95 \cdot 1,4 = 107,7 \text{ кН}$$

Снігове навантаження прикладене до колон в тих же точках, що і постійне навантаження від покриття .

Кранове навантаження. При роботі мостових кранів поперечна рама будівлі сприймає як вертикальні, так і горизонтальні кранові навантаження. У відповідності зі стандартами на мостові електричні крани визначають навантаження та габарити:

- для крану вантажопідйомністю $Q=30/5$ т (290/49 кН) максимальний тиск колеса на крановий рельс $F_{max}=275$ кН; маса візка $G_{ct}=12$ т; загальна маса крану $G_c=42.5$ т; ширина крану $B=6,3$ м; база крану $A_c=5,1$ м.

Розрахункові навантаження на колони знаходять з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,1$ і коефіцієнта надійності за призначенням конструкцій $\gamma_n = 0,95$.

Розрахунковий максимальний тиск на колону від двох зближених кранів визначають за лініями впливу, враховуючи коефіцієнт сполучення $\psi = 0,85$:

$$D_{max} = \frac{0,85 \cdot 275(6,9 + 12 + 10,8 + 5,7)0,95 \cdot 1,1}{12} = 720,6 \text{ кН};$$

Максимальний тиск на колони від одного крана (тривалу частину кранового навантаження) для даної групи режимів роботи приймають з урахуванням коефіцієнта $\psi = 0,5$:

$$D_{max,l} = \frac{0,95 \cdot 1,1 \cdot 275 \cdot 0,5(6,9 + 12)}{12} = 226,3 \text{ кН}.$$

Вертикальне навантаження від кранів прикладене до колон в тих точках, що і постійна від балок кранового шляху.

Нормативне горизонтальне навантаження від кожного із двох стоячих на балці коліс одного крану, направлене поперек кранового шляху і викликане гальмуванням візка при гнучкому підвісі вантажу:

$$F_{max,n} = 0,5(A - G_c) - F_{max,n} = 0,5(294 + 42,5 \cdot 9,81) - 275 = 81 \text{ кН}.$$

Розрахунковий мінімальний тиск на колонну знаходять, помноживши максимальний тиск на понижуючий коефіцієнт $81 / 275 = 0,295$:

$$D_{\min} = 720,6 \cdot 0,295 = 212,6 \text{ кН}; \quad D_{\min,l} = 226,3 \cdot 0,295 = 66,8 \text{ кН}.$$

Розрахункове гальмівне поперечне навантаження, що передається на колону від діючих на балку кранового шляху гальмівних сил двох зближених кранів:

$$F_{br} = \frac{0,85 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 10,3(6,9 + 12 + 10,8 + 5,7)}{12} = 27 = 27 \text{ кН};$$

Гальмівне навантаження від одного крану (тривала частина кранового навантаження):

$$F_{br,l} = \frac{0,5 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 10,3(6,9 + 12)}{12} = 8,5 \text{ кН};$$

Вітрове навантаження. Київ розміщений в першому районі по швидкісним напорам вітру, тому $w_0 = 0,37$ кПа. Для типу місцевості коефіцієнт k , що враховує зміни швидкісного напору по висоті будівлі: для висоти 5 м становить 0,75; для висоти 10 м – 1 і для висоти 20 м – 1,25.

Таким чином, для будівлі, що проектується: на рівні верха колони (12,6 м) $k = 1 + (1,25 - 1)(12,6 - 10) / 10 = 1,065$; на рівні конька споруди $k = 1 + (1,25 - 1)(15,9 - 10) / 10 = 1,148$.

Коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,4$.

Для спрощення розрахунку нерівномірне вітрове навантаження на стійки рами замінюють рівномірно розподіленою еквівалентною за моментом в розробці консольної балки; при цьому еквівалентне значення коефіцієнта

$$k_{eq} = 0,75 + \frac{12,6 + 30}{60} - 1,25 \frac{12,6 + 10}{12,6^2} = 1,282.$$

Розрахункове навантаження від вітру на поперечну раму при кроці колон 12 м [1]:

– рівномірно розподілене з вітряної сторони

$$w_1 = 0,23 \cdot 1,282 \cdot 0,8 \cdot 12 \cdot 0,95 \cdot 1,4 = 3,765 \text{ кН/м};$$

– рівномірно розподілене із завітряної сторони

$$w_1 = 0,23 \cdot 1,282 \cdot 0,6 \cdot 12 \cdot 0,95 \cdot 1,4 = 2,824 \text{ кН/м}$$

Зосереджена сила на рівні верха колони рами від вітрового навантаження :

$$W = (0,8 + 0,6)(15,9 - 12,6) 0,23 \cdot 0,5 (1,065 + 1,148) 12 \cdot 0,95 \cdot 1,4 = 18,77 \text{ кН.}$$

Результати розрахунків, які виконувалися в програмному комплексі “ПК ЛІРА САПР” [13, 15], наведені в додатках.

Слід зазначити, що У бакалаврській роботі планувалося провести розрахунок чотирьох основних несучих конструкцій, а саме: колони, підкранової балки, ферми та плити покриття. Для колони та ферми приведений ручний розрахунок, в результаті якого було виконано підбір та конструювання арматури. Для підкранової балки та плити покриття армування виконувалося в системі “ЛІР-АРМ”.

Графічно армування основних несучих залізобетонних конструкцій представлено на кресленнях (формат А-1). Також там приведена специфікація арматури та відомість витрат сталі.

2.4. Розрахунок двохгілкової колони

Дані для проектування:

- бетон важкий класу С16/20 [6]

$$R_b = 11,5 \text{ МПа}, R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}, R_{b,ser} = 15 \text{ МПа}, R_{bt,ser} = 1,4 \text{ МПа}, \\ E_b = 24\,000 \text{ МПа.}$$

- поздовжня арматура класу А300С:

$$R_s = R_{sc} = 280 \text{ МПа}, E_s = 210\,000 \text{ МПа}, \alpha_s = 8,75.$$

- поперечная арматура класу А240С:

$$R_{sw} = 175 \text{ МПа.}$$

Відстань від верху колони до кранової консолі:

$$H_2 = 4,5 \text{ м} > H/3 = 12,75/3 = 4,25 \text{ м.}$$

Розміри прямокутного перерізу над кранової частини: $b = 0,5$ м; $h = 0,6$ м; $a = a' = 0,04$ м, отже, $h_0 = 0,6 - 0,04 = 0,56$ м; $0,5h - a = 0,5 \cdot 0,6 - 0,04 = 0,26$ м; $\delta = 0,04 / 0,56 = 0,07$.

Діаметр арматури підбирають по зусиллям для двох комбінацій: $M_{\max} = 158,4$ кН · м, $N = 781,9$ кН и $M_{\min} = -71,19$ кН · м, $N = 587,9$ кН. Комбінація при $N_{\max}$ співпадає с комбінацією при $M_{\max}$.

Так як моменти по абсолютному значенню в цих комбінаціях не значно відрізняються один від одного, надкранову частину армують симетрично ($A_s = A'_s$).

Розрахункова довжина над кранової частини колони в площині прогину: при врахуванні кранових навантажень $l_0 = 2H_2 = 2 \cdot 4,5 = 9$ м, без них $l_0 = 2,5 H_2 = 2,5 \cdot 4,5 = 11,25$ м. Так як мінімальна гнучкість $l_0 / h = 9 / 0,6 = 15 > 10$, необхідно враховувати вплив прогину елемента на значення ексцентриситету поздовжньої сили.

Кількість поздовжньої арматури назначають у відповідності з конструктивними вимогами:

$$A_s = A'_s = 0,002bh = 0,002 \cdot 0,5 \cdot 0,6 = 0,0006 \text{ м}^2 = 6 \text{ см}^2.$$

Приймають з кожної сторони колони $3\varnothing 16$ А300С ($A_s = A'_s = 6,03 \text{ см}^2$).

Розрахункова довжина над кранової частини колони з площини прогину $l_0 = 1,5 H_2 = 1,5 \cdot 4,5 = 6,75$ м. Так як гнучкість з площини прогину $l_0 / h = 6,75 / 0,6 = 11,25$ менше, ніж в площині ($l_0 / h = 15$), розрахунок з площини прогину можна не виконувати.

Перевіряємо міцність колони на дію поперечної сили $Q = 70,92$ кН. При $\gamma_{b2} = 1,1$; $R_{bt} = 1,1 \cdot 0,9 = 0,99$ МПа и $N = 0,5879$ МН; $\varphi_n = 0,1 \cdot 0,5879 / (0,99 \cdot 0,5 \cdot 0,56) = 0,212 < 0,5$.

Приймаємо $c = c_{\max} = 2,5h_0 = 1,4$ м. Так як

$$Q_{\max} = 0,07092 \text{ МН} < 2,5 \cdot 0,99 \cdot 0,5 \cdot 0,56 = 0,693 \text{ МН}$$

і

$$Q = 0,07092 \text{ МН} < 1,5(1 + 0,212) 0,99 \cdot 0,5 \cdot 0,56^2 / 1,4 = 0,2016 \text{ МН},$$

Міцність над кранової частини без розвитку похилих тріщин забезпечена. Поперечне армування призначається у відповідності з конструктивними вимогами.

2.4.1. Підкранова частина колони

Переріз колони в підкрановій частині складається із двох гілок. Висота всього перерізу $h = 1,3$ м. Переріз гілки $b_b = 0,5$ м; $h_b = 0,25$ м; $a = a' = 0,03$ м; $h_0 = 0,22$ м; $\delta = a' / h_0 = 0,03 / 0,22 = 0,136$. Відстань між осями гілок $c = 1,05$ м. Відстань між осями распорок $s = H_1 / n = 8,25 / 4 = 2,06$ м.

Арматуру підбирають по найбільшим розрахунковим зусиллям в перерізі. Так як колона жорстко закріплена у фундаменті, при розрахунку приймають $\eta = 1$ (в опорному перерізі ексцентриситет поздовжньої сили не залежить від прогину колони).

Розрахунок в площині прогину.

Спочатку розраховуємо колону при комбінації зусиль $M_{\max}$.

Знаходимо зусилля:

Від всіх навантажень, враховуючи навантаження малої сумарної тривалості (кранову і вітрову)

$$M = 502,66 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N = 1564,9 \text{ кН}; \quad Q = 69,07 \text{ кН};$$

— від всіх навантажень, але без навантаження малої сумарної тривалості

$$M' = -60,12 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad N' = 1131,9 \text{ кН}.$$

Для визначення коефіцієнта умов роботи бетону знаходять моменти зовнішніх сил відносно центру ваги перерізу розтягнутої (або найменш стиснутої) арматури в зовнішній гілці:

$$M_{II} = M + N(0,5h - a) = 502,56 + 1564,9(0,5 \cdot 1,3 - 0,03) = 1472,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_I = M' + N' / 0,5 = -60,12 + 1131,9(0,5 \cdot 1,3 - 0,03) = 641,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так як

$$0,82 M_{II} = 0,82 \cdot 1472,8 = 1207,7 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_I = 641,7 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Розрахунок ведуть при $\gamma_{b2} = 1,1$.

Поздовжнє зусилля в гілках колони знаходять по формулі:

$$\text{— в підкрановій гілці} \quad N = \frac{1564,9}{2} + \frac{502,56}{1,05} = 1261,1 \text{ кН};$$

$$\text{— в зовнішній гілці} \quad N = \frac{1564,9}{2} - \frac{502,56}{1,05} = 303,8 \text{ кН}.$$

Вигинаючий момент в гілках колони знаходять за формулою:

$$M = \pm 0,25 \cdot 69,07 \cdot 2,06 = \pm 35,57 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Гілки колони сприймають дію різних за знаком а однакових за значенням вигинаючих моментів, тому підбираємо симетричне армування гілок.

Розглядаємо спочатку підкранову гілку колони:

$$e_0 = \frac{35,57}{1261,1} = 0,029 \text{ м}; \quad e = 0,029 + 0,5 \cdot 0,25 - 0,03 = 0,124 \text{ м}.$$

$$w = 0,85 - 0,008 \cdot 12,65 = 0,749; \quad \xi_R = \frac{0,749}{1 + \frac{280}{400} \left(1 - \frac{0,749}{1,1} \right)} = 0,612.$$

Для прямокутного перерізу гілки з симетричним армуванням за формулами:

$$\alpha_n = \frac{1,2611}{12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,22} = 0,9283; \quad \alpha_m = \frac{1,2611 \cdot 0,124}{12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,22^2} = 0,5232.$$

Оскільки $\alpha_n = 0,9283 > \xi_R = 0,612$,

$$\alpha_s = \frac{0,5232 - 0,9283(1 - 0,5 \cdot 0,9283)}{1 - 0,136} = 0,03;$$

$$\xi = \frac{0,9283(1 - 0,612) + 2 \cdot 0,03 \cdot 0,612}{1 - 0,612 + 2 \cdot 0,03} = 0,868.$$

Необхідна площа перерізу арматури знаходиться за формулою [7]:

$$A_s = A'_s = \frac{12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,22}{280} \cdot \frac{0,5232 - 0,886(1 - 0,5 \cdot 0,886)}{1 - 0,136} = 0,000171 \text{ м}^2 = 1,71 \text{ см}^2.$$

Для зовнішньої гілки: $e_0 = 0,117$ м; $e = 0,212$ м; $\alpha_n = 0,2183 > \xi = 0,612$; $\alpha_m = 0,2104$; $A_s = A'_s = 0,000092 \text{ м}^2 = 0,92 \text{ см}^2$.

При комбінації зусиль $M_{\min}$ і $N_{\max}$ армування гілок знаходиться так само, як і для комбінації $M_{\max}$. Поздовжнє армування у відповідності з конструктивними вимогами $A_s = A'_s = 0,002 \cdot 0,5 \cdot 0,25 = 0,00025 \text{ м}^2 = 2,5 \text{ см}^2$. Приймаємо з кожної сторони гілки (внутрішньої і зовнішньої) 3Ø12 A240CI ($A_s = A'_s = 3,39 \text{ см}^2$).

Визначаємо армування проміжної розпірки. Розміри прямокутного перерізу розпірки: $b_s = 0,5$ м; $h_s = 0,4$ м; $a = a' = 0,04$ м; $h_0 = 0,36$ м.

Найбільша поперечна сила $Q = 70,92$ кН діє при комбінації зусиль $N_{\max}$. Зусилля в розпірці визначаємо за формулою:

$$M_s = 0,5 \cdot 70,92 \cdot 2,06 = 73,05 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad Q_s = 70,92 \frac{2,06}{1,05} = 139,1 \text{ кН}.$$

Так як епюра моментів двохзначна, приймають симетричне подвійне армування розпірок. Отже [7],

$$A_s = A'_s = \frac{0,07305}{280(0,36 - 0,04)} = 0,000815 \text{ м}^2 = 8,15 \text{ см}^2.$$

Приймають 3Ø20 A240CI ($A_s = A'_s = 9,42 \text{ см}^2$).

Перевіряємо міцність бетону по стиснутій зоні між похилими тріщинами при $\varphi_w = 1$, $\gamma_{b2} = 1,1$, $R_b = 12,65$ МПа и $\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 12,65 = 0,874$. Так як

$$Q_s = 0,1391 \text{ МН} < 0,3 \cdot 1 \cdot 0,874 \cdot 12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,36 = 0,597 \text{ МН},$$

Розміри поперечного перерізу розпірки достатні.

Далі визначаємо необхідність поперечного армування [7].

При $\alpha_m = 0$, $R_{bt} = 0,99$ МПа и $c = c_{\max} = 2,5$; $h_0 = 0,9$ м. Так як

$$Q_{\max} = 0,1391 \text{ МН} < 2,5 \cdot 0,99 \cdot 0,5 \cdot 0,36 = 0,4455 \text{ МН},$$

а

$$Q = 0,1391 \text{ МН} > 1,5(1 + 0) 0,99 \cdot 0,5 \cdot 0,36^2 / 0,9 = 0,1069 \text{ МН},$$

то поперечну арматуру слід влаштовувати у відповідності з розрахунком. Оскільки поперечна сила постійна по довжині розпірки, приймаємо:

$$Q_b = Q_{b,\min} = 0,6(1 + 0)0,99 \cdot 0,5 \cdot 0,36 = 1069 \text{ МН} \quad \text{и} \quad c_0 = 2h_0 = 0,72 \text{ м.}$$

Тоді

$$q_w = \frac{Q - Q_b}{c_0} = \frac{0,1391 - 0,1069}{0,72} = 0,0447 \text{ МН/м.}$$

Призначають крок поперечних стержнів $s_w = 0,15 \text{ м}$. Необхідна площа перерізу поперечної арматури

$$A_w = \frac{q_w s_w}{R_{sw}} = \frac{0,0447 \cdot 0,15}{175} = 0,0000383 \text{ м}^2 = 0,383 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $3\varnothing 6 \text{ A240C}$ ($A_w = 0,85 \text{ см}^2$) з кроком 150 мм . Верхню (підкранову) розпірку армують у відповідності з конструктивними вимогами.

Розрахунок із площини вигину. Розрахункова довжина і гнучкість підкранової частини колони із площини вигину: $l_0 = 0,8H_1 = 0,8 \cdot 8,25 = 6,6 \text{ м}$; $l_0/h = 6,6/0,6 = 13,2$;

теж, в площині вигину: $l_0 = 1,5H_1 = 1,5 \cdot 8,25 = 12,375 \text{ м}$; $l_0/h = 12,375/1,3 = 9,52 < 13,2$. Відповідно, потрібен розрахунок із площини вигину. Так як $l_0 = 6,6 \text{ м} < 20h = 20 \cdot 0,5 = 10 \text{ м}$, ексцентриситет дорівнює випадковому, розрахунок колони із площини вигину виконують як умовно центрально стиснутого елемента. З кожної сторони двох гілок передбачено $4\varnothing 12 \text{ A240CI}$ ($A_s = A'_s = 4,52 \text{ см}^2$), при цьому площа проміжних стержнів дорівнює $1/3$ площі всієї поздовжньої арматури. При $N_l/N = 726,6/1569,1 = 0,463$ і $l_0/h = 13,2$ знаходять $\varphi_b = 0,874$ і $\varphi_{sb} = 0,863$. Тоді

$$\alpha_s = \frac{280 \cdot 3 \cdot 0,000452}{12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,5} = 0,12;$$

$$\varphi = 0,874 + 2(0,863 - 0,874)0,12 = 0,871 > \varphi_{sb} = 0,863.$$

Приймають $\varphi = \varphi_{sb} = 0,863$. Так як $N = 1,5691 \text{ МН} < 0,863(12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,5 + 280 \cdot 3 \cdot 0,000452) = 3,057 \text{ МН}$, міцність перерізу із площини вигину забезпечена.

Нижче наведені результати аналізу максимальних внутрішніх зусиль (табл.2.2.) та підбір арматури (табл.2.3) за ручним розрахунком та з використанням програмного комплексу ЛІРА [13, 15]:

Аналіз максимальних внутрішніх зусиль

Таблиця 2.2

Назва	Зусилля за ручним розрахунком	Зусилля за ЛІРА	Абсолютне значення розбіжності	розбіжність %
Поперечник однопрольотний <i>Колона</i> — 0 надкранова частина ($M_{\min}$) переріз II—II M N	71,19 кН · м 587,9 кН	58,170 кН · м 865,557 кН	13,02 кН · м 277,657 кН	18,27 % 47,23 %
— 1 підкранова частина ($N_{\max}$) переріз IV—IV M N	32,52 кН · м 469,1 кН	42,103 кН · м 338,299 кН	9,583 кН · м 130,8 кН	29,47 % 27,88 %

Підбір арматури

Таблиця 2.3

Название	Арматура за ручним розрахунком, A_s	Арматура за ЛІРА, A_s	Абсолютне значення розбіжності	розбіжність %
Поперечник однопрольотний <i>Колона</i> — 2 надкранова частина (констр) — 3 підкранова частина	6 см ² 3,39 см ²	5,15 см ² 3,1 см ² *	−0,85 см ² 0,29 см ²	14,17% 8,55 %

2.5 Розрахунок залізобетонної сегментної ферми

Вихідні дані

Матеріали для виготовлення: бетон класу C16/20 ($R_b = 11,5 \cdot 0,9 = 17,55$ МПа; $R_{bt} = 1,3 \cdot 0,9 = 1,17$ МПа; $R_{b,ser} = 15 \cdot 0,9 = 22,95$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,4 \cdot 0,9 = 1,755$ МПа; $E_b = 34,5 \cdot 10^3$ МПа); арматура верхнього поясу, вузлів і стійок з стержнів класу A240C ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа – для стержнів $\varnothing \geq 10$ мм; для стержнів $\varnothing < 10$ мм $R_{s,ser} = 390$ МПа; $R_s = R_{sc} = 355$ МПа; $R_{sw} = 285$ МПа); арматура попередньо напружена для нижнього поясу класу K-7 ($R_s = 680$ МПа; $R_{s,ser} = 785$ МПа; $R_{sc} = 400$ МПа; $R_{sw} = 545$ МПа; $E_s = 21 \cdot 10^4$ МПа).

Передаточна міцність бетону нижнього поясу, повинна бути не менше 11 МПа і не менше 50 % від класу бетону. Приймаємо $R_{bp} = 0,6B = 0,6 \cdot 35 = 21$ МПа > 11 МПа.

2.5.1. Визначення навантаження на ферму і зусиль в стержнях

Значення навантажень від власної ваги конструкцій покриття, помножені на коефіцієнт γ_n : $g^n = 2,6$ кН/м²; $g = 3,025$ кН/м².

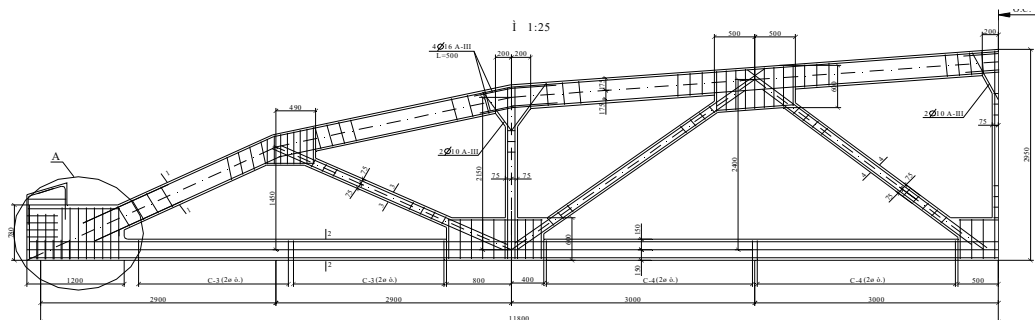


Рис. 2.5.1 Фрагмент сегментної ферми

Сумарне навантаження на ферму від ваги покриття і власної ваги ферми

при $\gamma_f = 1$:

$$g_{n1} + \frac{G_n}{LB_1}$$

$$2,6 + \frac{2,6 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95}{18 \cdot 6} = 3,161 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$$

Значення рівномірно розподіленого і вузлового навантаження

Таблиця 2.4.

Вид навантажень	Вузлове навантаження	
	$\gamma_f = 1$	$\gamma_f > 1$
Довготривала	$G_n = 3,161 \cdot 3 \cdot 6 = 56,9$	$G = 3,642 \cdot 3 \cdot 6 = 65,56$
Короткочасно діюча (снігова)	$S_n = 0,67 \cdot 3 \cdot 6 = 12,06$ $F = S_n + G_n = 56,9 + 12,06 = 68,96$	$S = 0,938 \cdot 3 \cdot 6 = 16,88$ $F = G + S = 65,56 + 16,88 = 82,44$

Визначення зусиль в елементах ферми від одиничних вузлових навантажень

Таблиця 2.5.

Номер стержня	Зусилля при завантаженні		
	за схемою рис. 2		
	M	N	Q
1-2	$-5,93 \cdot 10^{-3}$	4,518	$2,61 \cdot 10^{-2}$
1-3	$5,9 \cdot 10^{-3}$	-5,151	$1,14 \cdot 10^{-2}$
2-3	$6,62 \cdot 10^{-2}$	-0,016	$7,63 \cdot 10^{-2}$
2-4	$9,8 \cdot 10^{-4}$	4,595	$1,04 \cdot 10^{-2}$
3-5	$-7,95 \cdot 10^{-3}$	-4,83	$1,11 \cdot 10^{-2}$
4-5	$-3,71 \cdot 10^{-2}$	0,01	$3,14 \cdot 10^{-2}$
4-6	$-8,8 \cdot 10^{-3}$	4,626	$2,06 \cdot 10^{-2}$
5-7	$-1,02 \cdot 10^{-2}$	-4,651	$1,67 \cdot 10^{-2}$
6-7	—	-0,041	—

Теж, при $\gamma_f > 1$: $g_1 + \frac{G_n \gamma_f}{LB_1} = 3,025 + \frac{2,6 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 \cdot 1,1}{18 \cdot 6} = 3,642 \text{ кН} \cdot \text{м}^2.$

$\gamma_f = 1,1$ – коефіцієнт безпеки по навантаженню.

2.5.2. Розрахунок елементів ферми за першою групою граничних станів

Нижній пояс. Переріз пояса 240×220 мм;

$M = 7,25 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N = 381,37 \text{ кН}$;

$e_0 = M/N = 0,016 \text{ м} = 16 \text{ мм}$;

$$e = 0,5h - e_0 - a = 0,5 \cdot 220 - 16 - 50 = 44 \text{ мм};$$

$$e' = 0,5h - e_0 - a' = 0,5 \cdot 220 + 16 - 50 = 76 \text{ мм};$$

$$h_0 = h - a = 170 \text{ мм}.$$

При дотриманні умови $e' < h_0 - a'$, тобто $76 < 170 - 50 = 120 \text{ мм}$,

$$A_{sp} = \frac{Ne'}{\gamma_{sp} R_s (h_0 - a')}$$

$$A_{sp} = \frac{381,37 \cdot 10^3 \cdot 76}{1,15 \cdot 785 \cdot (170 - 50)} = 277,8 \text{ мм}^2;$$

$$A_{sp} = \frac{Ne}{\gamma_{sp} R_s (h_0 - a)}$$

$$A_{sp} = \frac{381,37 \cdot 10^3 \cdot 44}{1,15 \cdot 785 \cdot (170 - 50)} = 161,1 \text{ мм}^2.$$

Переріз нижнього поясу армуємо арматурою, що складається з 4Ø14 А400С площею 6,16 см².

2.5.3. Визначення напружень в арматурі нижнього поясу.

Рівень початкового попереднього напруження в арматурі нижнього поясу визначимо з умов: $\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} \leq R_{s,ser}$; $\sigma_{sp} = -\Delta\sigma_{sp} \geq 0,3R_{s,ser}$; $\Delta\sigma_{sp} = 0,05\sigma_{sp}$.

Після підставлення значень $\Delta\sigma_{sp}$ отримаємо:

$$\sigma_{sp,max} = R_{s,ser} / 1,05 = 785 / 1,05 = 747,62 \text{ МПа};$$

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

Приймаємо $\sigma_{sp} = 650 \text{ МПа}$.

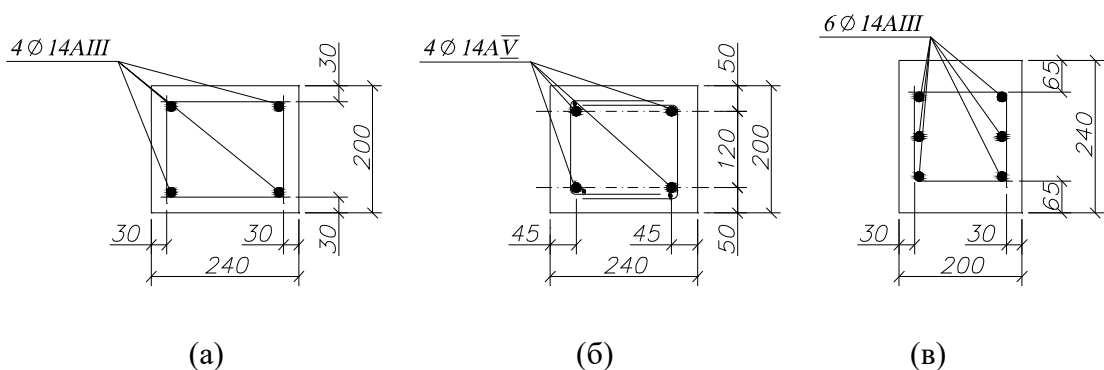


Рис. 2.5.2 Армуння перерізів ферми (а-верхній, б-нижній пояси, в-стійка)

Коефіцієнт точності натягнення арматури: $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$.

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

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

Вирахуємо втрати попереднього напруження при $\gamma_{sp} = 1$. знайдемо перші втрати (до кінцевого обтиснення бетону).

Від релаксації напружень в арматурі

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

Від перепаду між температурою арматури і натягуючого приладдя

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

Від деформацій анкерів

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = (2 \cdot 19 \cdot 10^4) / 19000 = 20 \text{ МПа,}$$

де $\Delta l = 2 \text{ мм.}$

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

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 = 650 - 45 - 81,25 - 20 = 503,75 \text{ МПа.}$$

Зусилля в арматурі A_{sp} з урахуванням втрат $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$

$$P = \sigma_{sp1} A_{sp} = 503,75 \cdot 615 = 309,81 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Напруження в бетоні на рівні центра тяжіння попередньо напруженої арматури з урахуванням втрат $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ при $e_{op1} = 0$ і $A'_{sp} = A_{sp}$

$$\sigma_{bp} = P / A_{red} = 309,81 \cdot 10^3 / 240 \cdot 220 = 5,88 \text{ МПа.}$$

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

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

$$\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp}$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,775 < 0,8.$$

Перевіряємо умову $\sigma_{bp} / R_{bp} = 5,88 / 21 = 0,28 < \alpha = 0,775$.

Умова виконується, тому втрати від швидко натікаючої повзучості

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85 \sigma_{bp} / R_{bp} = 40 \cdot 0,85 \cdot 0,28 = 9,52 \text{ МПа.}$$

Перші втрати

$$\sigma_{11} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 45 + 81,25 + 20 + 13,43 = 159,68 \text{ МПа.}$$

Другі втрати. Втрати від усадки бетону $\sigma_8 = 35 \text{ МПа.}$

Зусилля в попередньо напруженій арматурі з урахуванням перших втрат при $\gamma_{sp} = 1$

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_{l1})(A_{sp} + A'_{sp})$$

$$P_1 = (650 - 159,68) \cdot 615 = 301,5 \text{ кН.}$$

Напруження в бетоні від попереднього натягіння арматури з урахуванням втрат σ_{l1} на рівні центра тяжіння перерізу:

$$\sigma_{bp1} = P_1 / A = 301,5 \cdot 10^3 / 240 \cdot 220 = 5,71 \text{ МПа} > 0.$$

$$\text{Перевіряємо умову } \sigma_{bp} / R_{bp} \leq \alpha = 0,75 \quad 5,71 / 21 = 0,272 < 0,75.$$

Втрати від повзучості бетону при $\alpha = 0,85$

$$\sigma_9 = 150 \alpha \sigma_{bp} / R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,272 = 34,68 \text{ МПа.}$$

Розрахункові зусилля в найбільш завантажених перерізах елементів ферми при $\gamma_f = 1$ і $\gamma_f > 1$

Таблиця 2.6.

Елемент	Вид зусиль і одиниці вимірювань	Зусилля в стержнях від одиничних навантажень	Зусилля в стержнях від діючих навантажень	
		за схемою рис. 2	при $\gamma_f = 1$	при $\gamma_f > 1$
Нижній пояс	М, кН·м	$-8,8 \cdot 10^{-3}$	-6,07/-5,01	-7,25/ –
Стержень	N, кН	4,626	319/277,1	381,37/ –
4-6	Q, кН	$2,06 \cdot 10^{-2}$	–	-1,42
Верхній пояс	М, кН·м	$5,9 \cdot 10^{-3}$	0,41/0,35	0,49/ –
Стержень	N, кН	-5,151	-355,22/-308,54	-424,65/-337,7
1-3	Q, кН	$1,14 \cdot 10^{-2}$	–	0,94
Стійки	М, кН·м	$6,62 \cdot 10^{-2}$	4,56/3,96	5,46/ –
Стержень	N, кН	-0,016	-1,10/-0,96	-1,32/-1,05
2-3	Q, кН	$7,63 \cdot 10^{-2}$	–	6,29

Другі втрати

$$\sigma_{l2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 34,68 = 69,68 \text{ МПа.}$$

Сумарні втрати попереднього напруження

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 159,68 + 69,68 = 229,38 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

Зусилля в попередньо напруженій арматурі з урахуванням всіх втрат при $\gamma_{sp} < 1$

$$P_2 = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{l1}) (A_{sp} + A'_{sp})$$

$$P_2 = 0,9 \cdot (650 - 229,38) \cdot 615 = 232,81 \text{ кН.}$$

2.5.4. Перевірка нижнього поясу на міцність в стадії виготовлення.

$$P_1 = 301,5 \text{ кН} < R_b b h \gamma_{b8} = 21 \cdot 240 \cdot 220 \cdot 1,2 = 1330,56 \text{ кН.}$$

Так як умова виконується, то міцність перерізу нижнього поясу в стадії виготовлення забезпечена.

2.5.5. Перевірка міцності похилих перерізів нижнього поясу на поперечну силу.

Максимальна поперечна і відповідна їй повздовжня сили при $\gamma_f > 1$ діють в перерізі панелі 2-4

$$Q_{2-4} = \bar{Q}F + \bar{Q}P_2$$

$$Q_{2-4} = 3,974 \cdot 10^{-2} \cdot 84,33 + 2,79 \cdot 10^{-4} \cdot 232,81 = 3,41 \text{ кН;}$$

$$N_{2-4} = N_{2-4} F$$

$$N_{2-4} = 4,49 \cdot 84,33 = 378,64 \text{ кН.}$$

Для розтягнутих елементів

$$\varphi_n = -0,2 \frac{N}{R_{bt} b h_0}$$

$$\varphi_n = -0,2 \frac{378,64 \cdot 10^3}{1,17 \cdot 240 \cdot 170} = -1,58.$$

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

Мінімальна поперечна сила, що сприймається бетоном

$$Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0$$

$$Q_b = 0,6 \cdot (1 - 0,8) \cdot 1,17 \cdot 240 \cdot 170 = 5,73 \text{ кН} > Q_{2-4} = 3,41 \text{ кН.}$$

Поперечна арматура $\varnothing 6$ A240C з кроком 200 мм ставиться за конструктивними вимогами.

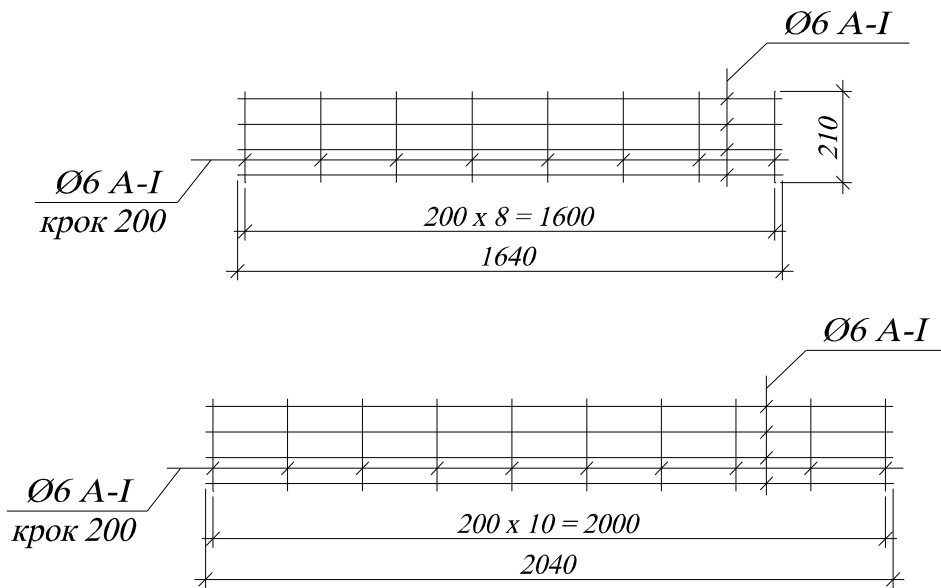


Рис.2.5.3 Армування нижнього поясу

2.5.6. Розрахунок перерізу верхнього поясу.

Найбільші зусилля, що діють в стержні 1-3. При $\gamma_f > 1$ $M_{1-3} = 3,53$ кН·м;
 $N_{1-3} = 429,2$ кН.

Повздовжня сила від дії постійних і довготривалих навантажень при $\gamma_f > 1$ $N_l = 342,8$ кН.

Переріз верхнього поясу армуємо симетричною арматурою класу A400C.

В даному випадку при $e_o = M_{1-3} / N_{1-3} = 3,53 / 429,2 = 0,8$ см < 1 панель 1-3 слід розглядати як стиснений елемент з випадковим ексцентриситетом.

Прийнявши $\varphi = \eta = 1$, отримаємо

$$A_{sp} + A'_{sp} = \frac{N}{n R_{sc}} - \frac{AR_b}{R_{sc}}$$

$$A_{sp} + A'_{sp} = \frac{429,2 \cdot 10^3}{1 \cdot 1 \cdot 365} - \frac{240 \cdot 200 \cdot 17,55}{365} < 0.$$

Відповідно стискаючі зусилля можуть сприйматися тільки бетоном.

Приймаємо симетричну арматуру 2 $\varnothing 12$ A400C [8]

$$\mu = \frac{\sum A_s}{bh} \cdot 100\%$$

$$\mu = \frac{2 \cdot 2,26}{240 \cdot 200} \cdot 100\% = 1,1 \% > 0,005 \%$$

Допоміжні параметри:

Довжина елемента $l = 1,94$ м; розрахункова довжина елементу $l_0 = 0,9$
 $l = 0,9 \cdot 1,94 = 174,6$ см; $l_0/h = 174,6/20 = 8,73$; $N_l/N = 342,8/429,2 = 0,8$; при
 $h \leq 20$ см $\eta = 0,9$; $\varphi_b = 0,905$; $\varphi_r = 0,912$.

$$\alpha = \frac{R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b A}$$

$$\alpha = \frac{365(226 + 226)}{17,55 \cdot 240 \cdot 200} = 0,26.$$

Приведений коефіцієнт повздовжнього прогину

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\alpha$$

$$\varphi = 0,905 + 2 \cdot (0,912 - 0,905) \cdot 0,26 = 0,908 < \varphi_r.$$

Обчислюємо

$$A_s + A'_s = N / \eta \varphi R_{sc} - A R_b / R_{sc}$$

$$A_s + A'_s = \frac{429,2 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,908 \cdot 365} - 240 \cdot 200 \frac{17,55}{365} < 0,$$

тобто міцність перерізу забезпечена за умовою міцності бетону.

Несуча здатність перерізу стержня 1-3

$$\varphi \eta [R_b A + (A_s + A'_s) R_{sc}] = 0,908 \cdot 0,9 \cdot (17,55 \cdot 240 \cdot 200 + 2 \cdot 2,26 \cdot 365) =$$

$$= 689,76 \text{ кН} > N_{1-3} = 429,2 \text{ кН, тобто міцність забезпечена.}$$

2.5.7. Розрахунок опорного вузла ферми.

Похилі перерізи опорного вузла ферми розраховуємо на дію поперечних сил і згинаючих моментів. Похила тріщина AB пересікає попередньо напружену арматуру $A_{sp} = 615 \text{ мм}^2$ ($4\varnothing 14$ А400С) і не напружену арматуру $A_s = 314 \text{ мм}^2$ ($4\varnothing 10$ А400С).

З рисунку знаходимо $\beta = 33^\circ 20'$; $\text{tg } \beta = 0,6545$; $\text{ctg } \beta = 1,53$.

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

$$l_{1p} = 260 + 5 / \text{tg } \beta = 336 \text{ мм} < l_p = 35d = 35 \cdot 14 = 490 \text{ мм};$$

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

де l_p і l_s – нормована мінімальна довжина анкерування.

На опорний вузол діють зусилля:

опорна реакція ферми від дії всіх видів навантажень

$$R_A = Q_{\max} = 0,5 \sum F = 0,5 \cdot 5 \cdot 84,33 = 210,8 \text{ кН};$$

зусилля в панелі 1-3 верхнього поясу: $N_{1-3} = 429,2 \text{ кН};$

зусилля в панелі 1-2 нижнього поясу: $N_{1-2} = \bar{N}_{1-2} F = 4,49 \cdot 84,33 = 378,64 \text{ кН},$

де $\bar{N}_{1-2}$ – зусилля в стержні 1-2 від одиничного завантаження;

граничне зусилля в арматурі A_{sp} :

$$N_{sp} = A_{sp} R_s l_{1p} / l_p$$

$$N_{sp} = 615 \cdot 785 \cdot 336 / 490 = 331,05 \text{ кН};$$

граничне зусилля в ненапруженій арматурі (4Ø10 A400C), що пересікає тріщина AB: $N_s = A_s R_s = 314 \cdot 365 = 114,6 \text{ кН};$

зусилля, що сприймається поперечною арматурою, яку пересікає тріщина

$$N_{\omega} = \frac{N - N_{sp} - N_s}{\operatorname{ctg} 33^{\circ} 20'}$$

$$N_{\omega} = \frac{429,2 - 331,05 - 114,6}{1,53} < 0$$

Так як $N_{\omega} < 0$, то поперечні сили в похилих перерізах опорного вузла повністю сприймаються бетоном.

Назначаємо поперечну арматуру з конструктивних міркувань: загальна кількість поперечних стержнів по довжині проекції перерізу AB $n = 14$; крок $s = 150 \text{ мм}$, переріз поперечної арматури Ø6 A400C ($A_s = 28,3 \text{ мм}^2$).

Для перевірки похилого перерізу AB на дію згинаючого моменту обчислимо:

висоту стисненої зони в похилому перерізі AB

$$x = \frac{N_{sp} + N_s}{R_b b}$$

$$x = \frac{(331,05 + 114,6) \cdot 10^3}{17,55 \cdot 240} = 105,8 \text{ мм};$$

граничне зусилля в прийнятій поперечній арматурі:

$$N_{\omega} = nR_{sw}A_{sw} = 14 \cdot 285 \cdot 28,3 = 112,92 \text{ кН};$$

$$h_{op} = h_{os} = h - a = 880 - 110 = 770 \text{ мм}; \quad c_1 = 120 \text{ мм}; \quad c = 260 \text{ мм};$$

$$l_3 = 1260 \text{ мм}; \quad l_2 = l_3 - c = 1260 - 260 = 1000 \text{ мм};$$

міцність похилого перерізу забезпечена, якщо виконується умова

$$Q_{\max} (l_3 - c_1) \leq N_w \frac{l_2 - 10}{2} + N_s (h_{os} - x/2) + N_{sp} (h_{op} - x/2);$$

$$\begin{aligned} 210,8 \cdot 10^3 \cdot (1260 - 120) &= 240,31 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < 119,92 \cdot 10^3 \cdot (1000 - \\ &100)/2 + 114,6 \cdot 10^3 \times \\ &\times (770 - 142,3/2) + 331,05 \cdot 10^3 \cdot (770 - 142,3/2) = 401,09 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}, \\ &\text{тобто умова задовольняється [6].} \end{aligned}$$

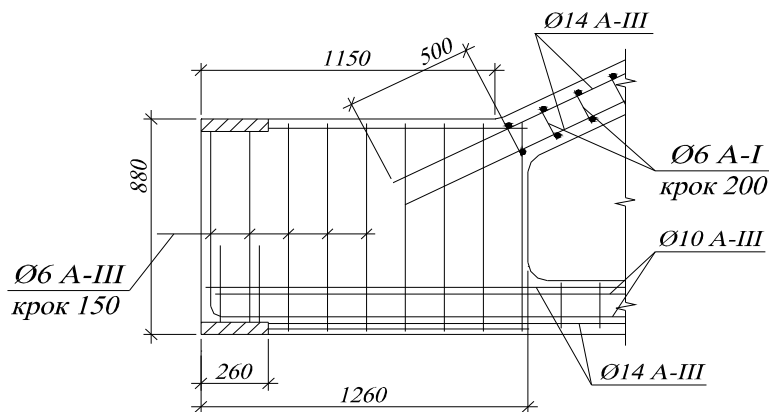


Рис.2.5.4 Опорний вузол ферми.

3. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1. Основи будівель та споруд. Загальні відомості

Основи будівель та споруд – це масив ґрунту, який сприймає навантаження від фундаментів і при цьому деформується [10].

Ґрунти, які складають основи будівель та споруд, залягають найчастіше у вигляді прошарків, неоднорідних за складом і властивостями. На ґрунтові основи діють різноманітні силові та несилові навантаження і впливи: силові – власна вага і вага будівель та споруд; несилові – температурні, інфільтрація поверхневих і техногенних вод тощо. Ґрунтові основи являють собою дисперсне середовище, в порах якого знаходиться вода і газ. Воно реагує на зовнішні сили як складна трифазна система, деформації якої продовжуються, як правило, і після прикладення навантаження, а механічні властивості змінюються в процесі ущільнення. Закони деформацій різних класів, груп, типів і видів ґрунтів суттєво відрізняються. Все це визначає необхідність інженерно-геологічних і гідрогеологічних досліджень характеру ґрунтів та їх фізико-механічних характеристик.

Основні вимоги до основ будівель та споруд – це загальна стійкість масиву ґрунту від впливів природних і техногенних факторів і навантажень, які передаються фундаментами будівель та споруд на ґрунтові основи.

Несуча здатність ґрунтових основ – це загальне максимальне навантаження від фундаменту, яке можуть витримати ґрунтові основи без руйнування та надмірного ущільнення. Величина несучої здатності основ, поділена на площу фундаменту, визначає граничний опір основ.

При втраті основами несучої здатності у будівель та споруд, які передають основам домінуюче зсувне навантаження, відбувається зсув, пов'язаний з різкими прогресуючими переміщеннями із захватом частини масиву ґрунту основ або безпосередньо по підшві фундаменту. У будівель та споруд, які спираються на фундаменти мілкового закладання і передають основам домінуюче вертикальне навантаження, відбувається випирання

грунту основ із-під фундаменту і пов'язане з цим різке, прогресуюче наростання вертикальних переміщень. У будівель та споруд з фундаментами глибокого закладання зростання осадок відбувається одночасно із збільшенням навантажень.

Несуча здатність ґрунтових основ залежить [10]: від опору ґрунту зсуву; розмірів і форми фундаментів; глибини закладання фундаментів; характеру навантажень (статичних, динамічних); ексцентриситету і значення її горизонтальної складової від дії конструкцій будівель та споруд; жорсткості фундаменту, що впливає на характер розподілу напруг і деформацій у ґрунтових основах.

3.2. Інженерно-геологічні умови майданчика

Рельєф будівельної ділянки спокійний [2]. Гідрологічні умови площі комбінату характеризуються наявністю безнапірного водоносного горизонту. Глибина залягання рівня підземних вод (РПВ) становить 5 м.

Інженерно-геологічні умови майданчика характеризуються витриманим горизонтальним заляганням шарів ґрунту. В таблиці 3.1 приведені основні фізичні показники ґрунтів.

Таблиця 3.1

№	Тип ґрунтів (зверху до низу)	Товщина шару, м	Глибина до РПВ, м	γ_s кН/м ³	γ кН/м ³	w	I_L	φ_{II} град	C_{II} , кПа	E , МПа
1	Рослинний шар	0,4	4,0	—	15,1	—	—	—	—	—
2	Суглинок	3,0		27,2	18,3	0,20	0,40	20	20	18
3	Пісок середньої крупності	3,0		26,6	20,3	0,22	—	38	0	45
4	Глина	15,0		27,6	18,3	0,13	0,30	19	56	21

Інженерно-геологічні процеси на території забудови не розвиваються, тому впливу на основи і фундаменти, будинок в цілому не має. Зміна властивостей основи на період експлуатації не прогнозується.

3.3. Фундаменти. Загальні відомості

Фундамент – це підземна чи підводна частина будівлі або споруди, конструкції якої сприймають і передають на ґрунтові основи навантаження від вищерозміщених частин будівлі, бічного тиску ґрунту і нерівномірних його деформацій. Нижню площину фундаменту, яка стикається з ґрунтом основ, називають підшовою. Відстань від поверхні планування до підшови – це глибина закладання фундаменту. Фундаменти поділяють на фундаменти мілкого та глибокого закладання [10].

Фундаменти мілкого закладання мають такі особливості: навантаження на основи передаються в основному через підшову фундаменту; співвідношення зовнішніх розмірів (висоти і ширини) складають не більше 4, що дозволяє розглядати такі фундаменти при їх повороті, як жорсткі конструкції; фундаменти влаштовують у відкритих котлованах або в порожнинах, утворених у масивах ґрунту.

Фундаменти глибокого закладання мають такі особливості: навантаження передається на основи через підшову і бокову поверхню; співвідношення зовнішніх розмірів більше 4; їх влаштовують шляхом заглиблення в ґрунтовий масив або в порожнини, розташовані в масиві. До цих фундаментів відносять палі та опори глибокого закладання.

Тип фундаменту – мілкого або глибокого закладання, так як і його конструкцію, визначають на основі техніко-економічного порівняння варіантів з урахуванням інженерно-геологічних умов площадки, виду споруди, розміру і характеру навантажень, виробничих можливостей будівельної організації.

Фундаменти мілкого закладання за конструктивним рішенням та формою класифікують на: стрічкові та переривчасті під несучі та самонесучі

стіни, а також під окремі стовпи та системний ряд колон; стовпчасті під стіни і колони; суцільні у вигляді плоских і ребристих плит; масивні. За технологією виготовлення фундаменти можуть бути монолітними, збірними або збірно-монолітними. За видом будівельного матеріалу – бетонними, залізобетонними, бутобетонними і кам'яними. Найбільше розповсюдження в сучасному будівництві фундаментів отримали бетон і залізобетон, що здатні забезпечити високу міцність, волого- і морозостійкість та довговічність цих конструкцій. Використання таких матеріалів дозволяє механізувати процес їх виготовлення.

Стрічкові фундаменти під стіни виготовляють у вигляді безперервних стрічкових конструкцій, які повторюють в плані конфігурацію стін. Конструкція включає нижню стрічку прямокутної або сходової форми і фундаментну стіну. В будівлях з підвалами стіна фундаменту одночасно є стіною підвалу. Ширину подошви фундаменту визначають на основі розрахунку в залежності від навантаження і властивостей ґрунту, товщину стін підвалу – від міцності матеріалу стін, гідроізоляційних та теплотехнічних вимог і конструктивних особливостей споруд.

Кам'яні стрічкові фундаменти виготовляють з глиняної суцільної випаленої цегли, буту, тесаного природного каменю і каменів неправильної форми. Марка цегли, буту і каменю повинна бути не менше 50. Кладку кам'яних фундаментів виконують на цементно-піщаному розчині. Бутову кладку фундаменту виконують двома способами – під лопатку або під залив. Для створення декоративної поверхні стінки з бутового каменю, наприклад, цоколя будівлі, здійснюють циклопічну кладку: її ведуть під лопатку з таким розташуванням каменів зовнішньої версти, щоб забезпечити перев'язування з внутрішньою верстою або забутою і створити відповідний малюнок із швів між каменями. Кладку виконують під розшивку (ширина шва 20...40 мм), надаючи швам відповідної трикутної або валикової форми.

Збірні стрічкові фундаменти складаються з фундаментних залізобетонних плит, які утворюють суцільну нижню стрічку, і стінових

бетонних блоків або цокольних панелей стін. Фундаментні плити виготовляють суцільними, а стінові бетонні блоки – суцільними, пустотілими або з місцевими заглибленнями.

Стовпчасті фундаменти під колони виконують у монолітному або збірному варіантах. Монолітні включають плитну частину уступчастої форми і підколінник. Стикування збірних колон з фундаментом здійснюють за допомогою заглиблення і бетонування колони в фундаментному блоці стаканного типу; монолітних – з'єднанням арматури колон з випусками із фундаменту та омонолічуванням; сталевих – кріпленням бази колони анкерними болтами. Збірні фундаменти можуть складатися з одного або декількох елементів. Залізобетонні плити збірних фундаментів повинні спиратись на бетонну або піщану підготовку товщиною 100 мм, монолітних – на бетонну підготовку. Доцільно зводити фундаменти на проміжній підготовці змінної жорсткості в плані. В цьому випадку контактний тиск трансформується таким чином, що найбільша його частина концентрується під бетонною частиною підготовки. Це дозволяє передавати більший тиск на ґрунтові основи, що знижує на 20...30% об'єм фундаменту.

Плитні фундаменти зводять під усією будівлею або її частиною. Основними конструктивними типами є: безбалочна плита із спиранням колон на встановлені на ній збірні стакани; безбалочна плита з монолітними стаканами; ребриста плита або плита коробчатого перерізу. Плитні фундаменти проектують для висотних будівель каркасної, стовпчастої з ядром жорсткості та оболонкової конструктивних систем з великими навантаженнями на фундаменти [10].

Пальові фундаменти – це повністю або частково заглиблені в ґрунт забивні або виготовлені в ґрунті стрижньові конструкції (стовпи, бруси), які передають навантаження від будівлі або споруди на ґрунтові основи. Конструктивно пальові фундаменти складаються з паль, оголовків паль та ростверку. Традиційно палі застосовують для передачі навантаження від будівлі через слабкі ґрунти на більш заглиблені міцніші але їх

використовують і в міцних ґрунтах для зменшення обсягів земляних робіт при зведенні підземної частини будівлі.

У практиці будівництва використовують понад 150 типів паль, які класифікують: за матеріалом – дерев'яні, бетонні, залізобетонні, сталеві; за характером статичної роботи – палі-стояки і висячі палі; за способом виготовлення: виготовлені заздалегідь, з подальшим їхнім заглибленням у ґрунт; монолітні палі, які виготовляють на місці експлуатації; комбіновані палі тощо.

Заздалегідь виготовлені палі – це різні за формою і конструктивними особливостями палі, виготовлені на заводах, доставлені на будівельний майданчик і будь-яким методом заглиблені в ґрунт. Серед них циліндричні, призматичні, пірамідальні, з жорстким потовщенням стовбура, з розширенням стовбура, що розкривається, з гвинтовим розширенням стовбура. Заглиблення в ґрунт виготовлених заздалегідь паль виконують різними способами: забивають, вдавлюють за допомогою вібрації або розмиву ґрунту водою та загвинчують.

З конструкцій забивних паль найбільше поширення отримали залізобетонні палі: призматичні суцільного квадратного перерізу, квадратного перерізу з круглою порожниною і порожнисті циліндричні. Ці типи паль виготовляють з урахуванням державних стандартів. Палі суцільні квадратні випускають перерізом від 200х200 мм до 400х400 мм, довжиною 3...16 м при ненапруженій арматурі та 3...20 м, при напруженій арматурі.

Металеві палі, які використовують рідко, виготовляють із сталевих труб діаметром 200...800 мм. В окремих випадках сталеві гвинтові палі використовують на будівництві щоглових споруд.

До монолітних паль, які виготовляють на будівельному майданчику створенням свердловини в ґрунті та заповненням її бетоном, належать: буронабивні, пневмотрамбовані, часто трамбовані, віброштамповані, буронабивні з поліпшеною основою, буронабивні з розширенням, камуфлетні, у витрамбованих котлованах, буроін'єкційні. Для таких паль

утворюють свердловини діаметром 400...1200 мм, глибиною 8...20 м і навіть 40 м, які заповнюють бетоном. За потреби в забетоновану свердловину вдавлюють арматурний каркас та формують оголовок палі.

До комбінованих належать палі, конструкція і технологія яких містять елементи, виготовлені заздалегідь, з подальшим їхнім заглибленням, і елементи, які виготовляють на місці. Серед них: буроопускні, комбіновані камуфлетні зі збірним стовбуром та ін'єкційні анкерні.

У нашій країні використовують в основному забивні палі. Незважаючи на тенденцію поширення використання буронабивних паль, їх об'ємна вага в цілому по Україні в загальному обсязі всіх видів паль складає 10...15%.

У залежності від властивостей ґрунтів, які залягають під нижніми кінцями паль, палі поділяють на палі-стояки, які спираються на щільний і міцний ґрунт, і висячі палі, які ущільнюють ґрунт і передають навантаження на ґрунт як нижнім кінцем, так і своєю боковою поверхнею за рахунок тертя.

У залежності від виду і величини навантаження, яке діє на пальовий фундамент, палі розміщують: по одній – під окремі опори; рядами – під стінові конструкції; куцями – під колони; пальовими полями – під будівлі та споруди малої площі із значним вертикальним навантаженням. Палі розміщують рядами або в шаховому порядку. Конструктивно відстань між осями паль приймають не менше трьох діаметрів або розмірів перерізів паль.

Пальові ростверки – це плити із бетону або залізобетону, які об'єднують оголовки паль та забезпечують їх сумісну роботу. Якщо ростверк лежить на ґрунті, то фундаменти називаються пальовими з низьким ростверком, а якщо він знаходиться вище рівня спланованого ґрунту – з високим ростверком. Палі в ростверках можуть зароблятися жорстко або шарнірно. При жорсткій заробці оголовки паль заходять в ростверк на висоту 300 мм, при шарнірній на 50...100 мм. При наявності горизонтальних навантажень палі необхідно заробляти жорстко. Після заглиблення забивних паль в ґрунт верхню зруйновану частину паль зрізають і підсилюють збірними або монолітними залізобетонними оголовками, які об'єднують

ростверком у вигляді куща, стрічки або поля. В деяких випадках оголену арматуру оголовків паль зварюють з арматурою монолітних ростверків.

Глибину закладання фундаментів приймають з урахуванням: призначення і конструктивних особливостей будівель (наявності підвалу); навантажень і впливів на фундаменти; існуючого рельєфу території; інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов площадки будівництва; глибини сезонного промерзання ґрунтів.

Фундаменти будівлі або споруди під зовнішні несучі конструкції закладають на одному рівні.

Глибину закладання фундаментів будівель та споруд за умовами недопущення морозного здимання ґрунтів основ призначають (від рівня планування): для скельних, напівскельних, великоуламкових і крупних та середньої крупності пісків – без врахування глибини сезонного промерзання; для дрібних і пилюватих пісків, супісків, суглинків, глинистих та крупноуламкових ґрунтів, які утримують у воді заповнювач із частинками розміром менше 0,1 мм та більше 30% за вагою, – не менше розрахункової глибини промерзання ґрунту (конструктивно – глибина промерзання плюс 150...200 мм). З метою зменшення товщини промерзання ґрунту, на ущільнений шар гравію по периметру всіх фундаментів будівлі з боку вимощення укладають смугу утеплювача шириною 600 мм. Глибина закладання фундаменту в цьому випадку повинна бути не менше 600 мм від рівня спланованого будівельного майданчика. Відносно маловологі глинисті ґрунти при промерзанні не дають недопустимих деформацій, проте глибину закладання фундаментів слід призначати, виходячи з можливих умов зволоження.

При конструюванні фундаментів необхідно керуватися такими правилами: товщина стіни першого поверху не повинна перевищувати товщину верхньої частини фундаменту більше ніж на 200 мм; ділянку стіни, розташовану безпосередньо над обрізом фундаменту необхідно армувати сітками; перехід від однієї глибини закладання фундаментів до другої

необхідно здійснювати уступами; при щільних ґрунтах відношення висоти уступу фундаменту до його довжини повинно бути не більше 1:1, а висота уступу – не більше 1000 мм; при нещільних ґрунтах відношення висоти уступу до його довжини повинне бути не більше 1:2, а висота уступу не більше 500 мм; підширення кам'яних фундаментів до підшви здійснюють уступами; висота уступу приймається не менше 300 мм; у фундаментах і стінах підвалів товщину стін з бутової кладки приймають не менше 500 мм, а стовпів – не менше 600 мм.

Стіна в ґрунті – це інженерна споруда, призначена для зведення, глибоких фундаментів і заглиблених у ґрунт споруд різного призначення. Спосіб "стіна в ґрунті" використовують при зведенні фундаментів під тяжкі будівлі та споруди, підземних частин і конструкцій будівель, будівництві підземних гаражів та паркінгів, переходів і розв'язок на автомобільних дорогах, водогінних і каналізаційних інженерних споруд.

Спосіб "стіна в ґрунті" полягає у влаштуванні стін із монолітного чи збірного залізобетону або протифільтраційного матеріалу у вузьких і глибоких траншеях. У процесі розробки ґрунту стійкість стін траншей забезпечують їх заповненням глинистими розчинами (суспензіями), які мають тиксотропні властивості. Після розробки траншеї заданих розмірів (400...1000 мм) глинистий розчин заміщують бетонною сумішшю, збірними залізобетонними конструкціями або протифільтраційним матеріалом. Спосіб досить ефективний в умовах щільної забудови міст, тому що дозволяє будувати підземні споруди поблизу існуючих будівель без порушення їх стійкості.

3.4. Збірний залізобетонний фундамент під окремо стоячу колону

У бакалаврській роботі передбачається для промислової будівлі використовувати збірний залізобетонний фундамент під окремо стоячу колону [3, 16]. Фундаменти під колони каркасних будівель виконують із

залізобетонних елементів, які складаються з подушки і фундаментного стовпа або з блоку стаканного типу.

Фундамент по осі “1”.

На рівні верха фундаменту від колони передаються розрахункові зусилля:

$$M = 502,66 \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad N = 1564,9 \text{ кН}; \quad Q = 69,07 \text{ кН};$$

Комбінація при $N_{\max}$ в даному випадку співпадає з комбінацією $M_{\min}$.

Навантаження від ваги стін до відмітки 7,8 м приведена в табл. 3.2. частина стіни вище відмітки 7,8 м спирається на колону і навантаження від неї враховані при розрахунку поперечної рами.

Відстань від лінії дії навантаження від стіни до осі фундаменту (що співпадає з віссю колони) $e_w = -0,5(0,2+0,8) = -0,5 \text{ м}$.

Збір навантаження на фундамент по осі “1” виконано згідно **ДБН В.1.2-2:2006**. „Навантаження і впливи” [1](табл. 3.2).

Таблиця 3.2

№	Елементи конструкції	Навантаження, кН при $\gamma_f = 1$	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f	Розрахункове навантаження при $\gamma_f > 1$, кН
1	Фундаментні балки	27,5	1,1	30,3
2	Стінові панелі підвіконної частини (2,22 кН)	30,4	1,1	33,4
3	Заповнення віконних отворів (0,5 кН)	37,6	1,1	41,4
	Всього	95,5	—	105,1

4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

4.1. Загальні відомості

Сучасне будівельне виробництво не можна уявити без значних обсягів робіт, які виконують монтажники. У процесі зведення житлових, громадських і промислових будівель виконуються різні монтажні роботи зі встановлення збірних будівельних конструкцій та деталей у проектне положення.

До початку монтажних робіт здійснюють підготовчі роботи, до яких належать: підготовка будівельних майданчиків; прокладання доріг для транспорту, обладнання складів збірних конструкцій, матеріалів; установа монтажного обладнання; облаштування різних комунікацій; забезпечення будівельного майданчика тимчасовими побутовими приміщеннями і т. д.

За умов інтенсивної індустріалізації будівництва монтаж будівельних конструкцій є основним технологічним процесом, в якому використовуються заздалегідь виготовлені елементи та вузли [17].

4.2. Структура комплексного процесу монтажу

Структура комплексного процесу монтажу будівельних конструкцій складається з транспортних, підготовчих і власне монтажних процесів.

Транспортні процеси: доставлення конструкцій на об'єкт; розвантаження; складування; перевірка якості, розмірів та маркування; облік комплектності.

Підготовчі процеси [17]: укрупнення монтажних вузлів (за потреби); тимчасове посилення конструкцій (за потреби); облаштування конструкцій; приймання та перевірка правильності улаштування фундаментів; очищення місць установа конструкцій від бруду, обмерзання і под.

Монтажні процеси: розмічування місць установа кондукторів, риштувань, улаштування постелі з розчину; стропування конструкцій;

установлення конструкцій, вивірення та тимчасове їх закріплення; зняття стропів; остаточне вивірення та закріплення; зняття тимчасового закріплення; розшивання швів та оброблення стиків.

4.3. Технологія монтажних процесів

До початку монтажного процесу потрібно підготувати місце, де виконуватиметься цей процес.

Оскільки монтаж пов'язаний із використанням відповідних пристосувань (кондукторів, струбцин, підкосів, розчалок, драбин) та інструментів, потрібно, щоб до початку робіт вони були на робочому місці.

Безпосередньо перед подаванням конструкції на монтаж готують місце, куди її буде поставлено. Його очищують від бруду та сміття, на опорні конструкції наносять установлювальні риски, улаштовують постіль із розчину. Шов, утворений постіллю, має бути міцним, суцільним, без тріщин і пропусків, мати однакову товщину по всій довжині.

Стропування, встановлення, вивірення та тимчасове закріплення.

Подавання деталі до місця монтажу полягає в тому, що такелажник закріплює її на гаку крана.

Усі сигнали під час стропування, піднімання та переміщення подає такелажник; під час приймання на робочому місці – бригадир, ланковий чи спеціально призначений сигнальник.

Після установлення деталі її слід вивірити, тобто надати деталі проектного положення.

За вільного методу монтажу змонтовану деталь вивіряють за допомогою монтажних пристроїв і підкосів, струбцин, кондукторів, домкратів. Після надання деталі правильного проектного положення її тимчасово закріплюють тими самими пристроями.

Надання змонтованій деталі проектного положення та її тимчасове закріплення – це основні операції, які виконують монтажники.

Після тимчасового закріплення деталей звільнюють від стропів, траверс чи захоплювачів. Огороджувальні конструкції в каркасних будівлях і панелі покриттів в одноповерхових промислових будівлях монтують без тимчасового закріплення, одразу приварюючи їх до несівних конструкцій.

Остаточне вивірення полягає в перевірці відповідності положення змонтованої деталі проектним позначкам. Це одна із найвідповідальніших операцій, яка визначає якість монтажу і довговічність будівлі.

Постійне закріплення залежить від матеріалу, з якого виготовлені деталі, виду їх з'єднання та конструкції стиків і вузлів.

Постійне закріплення залізобетонних деталей у стиках може бути: монолітним на випусках арматури, монолітним безарматурним і зварним на закладних деталях.

Тип стику визначає технологію його виконання. Тільки після постійного закріплення дозволяється знімати монтажні пристрої.

Антикорозійний захист зварних з'єднань виконують нанесенням на металеві деталі металізаційних, полімерних або комбінованих покриттів. Захист здійснюють двічі: перший – на заводі під час застосування закладних деталей, другий – на будівництві після монтажу та накладання швів.

Замонолічування швів та стиків розчином чи бетонною сумішшю виконують після приймання зварних з'єднань і нанесення антикорозійного покриття.

4.4. Засоби механізації монтажних робіт і захоплювальні пристрої

У будівельному виробництві значну роль відіграють машини. Сучасне будівельне виробництво поступово перетворюється на комплексно-механізований монтаж об'єктів з уніфікованих елементів промислового виготовлення.

З технологічного погляду монтажні машини доцільно класифікувати за їх мобільністю та основною технологічною ознакою монтажної зони, яку вони здатні обслуговувати безперервно.

За цими ознаками монтажні машини поділяють на дві основні групи: пересувні (баштові крани, самохідні автомобільні пневмоколісні та гусеничні крани) та стаціонарні (щоглово-стрілові крани, крани-щогли, стрілові та тросові підйомники).

4.5. Монтажні пристосування і такелажне обладнання

До монтажних пристосувань для вивірення та тимчасового закріплення конструкцій належить велика кількість кондукторів, розчалок, підкосів, тимчасових в'язів і фіксаторів [19].

Під час монтажу колон їх вивірення та тимчасове закріплення здійснюють за допомогою клинів, клинових вкладишів і кондукторів. Розпірки широко використовують для тимчасового закріплення ферм, арок, стінових панелей, перегородок; підкоси – для кріплення колон, рам і стінових панелей. В'язі – це пристосування для тимчасового кріплення стінових панелей до колон.

Процес кріплення монтажного елемента до гака крана здійснюється за допомогою такелажного (вантажозахоплювального) обладнання. Для цього користуються стропами, траверсами і захоплювачами.

Найпоширенішими пристроями є стропи. Їх виготовляють із сталевих гнучких канатів. Залежно від типу вантажів вони поділяються на універсальні, полегшені, одно- та багатогілкові.

Траверси – балки чи трикутні ферми з підвішеними до них стропами. Застосовують траверси під час монтажу елементів, що мають великі розміри (ферми, балки, ригелі), для одночасного подавання на монтаж кількох залізобетонних плит покриття та під час монтажу об'ємних блоків.

Пристрої, якими кінці стропа прикріплюються до елементів, називаються захоплювачами.

4.6. Організація монтажних процесів

Монтажні роботи – це комплексний процес механізованого зведення об'єктів з елементів заводського виготовлення. Розрізняють кілька методів монтажу [23].

Залежно від ступеня укрупнення: дрібноелементний, поелементний, блоковий, спорудами у складеному вигляді.

Залежно від послідовності встановлення конструкцій та суміщення монтажу з технологічно суміжними роботами: диференційний – послідовне встановлення однотипних конструкцій у межах ділянки чи захватки; комплексний – послідовний монтаж різнотипних конструкцій у межах однієї чи кількох ділянок; комбінований – поєднання двох попередніх.

Залежно від технологічних особливостей і конструктивних характеристик об'єкта: нарощування – послідовне складання конструкцій знизу вгору; підрощування – монтаж ведуть у такій послідовності: спочатку на нульовій позначці складають найвищий ярус споруди, піднімають його і підводять під нього наступний, з'єднують з попереднім і піднімають уже разом і т. д.

У процесі піднімання зі складними переміщеннями у просторі конструкцію піднімають, переміщують краном у горизонтальному напрямку та опускають у проектне положення. Цей метод широко застосовують у процесі зведення промислових і цивільних споруд із залізобетонних, металевих і дерев'яних конструкцій.

Під час повороту конструкцію нижнім кінцем обпирають на фундамент або з'єднують із ним. Піднімання відбувається за рахунок повороту відносно грані опори чи шарніра, який встановлено на ній. Цей метод застосовують для монтажу колон, димових труб, радіощогл, опор ліній електропередач.

Під час повороту з ковзанням конструкцію укладають верхнім кінцем до опори, а нижній закріплюють на спеціальному візку. Водночас із підніманням верхнього кінця конструкції візок з нижнім кінцем переміщується в напрямку до опори доти, доки конструкцію не буде встановлено в проектне положення.

Насування використовують для встановлення на опори конструкцій, які складено на майданчику. Горизонтальне переміщення конструкцій виконують по спеціальних доріжках, коліях або напрямних на рівні проектного

положення конструкції. Цей метод застосовують для встановлення кроквяних ферм, укрупнених блоків покриттів, реконструкції споруд, коли стару споруду демонтують, а на її місце насувають нову.

4.7. Монтаж елементів залізобетонних конструкцій

До початку монтажних робіт виконують розбивання і закріплення осей, перевірку позначок основи, вирівнювання та підготовку основи.

Фундаменти стаканного типу. По периметру будівлі чи в її кутах установлюють огорожі і натягують між ними дріт, який визначає положення осей. За допомогою виска переносять на дно виїмки точки перетину осей.

Від цих точок відмірюють проектне положення зовнішньої грані фундаментного блока в чотирьох напрямках і закріплюють це положення кілками. На бічних гранях фундаменту по осях наносять фарбою риси під час монтажу суміщують із забитими кілками. Монтаж, як правило, здійснюють від одного торця будівлі до другого. Після монтажу за допомогою теодоліта й нівеліра перевіряють правильність їхнього положення.

Склад робіт [23]: 1) приготування постелі із розчину чи часткове вирівнювання готової гравійної (піщаної) основи; 2) встановлення фундаментів; 3) вивірка правильності установки; 4) обробка швів розчином.

Склад ланки для виконання робіт: монтажник конструкцій 4-го розряду – 1, 3-го розряду – 1, 2 – розряду – 1; машиніст крану 6-го розряду – 1.

Монтаж колон. Колони встановлюють у проектне положення на фундаменти по рисках, які нанесено заздалегідь. Колони в стаканах фундаментів тимчасово закріплюють за допомогою кондукторів або дерев'яних чи металевих клинів. Колони заввишки понад 10 м додатково закріплюють канатами-розчалками.

Високі колони перед підніманням облаштовують монтажними драбинами і помостами на рівні підкранової консолі та на рівні оголовка колони. Після

інструментальної перевірки стики бетонують. У разі закріплення колон кондукторами стики бетонують одразу на всю висоту. У випадку закріплення клинами стик заповнюють до низу клинів, після того як міцність бетону досягне 50 % проектної міцності, клини видаляють і стик заповнюють бетонною сумішшю до верху стакана.

Склад робіт: 1) вирівнювання дна стакана (при необхідності) з промивкою та очисткою стаканів; 2) встановлення колони; 3) вивірка і тимчасове закріплення; 4) зняття тимчасового кріплення.

Склад ланки для виконання робіт: монтажник конструкцій 5-го розряду – 1, 4-го розряду – 1, 3-го розряду – 2, 2 – розряду – 1; машиніст крану 6-го розряду – 1.

Монтаж підкранових балок. До початку монтажу на консолях колон наносять риси поперечних і поздовжніх осей, а на внутрішньому боці колони – риску позначки верху балки. На торцях балок перед їх підніманням також наносять риси поздовжніх геометричних осей. Правильність установлення балки контролюють, суміщаючи риси на балці та колоні, а якщо балку встановлено раніше – за рисками на її торці. Постійне закріплення балок і замонолічування стиків виконують після геодезичної перевірки всіх балок у прогоні або на ділянці між температурними швами.

Монтаж ригелів і балок. Ригелі та балки укладають на консолі бо приварені до колон металеві столики з суміщенням осевих рисок. Зварювання ригелів і балок з колонами виконують безпосередньо після їх укладання.

Склад робіт: 1) влаштування постелі із розчину (при необхідності); 2) встановлення елементів; 3) вивірка і тимчасове закріплення; 4) зняття тимчасового кріплення.

Склад ланки для виконання робіт: монтажник конструкцій 6-го розряду – 1, 5-го розряду – 1, 4-го розряду – 1, 3-го розряду – 1, 2 – розряду – 1; машиніст крана 6-го розряду – 1.

Монтаж плит покриття. Плити покриття в кожній чарунці, як правило, монтують услід за черговою кроквяною фермою чи балкою. Порядок і напрямок

монтажу плит указано у ПВР. Якщо подібних указівок немає, плити рекомендується встановлювати в такій послідовності: у безліхтарних покриттях – від одного краю покриття до іншого; у прогонах, які примикають до раніше змонтованих, – від змонтованого покриття до вільного кінця.

Плити приварюють до закладних деталей ферм одразу після їх установлення. За наявності ліхтарів монтаж здійснюють вправо і вліво від ліхтаря, по ліхтарю напрямок довільний.

Склад робіт: 1) приготування постелі із розчину; 2) піднімання та улаштування плит; 3) вивірка і виправлення положення плит; 4) кріплення плит анкерами до стін (в цегляних будівлях) і між собою.

Склад ланки для виконання робіт: монтажник конструкцій 4-го розряду – 1, 3-го розряду – 2, 2 – розряду – 1; машиніст крана 6-го розряду – 1.

Монтаж огорожувальних конструкцій одноповерхових промислових будівель [23]. Зовнішні стінові панелі встановлюють на ділянках у межах температурного шва. Для цього стіни ділять на захватки, довжина яких дорівнює одному, двом або кільком крокам колон. Панелі встановлюють знизу вгору на всю висоту будівлі. Стропи знімають з установленної панелі тільки після постійного закріплення її низу і тимчасового закріплення верху.

Склад робіт: 1) влаштування постелі із розчину з розкладкою маяків; 2) піднімання та встановлення панелей; 3) вивірка і тимчасове закріплення; 4) підшивка горизонтального шва розчином; 5) зняття тимчасового кріплення.

Склад ланки для виконання робіт: монтажник конструкцій 5-го розряду – 1, 4-го розряду – 1, 3-го розряду – 1, 2 – розряду – 1; машиніст крана 6-го розряду – 1.

4.8. Підбір крана за технічними показниками

Основними технічними параметрами монтажних кранів є: вантажопідйомність, висота вильоту стріли, які є необхідними для задоволення відповідних монтажних характеристик елементів конструкцій: максимальної монтажною ваги, монтажною висоти та необхідного монтажного вильоту стріли крану [23].

Монтажна вага конструкції – знаходиться для найтяжчих елементів як сума ваги елемента, що монтується та ваги обладнань монтажною оснастки.

$$Q_M = Q_e + Q_o \text{ (т)},$$

де Q_e - вага елементів, що монтуються (т);

Q_o – прикладна вага оснастки в залежності від ваги елемента, що монтується (т).

Знайдемо монтажну вагу колони:

$$Q_e = 10,6 \text{ т}; \quad Q_o = 0,4 \text{ т}; \quad Q_M = 10,6 + 0,4 = 11,0 \text{ (т)}.$$

Монтажна висота конструкції – знаходиться для найвищого вертикального елемента та горизонтального елемента, що знаходиться на найвищій відмітці об'єкта.

$$H_M = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 \text{ (м)},$$

де h_1 – висота від рівня стоянки крану до рівня опори елемента, що монтується;

h_2 – висота підйому елемента над опорою при його монтажі (0,5-1,0 м);

h_3 - власна висота елемента, що монтується, м;

h_4 – висота захватного устаткування над конструкцією, м.

Знайдемо монтажну висоту колони:

$$h_1 = 0 \text{ м}; \quad h_2 = 1,0 \text{ м}; \quad h_3 = 13,65 \text{ м}; \quad h_4 = 2 \text{ м};$$

$$H_M = 0 + 1,0 + 13,65 + 2 = 16,65 \text{ м}; \quad H_M = 16,65 \text{ м};$$

В результаті проведених розрахунків для монтажу колон підбираємо кран марки СГК-30/10М (гусеничний). Характерні показники крану: довжина стріли – 20 м, виліт стріли – 18 м (макс.) та 6 м (мінім.), висота підйому крюка – 19 м (макс.) та 10,8 м (мінім.), вантажопідйомність – 20 т (макс.) та (5,8 мінім.).

5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

5.1. Проектування будівельних генеральних планів

Спорудження об'єкта у встановлені терміни з дотриманням техніки безпеки і вимог до якості робіт багато в чому визначається якістю рішень по організації будівельного майданчика [23].

Організація будівельного майданчика в цілому визначається рішенням великої кількості технологічних, організаційних і соціологічних задач по спорудженню об'єкта на різних стадіях його будівництва.

До технологічних задач звичайно відносять вирішення питань механізації основних будівельно-монтажних робіт і розміщення засобів механізації в різні періоди будівництва об'єкта.

Організаційними задачами є вибір і розміщення об'єктів будівельного господарства, включаючи організацію транспорту, складського господарства, електро-, енерго- і водопостачання, зв'язку і сигналізації, адміністративно-побутового обслуговування, а також інших тимчасових об'єктів виробничого призначення.

Соціологічні задачі спрямовані на забезпечення побутового, культурного і медичного обслуговування учасників будівництва.

Завершальним проектним документом організації будівельного майданчика при спорудженні об'єкта є будівельний генеральний план (будгеплан).

Будгеплани розробляються в складі проекту організації будівництва (ПОБ) і у складі проекту виконання робіт (ПВР). Практично ці будгеплани відрізняються тільки деталізацією рішень по організації будівельного майданчика. В усіх випадках будгеплан розробляють, виходячи з таких основних принципів [23]:

- мінімальна площа, економічність будівництва й експлуатації тимчасових інженерних комунікацій;
- мінімум витрат на будівельне господарство за рахунок використання

існуючих будинків і комунікацій, а також таких, що будуються;

- організація найраціональніших вантажопотоків на майданчику з мінімальним числом перевантажень і комплексною механізацією вантажно-розвантажувальних, складських і транспортних робіт;

- розміщення виробничих установок на найкоротшій відстані від місць спорудження об'єкта;

- розміщення по можливості тимчасових будинків, споруд, мереж і установок на вільних майданчиках для їх експлуатації протягом усього будівництва без перенесення;

- забезпечення раціонального суміщення в часі будівельних процесів при потоковому виробництві робіт;

- дотримання вимог безпечного ведення робіт, протипожежної безпеки і виробничої санітарії;

- створення найсприятливіших умов побутового обслуговування персоналу будівництва;

- забезпечення умов ефективної організації керування будівництвом на основі загальномайданчикових систем зв'язку і сигналізації.

Проектування бюджету це складна багатоваріантна задача, яка вирішується на основі порівняльної техніко-економічної оцінки показників різних варіантів бюджету на даний об'єкт. Бюджет як підсумковий проектний документ організації будівельного майданчика розробляється як правило на визначений термін спорудження об'єкта.

5.2. Вимоги до виконання бюджету

Всі розрахунки повинні виконуватися на основі натуральних (фізичних) обсягів робіт згідно робочої документації, а також конкретних технічних рішень по вибору механізмів, тимчасових будинків і споруд та інше [23].

Графічна частина будівельного генерального плану виконується в масштабі 1:500 або 1:1000 у залежності від розмірів будинку і на геодезичній

підоснові тієї частини генерального плану комплексу, на якій показаний даний об'єкт. На БГП повинна бути нанесена координатна сітка у виді хрестиків із сторонами 50х50 або 100х100 м, до якої прив'язуються всі постійні і тимчасові об'єкти, включаючи інженерні мережі і комунікації. Крім того, на БГП показують «троянду вітрів», дані якої обов'язково враховують при розміщенні об'єктів будівельного господарства.

На БГП наносять межі будівельного майданчика з парканом або без нього в залежності від умов будівництва, а також горизонталі планувальних відміток майданчика, що забезпечують стік атмосферних вод на всій території будівельного майданчика. Винятком є майданчики, зайняті основними об'єктами і дорогами. Як правило таке планування для рівних майданчиків забезпечує ухил для стоку вод, який дорівнює 0,002 і 0,005.

Прив'язку тимчасових об'єктів будівельного господарства на БГП виконують або до координатної сітки, або до прив'язаних до неї основних об'єктів, що будуються. Всі розміри показують у метрах.

На БГП приводять експлікацію тимчасових будинків і споруд, яка повинна включати такі відомості про об'єкти: кількість або об'єм, площу і розміри в плані, конструктивні характеристики (тип, марка). Експлікацію тимчасових будинків і споруд складають по стандартній формі.

Інженерні мережі, дороги і пристрої викреслюють на БГП у вигляді відповідних умовних позначень [14]. При необхідності вказують діаметри трубопроводів і дротів, а також їх прив'язку в плані до інших об'єктів БГП.

Для наочності зображення мереж комунікацій можуть бути виділені різними кольорами з дотриманням прийнятих умовних позначень.

На БГП викреслюють основні прийняті умовні позначення тимчасових і постійних будинків, споруд та пристроїв.

Обов'язково показують на БГП розташування пожежних гідрантів і місць, де дозволяється робота з відкритим вогнем.

При зображенні на БГП основних будівельних машин вказують їхню прив'язку в плані до об'єктів, що будуються.

Мобільні стрілові крани показують, вказуючи фрагменти напрямку їхнього руху, а також напрямки руху транспортних засобів, що здійснюють перевезення великогабаритних конструкцій або елементів при монтажі їх із транспортних засобів.

Будівельний майданчик і ділянки, які огорожуються всередині майданчика повинні мати не менше двох в'їздів.

Ширину воріт для в'їзду автотранспорту варто приймати по найбільшій ширині будівельних машин і транспортних засобів із додаванням 1,5 м, але не менше 4,5 м, а ширину воріт для залізничних в'їздів не менше 4,9 м.

Тимчасові автомобільні дороги варто проектувати виходячи з вантажообігу й інтенсивності руху транспорту з урахуванням черговості будівництва. До будинків і споруд по всій їх довжині повинен бути забезпечений під'їзд автотранспорту і пожежних автомобілів. Автомобільні дороги на будівельному майданчику повинні забезпечувати кільцевий під'їзд і радіальні під'їзди до об'єктів. До будинків шириною більш 18 м під'їзди передбачають із двох сторін, а шириною більш 100 м - з усіх сторін будинку.

Майданчикові автомобільні дороги повинні бути, як правило, кільцевими. На тупикових під'їздах улаштовуються роз'їзні і розворотні майданчики розміром 12х12 м або петлеві об'їзди.

Ширина проїзної частини транзитних доріг приймається з урахуванням розмірів дорожніх плит: однополосних - 4,5 м, двополосних з розширенням для стоянки машин при розвантаженні - 8 м.

Ширина проїзної частини тимчасових доріг приймається не менше 3.5 м для однополосних і 6 м для двохполосних. Максимальна ширина доріг при односторонньому русі 4,5 м, а при двосторонньому – 7 м. При використанні важких машин вантажопідйомністю до 25-30 тонн і більше дороги розширюються до 8 м і більше.

Радіуси заокруглення доріг у плані приймаються для перевезення довгомірних конструкцій 30 м при швидкості автомобілів 15-20 км/г і розширення проїзної частини кривих; для тимчасових доріг із коротким

терміном експлуатації припускається радіус кривих 12 м, а при русі автопоїздів по дорогах шириною 3,5 м у місцях заокруглення влаштовують розширення дороги до 5 м. Розширення доріг виконують і на інших дорогах (від 3 м до 1 м) у залежності від радіуса заокруглення.

Тимчасові дороги можуть бути: ґрунтові профільовані; щебеневі, жужільні з верхнім шаром з асфальту або поверхневою обробкою в'язучими матеріалами; із збірних залізобетонних інвентарних плит.

На будівельному генеральному плані наносяться напрямки руху, в'їзди і виїзди, місця розвантаження і навантаження, небезпечні зони, ширина доріг, радіуси криволінійних ділянок, допустимі відстані до будинків.

При трасуванні доріг повинні дотримуватися такі мінімальні відстані:

- між дорогою і складським майданчиком – 0,5-1,0 м;
- між дорогою і краєм траншеї від 1 до 1,5 м (для піщаних ґрунтів).

Автодорога, що проходить уздовж котловану, повинна перебувати за межами призм обвалення. Тимчасову дорогу від будинку, що будується розташовують не ближче 8-12 м, щоб забезпечити установку або прохід для монтажного крана. На БГП стрілками вказуються напрямки руху транспорту.

Тротуари, що влаштовуються на будівельному майданчику, розміщують уздовж автомобільних шляхів на відстані 2 м від їхнього краю і 3.75 м від осі залізничної колії. Ширину тротуарів приймають не менше 1.5 м.

5.3. Розрахунок будинків адміністративного і санітарно-побутового призначення

До них відносяться контори будівельних управлінь, ділянок, виконавців робіт, майстрів, диспетчерські. У групу санітарно-побутових будинків входять гардеробні, душові, умивальні, приміщення для сушки одягу, обігріву робітників, туалети, приміщення для прийому їжі, буфети, їдальні, медпункти [23].

Всі ці будинки розраховують виходячи з графіка руху робочих кадрів по будівельному майданчику. При цьому чисельність ІТП приймається рівною 6-8%, а охорони 3%.

Найбільша кількість робітників за один день становить – 15 чол. При цьому чисельність ІТП приймаємо рівною 6%, тобто 1 чол. А також охорони 3%, тобто 1 чол. Загальна кількість робітників становить 17 чол.

Після підрахунку необхідних площ по довідковій літературі підбирають відповідну інвентарну споруду.

При розміщенні тимчасових будинків повинні бути враховані такі основні вимоги:

- між будинками повинні бути безпечні зручні проходи для робітників;
- тимчасові будинки не повинні заважати будівництву основних об'єктів протягом усього розрахункового періоду (особливо це стосується збірно-розбірних і неінвентарних будинків);
- місце розташування повинно забезпечувати мінімальні витрати на підключення до комунікацій за умов переваги в такому порядку: каналізація - теплопостачання - водопостачання - електропостачання-телефонізація;
- повинно бути забезпечене максимальне блокування інвентарних будинків по функціональних групах;
- тимчасові будинки мають бути розташовані не далі 25 м від пожежних гідрантів і доріг.

Побутові приміщення і контори розташовують поза небезпечними зонами дії механізмів і транспорту, а також установок, що виділяють пил, газ, пар і т.д. Відстань цих будинків від таких установок повинна бути не менше 50 м. Будинки проектує з урахуванням «троянди вітрів» - із навітряної сторони пануючих вітрів і по можливості поблизу входів на будівельний майданчик, але не ближче 25 м від об'єкту, що будується [23].

Відстань між заблокованими функціональними групами тимчасових будинків повинна бути не менше 15 м. Загальне число заблокованих будинків не повинно перевищувати 10.

Приміщення для обігріву робітників розташовують у зоні роботи бригади, туалети – не далі 100 м від найбільше віддаленого робочого місця з урахуванням «троянди вітрів». Пункти харчування, гардеробні, душові повинні знаходитися не далі 500 м від робочих місць.

Всі тимчасові будинки на БГП нумерують відповідно до експлікації, вказуючи їх габарити і прив'язку до координатної сітки або до об'єктів, які вже до неї прив'язані (дороги, будинки і т.п.).

У експлікації тимчасових будинків і споруд (табл. 8.1) повинні бути відображені відомості про їх призначення, кількість і розміри у плані.

Таблиця 6.1.

Номенклатура будинків	Одиниця виміру	Нормативний показник	Кількість робітн. (чол.)	Необхідна площа
Гардеробна	м ² /10 чол.	7	17	11,9
Душова	м ² /10 чол.	5,7		9,69
Вмивальня	м ² /10 чол.	2		3,4
Приміщення для просушування одягу і взуття	м ² /10 чол.	2		3,4
Приміщення для обігріву працівників (захист від сонячної радіації)	м ² /10 чол.	1		1,7
Їдальня	м ² /10 чол.	8,1		13,77
Буфет	м ² /10 чол.	7		11,9
Приміщення для прийому їжі і відпочинку	м ² /10 чол.	10		17
Приміщення для особистої гігієни жінок	м ² /100 жінок	3,5		0,595
Медпункт	м ² /(300-1200) чол. працюючих	70		3,97
Туалет	м ² /10 чол.	1		1,7

5.4. Розрахунок складських майданчиків

Складські майданчики для складування визначаються нормами запасу матеріалів і виробів на складах будівництва в днях.

Визначаємо запас матеріалу для зберігання за формулою [23]:

$$P_{скл} = \frac{P_{заг}}{T} \cdot H \cdot k_1 \cdot k_2,$$

де: $P_{заг}$ - загальна потреба в матеріалі; T - час споживання матеріалу у днях згідно графіку; H - норма запасу; k_1 - коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів для залізничного і авто = 1,1, для водного = 1,2; k_2 - коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів = 1,3.

Склади варто розміщати, як правило, так, щоб уникнути будівництва додаткових доріг, тобто по можливості уздовж запроектованих доріг з урахуванням їх локального розширення в місцях розвантаження матеріалів і конструкцій. Поперечні проходи між складами влаштовують через 25-30 м шириною не менше 0,7 м.

Конкретні габарити майданчиків для складування визначаються в залежності від габаритів конкретних конструкцій і методів їх укладки або штабелювання:

- ферми в робочому положенні або з невеличким ухилом (10° - 12°) у спеціальних пристроях і в один ряд;
- палі ярусами висотою не більш 2 м;
- балки і ригелі в штабелях висотою до 2 м;
- стінові блоки висотою більш 2 м в один ярус, блоки низькі в штабелях не більш 2.5 м;
- фундаментні блоки в штабелях висотою не більш 2.25 м;
- колони в штабелях до 2 м;
- панелі перекриттів у штабелях до 2.5 м;
- стінові панелі у вертикальному положенні;
- фундаментні плити в штабелях не більш 2 м;
- сходові марші в штабелях висотою не більш шести рядів з

установкою прокладок;

- сходові майданчики в штабелях висотою не більш чотирьох рядів з установкою прокладок.

Колони

За календарним графіком монтаж колон на трьох захватках займає 7 днів, загальна кількість колон – 28. На будівельний майданчик конструкції транспортуватимуться за допомогою автотранспорту, тому на складі повинно міститися весь обсяг колон (рис. 6.1). Відстань між штабелями 0,7м.

$$P_{скл} = \frac{P_{заг}}{T} H \cdot k_1 k_2 = \frac{28}{7} \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 57,2$$

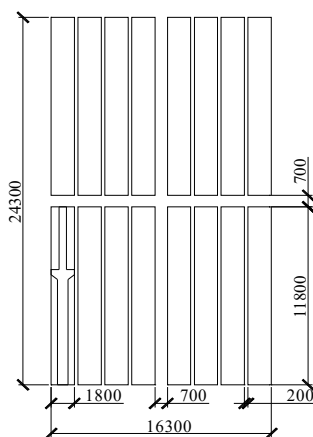


Рис. 6.1. Схема розміщення колон на складах

Укладка колон в штабелі до 2-х метрів, в штабель укладається по 3 колони (враховуючи переріз колони з прокладкою 0,25х0,25 м).

$$500+250+500+250+500=2000=2 \text{ м.}$$

Фундаментні блоки

Монтаж фундаментних блоків (рис. 6.2) на захватках займає 3 дні, загальна кількість фундаментних блоків – 28. Відстань між штабелями 0,7м.

Висота 1-го фундаментного блоку 0,8м. Укладка фундаментних блоків в штабелі до 2,25-х метрів з прокладкою 0,25х0,25 м. Тому в штабель укладається по висоті по 2 фундаментні блоки: $800+250+800=1850=1,85 \text{ м.}$

Відповідно на складі повинно міститися:

$$P_{скл} = \frac{P_{заг}}{T} H \cdot k_1 k_2 = \frac{28}{3} \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 133,5$$

Фундаментні балки

За календарним графіком монтаж фундаментних балок триває 3 дні, загальна кількість фундаментних балок – 24.

$$P_{скл} = \frac{P_{заг}}{T} H \cdot k_1 k_2 = \frac{24}{3} \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 114,4$$

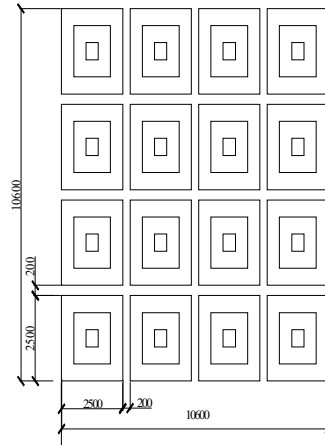


Рис. 6.2. Схема розміщення фундаментних блоків на складах

Отже, на складі повинен міститися весь обсяг фундаментних балок. На складі зберігаються штабелями висотою до 2-х м. Між балками, висотою 400 мм розташовують прокладки 0,25х0,25 м, на дану висоту вкладається 3 балки: $400+250+400+250+400=1700=1,7$ м.

Підкранові балки

Монтаж підкранових балок триває 3 днів, загальна кількість підкранових балок – 18.

$$P_{скл} = \frac{P_{заг}}{T} H \cdot k_1 k_2 = \frac{18}{3} \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 85,8$$

На складі необхідно зберігатися усі підкранові балки (рис. 6.3).

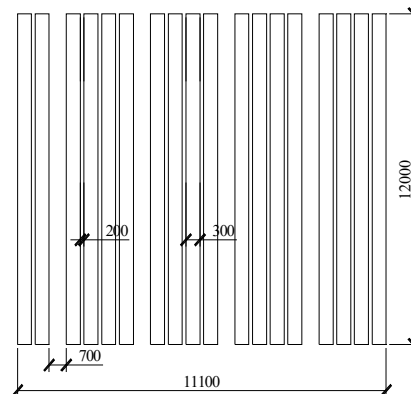


Рис. 6.3. Схема розміщення підкранових балок на складах

Ферми

За календарним графіком монтаж ферм триває 3 дні, загальна кількість – 12.

$$P_{\text{скл}} = \frac{P_{\text{заг}}}{T} H \cdot k_1 k_2 = \frac{12}{3} \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 57,2$$

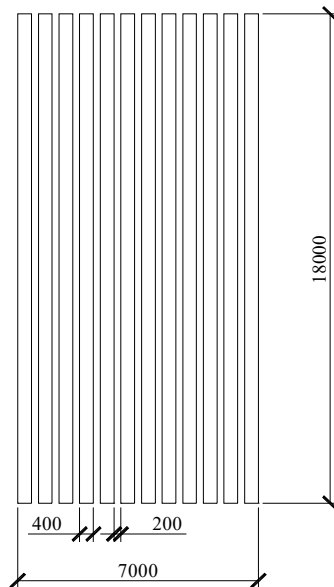


Рис. 6.4. Схема розміщення ферм на складах

Отже, на складі повинно міститися 21 ферма (рис. 6.4). На складі зберігаються в кондукторах у вертикальному положенні в касетах.

Плити покриття

Монтаж плит покриття триває 3 дні, загальна кількість плит – 48.

$$P_{\text{скл}} = \frac{P_{\text{заг}}}{T} H \cdot k_1 k_2 = \frac{48}{3} \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 228,8$$

На складі зберігаються штабелями висотою до 2,5 м (рис. 6.5). Між плитами, товщиною 220 мм, розташовують прокладки 0,25х0,25 м, на дану висоту вкладається 4 плити: $220+250+220+250+220+250+220=1630=1,63 \text{ м}$.

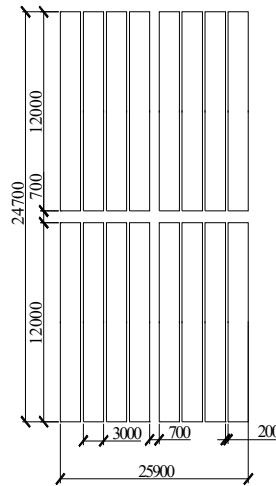


Рис. 6.5. Схема розміщення плит покриття на складах

Плити для ліхтарів

За календарним графіком монтаж плит ліхтарів триває 1 день, загальна кількість плит – 6. На складі повинен міститися весь обсяг плит.

На складі зберігаються штабелями висотою до 2-х м (рис. 6.6). Між плитами, товщиною 220 мм, розташовують прокладки 0,25х0,25м, на дану висоту вкладається 4 плити: $220+250+220+250+220+250+220=1630=1,63$ м.

$$P_{\text{скл}} = \frac{P_{\text{заг}}}{T} H \cdot k_1 k_2 = \frac{6}{1} \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 85,8$$

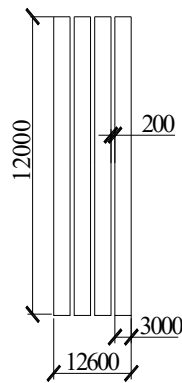


Рис. 6.6. Схема розміщення плит покриття ліхтарів на складах

Стінові панелі

Монтаж триває 35 днів, загальна кількість панелей – 240.

$$P_{\text{скл}} = \frac{P_{\text{заг}}}{T} H \cdot k_1 k_2 = \frac{240}{35} \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 1,3 = 98.$$

Отже, на складі повинен міститися необхідний обсяг стінових панелей – 98 шт.

На складі зберігаються штабелями висотою до 2,5-х м. Між плитами, товщиною 250 мм, розташовують прокладки 0,25х0,25м, на дану висоту вкладається 4 плити: $250+250+250+250+250+250+250=1750=1,75$ м.

6. ОХОРОНА ПРАЦІ

6.1. Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів

Організація ділянок робіт і робочих місць на будівельному майданчику повинна забезпечити охорону праці робітників на всіх етапах виконання робіт [25].

Згідно завдання розглядаємо робочу зону будівельника (монтажника), з точки зору впливу небезпечних та шкідливих виробничих факторів, а саме:

- рухомі машини та механізми;
- підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони;
- підвищений рівень шуму на робочому місті;
- підвищений рівень вібрації;
- підвищена чи понижена рухомість повітря;
- підвищена напруженість електричного поля;
- недостатня освітленість робочої зони;
- розміщення робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі (підлоги).

Рухомі машини та механізми

У процесі виконання монтажних робіт використовуються різноманітні види машин та механізмів (автомобільні пневмоколісні крани, вантажні автомобілі, стрілові та тросові підйомники і т. ін.).

Підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони

В процесі монтажу будівельних конструкцій певною мірою підвищується запиленість та загазованість повітря робочої зони. Це спричинено результатом роботи машин та використанням будівельних матеріалів. В зоні будівельних робіт ПДК пилу не повинна перевищувати 1 л мг/м. Дійсне значення ПДК пилу становить 2,1 л мг/м.

Підвищений рівень шуму на робочому місті

Виникає в результаті роботи машин та механізмів. Для створення нормальних умов праці необхідно слідкувати за рівнем шуму. Гранично допустимий рівень шуму – 85 дБ. Дійсне значення рівня шуму 91 дБ.

Підвищений рівень вібрації

В процесі монтажу фундаментів для ущільнення ґрунту використовують вібраційні установки.

Підвищена чи понижена рухомість повітря

Природне явище, яке може впливати на виконання монтажних робіт. Нормативне значення швидкості вітру для теплої пори року становить 0,4 м/с, температура повітря 18- 20 °С, вологість повітря 40...60 % (згідно [1]). Дійсне значення швидкості вітру для теплої пори року становить 0,55 м/с, температура повітря 27 °С, вологість повітря 50 %.

Підвищена напруженість електричного поля

При роботі з машинами, які мають електропривод, існує небезпека ураження електричним струмом.

Недостатня освітленість робочої зони []

В процесі виконання монтажних робіт, коли недостатньо природного світла чи для освітлення в ті години доби, коли природне світло відсутнє, передбачається штучне електричне освітлення.

Для будівельних майданчиків і ділянок робіт передбачене рівномірне освітлення. При цьому освітленість повинна бути не менше 2 лм. Дійсне значення становить 3 лм.

Розміщення робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі (підлоги)

В процесі монтажу будівельних конструкцій робоче місце може знаходитись на значній висоті відносно поверхні землі (монтаж плит покриття).

6.2. Профілактика небезпечних та шкідливих виробничих факторів

Рухомі машини та механізми

Межі небезпечних зон поблизу рухомих частин і робочих органів машин визначаються відстанню в межах 5м. Швидкість руху автотранспорту поблизу місць ведення робіт не повинна перевищувати 10-15 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

До початку роботи із застосуванням машин керівник робіт визначає схему руху і місце встановлення машин, вказує способи взаємодії та сигналізації з робочим-сигнальником, що обслуговує машину.

Підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони

При перевищенні граничного значення використовуються засоби індивідуального захисту. Для запобігання перевищення ПДК застосовують полив території і своєчасне прибирання сміття.

Підвищений рівень шуму на робочому місті

Вібраційні та інші установки повинні періодично проходити контроль на шумові характеристики і не перевищувати встановлені стандартами. Для послаблення шуму від машин на них встановлюють кожухи. Для індивідуального захисту працюючих від шуму застосовують протишумові навушники та протишумові каски [25].

Підвищений рівень вібрації

Для захисту від вібрації застосовують віброзахисні рукавиці та віброзахисне взуття. Вимоги до віброзахисних рукавиць, ефективність віброзахисту та інше встановлено. Вимоги до виготовлення віброзахисного взуття, а також методи його ефективності.

Крім цього робітникам, зайнятим на вібруючому обладнанні треба через кожні 30-40 хвилин робити перерви.

Підвищена чи понижена рухомість повітря

Передбачено, що роботи на відкритому повітрі при вітрі швидкістю 15 м/с і вище заборонено.

Для профілактики цього фактору необхідний правильний вибір такелажних пристосувань, вантажозахватних засобів і пристосувань для підняття будівельних конструкцій, їх вивірки і тимчасового закріплення.

Підвищена напруженість електричного поля

Всі струмоведучі частини необхідно робити недоступними для випадкового торкання, або застосовувати малу напругу (42 В). Дроти повітряної лінії розміщують на висоті не менше 4,5 м, а в місцях проїзду автотранспорту – не менше 6 м. Всі металеві частини електрообладнання повинні бути заземлені.

Недостатня освітленість робочої зони

Освітлення майданчику здійснюється за допомогою ліхтарів на стовпах, встановлених біля доріг, а робочих місць – за допомогою переносних світильників і ламп накаливання.

Розміщення робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі (підлоги)

Для переходу працюючих на висоті по горизонтальним (із незначним ухилом) площинам застосовуються перехідні містки, які є огороженими ($H=1,1$ м). При переході працюючих по конструктивним елементам будівлі застосовують страхувальні канати, виготовлені із гнучких сталевих тросів, до яких працюючий прикріплюється карабіном запобіжного поясу.

Розрахунок заземлення

Визначимо необхідну кількість заземлювачів заземлення для захисту від статичного струму при умові, що $[r_s] \leq 40 \text{ Ом}$. В якості одиночного заземлювача використовується сталевий стержень, діаметр $d = 0,04 \text{ м}$, довжина $l = 2,5 \text{ м}$, забитий від поверхні землі (грунт – пісок з питомим електричним опором $\rho = 4 \cdot 10^2 \text{ Ом} \cdot \text{м}$) на глибину $H_o = 1 \text{ м}$. Відстань між стержнями $a = 2,5 \text{ м}$.

1. Глибина закладання:

$$H = H_o + 0,5 \cdot l = 1 + 0,5 \cdot 2,5 = 2,25 \text{ м}.$$

2. Опір одиночного стержневого заземлювача дорівнює:

$$R_{cm} = 0,366 \cdot \frac{\rho}{l} \cdot \left(\lg \frac{2l}{d} + \frac{1}{2} \cdot \lg \frac{4H+l}{4H-l} \right),$$

$$R_{cm} = 0,366 \cdot \frac{4 \cdot 10^2}{2,5} \cdot \left(\lg \frac{2 \cdot 2,5}{0,04} + \frac{1}{2} \cdot \lg \frac{4 \cdot 2,25 + 2,5}{4 \cdot 2,25 - 2,5} \right) = 58,56 \cdot \left(\lg 125 + \frac{1}{2} \cdot \lg 1,77 \right) = 130 \text{ Ом}.$$

2. Визначимо кількість заземлювачів при коефіцієнті $\eta_{cm} = 0,75$:

$$n = \frac{R_{cm}}{r_3 \cdot \eta_{cm}} = \frac{130}{4 \cdot 0,75} = 43,3 \approx 45.$$

Отримали кількість заземлювачів $n = 45$ ($d = 0,04 \text{ м}$, довжина $l = 2,5 \text{ м}$).

6.3. Заходи з пожежної та вибухової безпеки

Заходи пожежної безпеки ДБН В.1.1–7:2016 [22].

До роботи з проектуванням об'єктом допускаються особи інженерно-технічного складу, що вивчили проектуваний пристрій, інструкцію і склали залік по техніці безпеки і пожежної безпеки.

Пожежна безпека об'єкта повинна забезпечуватися [22]:

- системою запобігання пожежі;
- системою протипожежного захисту;
- організаційно-технічними заходами.

Небезпечними факторами пожежі, що впливають на людей, є:

- відкритий вогонь та іскри;
- підвищена температура навколишнього середовища, предметів і т.п.;
- токсичні продукти горіння;
- дим;
- знижена концентрація кисню;
- падаючі частини будівельних конструкцій, агрегатів, установок і т.п.;
- небезпечні фактори вибуху (ДСТУ 12.1.010-76).

Вимоги до системи запобігання пожежі

Запобігання пожежі повинне досягатися двома способами:

- запобіганням утворенню пального середовища;
- запобіганням утворенню в пальному середовищі (або внесення в неї) джерел запалювання.

Запобігання утворенню пального середовища повинне забезпечуватися:

- максимально можливим застосуванням непальних і важкопальних речовин і матеріалів;
- обмеженням маси або обсягу пальних речовин, матеріалів і найбільш безпечним способом їхнього розміщення;
- ізоляцією пального середовища;
- підтримкою концентрації пальних газів, пар, суспензій або окислювача в суміші поза межами їхнього запалення;
- достатньою концентрацією флегматизатора в повітрі об'єкта, що захищається, (його складової частини);
- підтримкою її температури і тиску, при яких поширення полум'я виключається;
- максимальною механізацією та автоматизацією технологічних процесів, зв'язаних з перекачуванням пальних речовин;
- установкою пожежонебезпечного устаткування по можливості в ізольованих приміщеннях або на відкритих площадках;
- застосуванням пристроїв захисту виробничого устаткування з пальними речовинами від ушкоджень і аварій, установкою що відключають, що відтинають і інших пристроїв;
- застосуванням ізольованих відсіків, камер, кабін і т.п.

Запобігання утворення в пальному середовищі джерел запалювання повинне досягатися [26]:

- застосуванням машин, механізмів, устаткування, пристроїв, при експлуатації яких не утворюються джерела запалювання;
- застосуванням електроустаткування, що відповідає пожежонебезпечній і вибухонебезпечній зонам, групі і категорії вибухонебезпечної суміші відповідно до вимог Правил пристрою електроустановок;
- застосуванням у конструкції швидкодіючих засобів захисного відключення можливих джерел запалювання;
- застосуванням технологічного процесу й устаткування, що задовольняє вимогам електростатичної та іскробезпеки за ДСТУ 12.1.018-86;

- пристроєм блискавкозахисних будинків, споруджень і обладнання;
- підтримкою температури нагрівання поверхонь машин, механізмів, устаткування, пристроїв, речовин і матеріалів, що можуть ввійти в контакт із палим середовищем, нижче гранично припустимої, складової 80% від найменшої температури samozapalювання пального;
- виключенням можливості появи іскрового розряду в пальному середовищі з енергією рівної і вище мінімальної енергії запалювання;
- застосуванням інструмента, що не іскрить, при роботі з легкозаймистими рідинами і палими газами;
- ліквідацією умов для теплового, хімічного і (або) мікробіологічного samozаймання речовин, що звертаються, матеріалів, виробів і конструкцій;
- усуненням контакту з повітрям пірофорних речовин;
- зменшенням визначального розміру пального середовища нижче гранично припустимого по горючості;
- виконанням встановлених правил пожежної безпеки.

Пожежна безпека об'єкта забезпечується також обмеженням маси і (або) обсягу палих речовин і матеріалів, а також найбільш безпечним способом їхнього розміщення, що досягається:

- зменшенням маси і (або) обсягу палих речовин і матеріалів, що знаходяться одночасно в приміщенні або на відкритих площадках;
- пристроєм аварійного зливу пожежонебезпечних рідин і аварійного підбурення палих газів з апаратури;
- періодичним очищенням території, на якій розташовується об'єкт, приміщень, комунікацій, апаратури від палих відходів, відкладень пилу, пуху і т.п.;
- скороченням числа робочих місць, де використовуються пожежонебезпечні речовини;
- видаленням пожежонебезпечних відходів виробництва;
- заміною легкозаймистих (ЛВЖ) і палих (ГЖ) рідин на пожежонебезпечні технічні миючі засоби.

Вибуховопожеженебезпечні параметри речовин і матеріалів

Загальні вимоги до пожежної безпеки об'єктів усіх галузей народного господарства приведені в ДСТУУ 12.1.004-85.

Усі технічні рішення, що забезпечують протипожежний захист об'єктів народного господарства, нормуються. Групу займистості будівельних матеріалів визначають відповідно до СТ СЕВ 2437-80 і СТ СЕВ 382-76.

Номенклатура показників пожежовибуховонебезпечних речовин, терміни і їхні визначення, умови пожежовибуховонебезпечності при використанні речовин і методики експериментального визначення, що рекомендуються, показників пожежовибуховонебезпечності утримуються в ДСТУ 12.1.004-85.

У загальносоюзних нормах технологічного проектування ЗНТП 24-86 приведена методика оцінки категорії виробництва по вибуховій, вибуховопожежній і пожежній небезпеці й обсягу вибухонебезпечної суміші в приміщеннях.

Для оцінки пожежовибуховонебезпечності всі речовини розділені по агрегатному стану на гази, рідини і тверді речовини. Тверді речовини в тонкоподрібненому стані виділені в самостійну групу – групу пилів.

При оцінці пожежовибуховонебезпечності до газів відносять речовини, абсолютний тиск пар яких при температурі 50 °С дорівнює або перевищує 300 кПа або критична температура яких менш 50 °С; до рідин – речовини з температурою плавлення (каплепадіння) менш 50 °С; до твердих – речовини з температурою плавлення (каплепадіння) від 50 °С і вище; до пилів – диспергировані тверді речовини з частками розміром менш 850 мкм.

По горючості речовини і матеріали підрозділяються на три групи:

- непальні (неспалені) – речовини і матеріали, здатні до горіння в повітрі;
- важкогорючі (важкозгорючі) – речовини і матеріали, здатні займатися в повітрі від джерела запалювання, але не здатні самостійно горіти після видалення джерела запалювання;

- пальні (спаленні) – речовини і матеріали, здатні самозайматися, а також займатися від джерела запалювання і самостійно горіти після його видалення.

Дані про горючість використовують при визначенні категорій виробництв по вибуховій, вибуховопожежній і пожежній небезпеці, класів вибухонебезпечних і пожежонебезпечних зон, при розробці заходів для забезпечення пожежної безпеки.

6.4. Інструкція по техніці безпеки

Розглянемо інструкцію по техніці безпеки при виконанні монтажних робіт на будівельному майданчику [25].

При монтажі необхідно ретельно виконувати вказівки загальних нормативних документів: ДБН “Техніка безпеки в будівництві”, “Інструкція по техніці безпеки при монтажі збірних залізобетонних конструкцій”, а також спеціальних документів.

Загальні положення

До монтажних робіт слід допускати робочих, що пройшли:

- медичний огляд, мають розряд не нижчий 4-го та стаж верхолазних робіт не менш 5 років;
- інструктаж по техніці безпеки безпосередньо на робочому місті, котрий проводиться також при зміні умов та характеру роботи або при порушенні робочим правил техніки безпеки.

До самостійних робіт по монтажу конструкцій допускаються робочі, що пройшли навчання та отримали посвідчення на право виконання робіт. Робочі, що вперше допускаються до верхолазних робіт, протягом одного року повинні працювати під безпосереднім наглядом досвідчених робочих, призначених приказом керівника підприємства.

Монтажник зобов’язаний:

- виконувати Правила внутрішнього трудового розпорядку;
- користуватися засобами індивідуального та колективного захисту;

- знаходячись на будівельно-монтажній площадці, користуватися захисною каскою;
- виконувати вимоги знаків безпеки (попереджувальних, забороняючих та вказівних) та слідкувати за наявністю огорожень небезпечних зон на робочих місцях;
- не виконувати розпоряджень, якщо вони заперечують правилам техніки безпеки та виробничої санітарії;
- пам'ятати про особисту відповідальність за дотримання правил техніки безпеки та за безпеку товаришів на роботі;
- надати першу допомогу постраждалому на виробництві, прийняти міри по ліквідації порушення правил техніки безпеки.

Монтажник у відповідності з присвоєним розрядом повинен знати:

- види та призначення оснастки, стропів та вантажозахватних пристроїв;
- правила сигналізації на монтажі;
- види монтажного обладнання та пристроїв;
- методи зборки та монтажу конструкції з окремих елементів;
- методи строповки та розстроповки монтуємих конструкцій;
- методи перевірки щільності зварних швів;
- правила транспортування та складування конструкцій.

Робочі забезпечуються засобами індивідуального захисту (спецодяг, спецвзуття та запобіжні пристрої) у відповідності з типовими галузевими нормами та характером виконуваних робіт.

На монтажній ділянці повинен бути встановлений порядок обміну умовними сигналами між особою, керуючим підйомом, та машиністом крану. Всі сигнали подаються тільки одним лицем – бригадиром монтажною бригади. Сигнал “Стоп” подається робочим, помітивши небезпеку.

Підйом елементів збірної конструкції виконується плавно, без ривків, розкочування та обертання піднімаємих елементів, із застосуванням відтяжок.

Вимоги безпеки перед початком роботи [23]

Перед початком роботи монтажник повинен уявити порядок розвантаження конструкцій, призначені для монтажу, а також для тимчасового складування на приоб'єктних майданчиках до монтажу.

Перед початком роботи необхідно:

- отримати від майстра інструктаж про безпечні методи виконання отриманого завдання;
- одягнути спецодяг, спецвзуття та запобіжні пристосування;
- одягнути захисну каску (працювати без захисної каски забороняється);
- при роботі на висоті монтажник повинен одягти запобіжний пояс, попередньо упевнившись в його справності, наявності на ньому номера та дати послідуєчого або чергового обстеження (випробовування), що виконуються через кожні 6 місяців;
- взяти потрібний для виконання роботи справний інструмент;
- закріпитися запобігачим поясом в місцях вказаних майстром;
- попередити працюючих внизу, щоб всі вийшли з небезпечної зони.

Вимоги безпеки під час роботи:

- виконувати тільки ту роботу, яка поручена майстром і по якій проведений інструктаж на робочому місці;
- під час підйому та роботі забороняється розкривати карабін ланцюга запобіжного поясу;
- звільняти елементи антени від вантажозахватних пристроїв дозволяється тільки після вивірки та надійного закріплення елементів у відповідності з проектом;
- під час підйому та монтажу антени необхідно уважно слідкувати за піднімаючою конструкцією;
- при виявленні недоліків в кріпленні конструкцію необхідно опустити та усунути дефекти.

Вимоги безпеки після закінчення роботи:

- відключити від джерела живлення всі споживачі;
- перевірити устаткування і привести його в належний стан;

- оглянути і змастити частини вантажопідіймальних машин, механізмів, що труться;
- зібрати всі такелажні засоби, інструмент, пристрої; очистити їх від бруду і скласти у відведене для них місце;
- прибрати робоче місце;
- зняти спецодяг, інші засоби індивідуального захисту і покласти у відведене для них місце;
- помити руки, лице теплою водою з милом; при можливості прийняти душ;
- доповісти керівнику робіт про всі недоліки, які мали місце під час роботи.

Вимоги безпеки при аварійних ситуаціях

Аварійна ситуація може виникнути у разі: падіння з висоти, падіння предметів, обвалення конструкцій, вихід з ладу гальмових та блокуючих пристроїв вантажопідіймальних машин і механізмів; ураження електричним струмом; виникнення пожежі та інше.

При виникненні такої ситуації необхідно припинити роботи, огородити небезпечну зону, не допускати до неї сторонніх осіб; повідомити про те що сталося керівника робіт.

Якщо є потерпілі – надати їм першу медичну допомогу; при необхідності викликати “швидку допомогу”.

Якщо сталася пожежа, викликати пожежну частину і приступити до гасіння наявними засобами пожежегасіння.

Необхідно виконувати всі вказівки керівника робіт по усуненню небезпечної ситуації.

ВИСНОВКИ

Бакалаврська кваліфікаційна присвячена проектуванню логістичного центру у місті Літин. Робота містить 86 сторінок машинописного тексту, складається із шести розділів та 7 додатків креслень.

Розроблена архітектурна частина будівлі логістичного центру, яка включає відомості генерального планування, об'ємно-планувальні та конструктивні рішення.

У розрахунковій частині БКР виконано чисельне моделювання каркасу будівлі у програмному комплексі “Ліра САПР”: виконано розрахунки поперечної рами будівлі у просторовій постановці, колони, ферми покриття.

Розроблено технологічну частину проєкту, яка включає розрахунок кількості будівельно-монтажних робіт, представлена техніка безпеки при монтажі конструкцій. Визначені об'єми робіт на будівництво корівника, розроблений будгєнплан, наведені відомості щодо організації складського господарства, схема розміщення тимчасових споруд, водопостачання та освітлення.

У розділі, присвяченому охороні праці на будівництві, проаналізовані небезпечні та шкідливі виробничі чинники при будівництві, організаційні та технічні заходи по усуненню небезпечних виробничих чинників.

Автором запропоновані напрямки охорони довкілля: проаналізовані впливи техногенних чинників запроектованої будівлі на навколишнє середовище та виконані розрахунки концентрації шкідливих речовин які мають місце під час експлуатації.

Список використаних джерел за бакалаврською кваліфікаційною роботою становить 26 джерел, які включають актуальні державні будівельні державні стандарти та норми, навчальні посібники та підручники у будівельній галузі.

Список використаних джерел

1. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2 : ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні від 2020-06-01]. – К. : Мінбуд України, 2020. – 68 с. – (Державні будівельні норми).
2. Планування та забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. - [Чинний з 2019-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2019. – (Державні будівельні норми).
3. Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2–29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).
4. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6–31:2021. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 23 с.
5. 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).
6. 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).
7. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
8. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).
9. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України.

10. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).

11. Сталеві конструкції. Норми проектування: ДБН В.2.6-198:2014. Зі зміною №1. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 220 с.

12. Бакулін Є.А. Об'ємно-просторові рішення будівель і споруд : навчальний посібник / Є. А. Бакулін, В. М. Бакуліна, Н. О. Костира. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2024. – 264 с.
<https://dglib.nubip.edu.ua/handle/123456789/11201>

13. Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання : навчальний посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язєв, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2018. – 492 с.

14. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.

15. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Основи автоматизованого проектування 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.

16. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : будівлі, споруди та їх частини: підручник. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с.

17. Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проектування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.

18. Зоценко М.Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. - Полтава, 2004. - 568с.

19. Якименко О. В. Технологія будівельного виробництва: конспект лекцій для студентів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти, спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / О. В. Якименко, Н.

Г. Морковська, А. О. Жигло. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2021. – 215 с.

20. 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).

21. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) : ДБН А.2.2-1:2021. – [Введені у дію з 2022–09–01]. – К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 26 с.

22. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).

23. 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).

24. Дмитренко Є.А. Врахування сумісної роботи дисків покриттів зі збірного залізобетону у складі пролітних згинальних металевих конструкцій / Є.А. Дмитренко, М.А. Андрієвська, І.А. Яковенко // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. – 2024. – Вип. № 28. – С. 128–139. <https://doi.org/10.31650/2707-3068-2024-28-128-139>

25. Настанова з організації виконання будівельних робіт : ДСТУ 9258:2023. – [Чинний від 2024-07-01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ» 2024. – 88 с.

26. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість : ДСТУ 9273:2024. – [Чинний з 2024-01-09]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2024. – (Національний стандарт України).

Д О Д А Т К И