

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЛЬВІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ

Факультет будівництва та
архітектури

Кафедра будівельних
конструкцій



КВАЛІФІКАЦІЙНА МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА
ОПП «Будівництво та цивільна інженерія»

на тему: **Чотириповерховий 29-квартирний житловий будинок
ТЗОВ «Агропромстач» у м. Жовкві Львівської області з
техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів**

Студент	_____	<u>Рорат І. С.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Керівник роботи	_____	<u>Гнатюк О. Т.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Консультанти:	_____	<u>Степанюк А. В.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
	_____	<u>Гнатюк О. Т.</u>
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
	_____	<u>Фамуляк Ю. Є.</u>
(підпис)	(прізвище та ініціали)	
_____	<u>Матвійшин Є. Г.</u>	
(підпис)	(прізвище та ініціали)	
_____	<u>Мазур І. Б.</u>	
(підпис)	(прізвище та ініціали)	
_____	<u>Гнатюк О. Т.</u>	
(підпис)	(прізвище та ініціали)	

Дубляни – 2024

ЛЬВІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ

Факультет
архітектури

будівництва та

«Затверджую»

Зав. кафедрою

(підпис)

З А В Д А Н Н Я

на кваліфікаційну магістерську роботу
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
ОПП «Будівництво та цивільна інженерія»

Студенту Рорату Івану Степановичу

Тема роботи: Чотириповерховий 29-квартирний житловий будинок ТЗОВ «Агропромстач» у м. Жовкві Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів

Керівник магістерської роботи

Гнатюк Олександр Терентійович, к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по-батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджена наказом ЛНУП від «17» лютого 2023 року №32/к-с

1. Строк здачі студентом закінченої роботи: до «17» січня 2024 р.
2. Вихідні дані для роботи: Ситуаційний план, ІГУ ділянки будівництва, основні планувальні та конструктивні параметри 29-квартирного 4-поверхового житлового будинку.

3. Перелік питань, які необхідно розробити: Арх-буд розділ – генплан, основні об'ємно-планувальні та конструктивні рішення; розр-конс розділ – розрахунок і конструювання збірного з/б сходового маршу та сходового майданчика, збірної з/б багатопорожнистої плити перекриття; тех-орг розділ – розрахунок параметрів технологічної карти на монтаж плит перекриття, календарного плану та будгенплану; розділ економіки будівництва - об'єктний та зведений кошториси; науковий розділ – за індивідуальним завданням; охорона праці та довкілля – основні рішення.

4. Перелік графічного матеріалу: Арх-буд розділ – генплан, плани, фасади, розрізи, вузли, деталі, специфікації (2 аркуші); розр-конс розділ – виконавчі креслення конструкцій збірного з/б сходового маршу та сходового майданчика, збірної з/б багатопорожнистої плити перекриття (2 аркуші);

тех-орг розділ – технологічна карта на на монтаж плит перекриття, календарного плану та бюджетплану (3 аркуші); науковий розділ (1 аркуш)

5. Консультанти розділів магістерської роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали, вчена ступінь та наукове звання консультанта	Підпис
1	<i>Степанюк А. В., к. арх., доцент</i>	
2	<i>Гнатюк О. Т., к.т.н., доцент</i>	
3	<i>Фамуляк Ю. Є., к.т.н., доцент</i>	
4	<i>Матвійшин Є. Г., д.е.н., професор</i>	
5	<i>Мазур І. Б., к.с-г.н, доцент</i>	
6	<i>Гнатюк О. Т., к.т.н., доцент</i>	

6. Дата видачі завдання: «29» червня 2023 р.

Календарний план виконання магістерської роботи

№ з/п	Назва етапів магістерської роботи	Термін виконання етапів роботи	Відмітка про виконання
1	Архітектурно-планувальний розділ	<i>27.10.2023 р.</i>	<i>виконано</i>
2	Розрахунково-конструктивний розділ	<i>13.11.2023 р.</i>	<i>виконано</i>
3	Технологія та організація будівництва	<i>04.12.2023 р.</i>	<i>виконано</i>
4	Економіка будівництва	<i>18.12.2023 р.</i>	<i>виконано</i>
5	Охорона праці та довкілля	<i>08.01.2024 р.</i>	<i>виконано</i>
6	Наукова робота	<i>08.01.2024 р.</i>	<i>виконано</i>

Студент

(підпис)

Рорат І. С.
(прізвище та ініціали)

Керівник
магістерської роботи

(підпис)

Гнатюк О.Т.
(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

	Реферат	4
	Вступ	5
1	Архітектурно-будівельний розділ	6
1.1	Об'ємно - планувальне вирішення	6
1.2	Архітектурно – конструктивне вирішення	7
1.3	Розробка генерального плану	9
1.4	Технологічний процес	13
1.5	Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін	17
1.6	Техніко-економічні показники	19
2	Розрахунково-конструктивний розділ	10
2.1	Розрахунок і конструювання сходового маршу	10
2.2	Розрахунок залізобетонної плити сходового майданчика	17
2.3	Розрахунок багатопорожнистої залізобетонної плити	22
2.3.1	Розрахунок за граничними станами 1-ї групи	22
2.3.2	Розрахунок перерізів плити за II-ю групою граничних станів	46
3	Технологічно-організаційний розділ	33
3.1	Вказівки до виконання робіт	33
3.2	Визначення характеристик для підбору монтажного крана	33
3.3	Технологічна карта	36
3.4	Календарний план	39
3.5	Будгенплан	42
4	Розділ економіки будівництва	51
4.1	Об'єктний кошторис	52
4.2	Зведений кошторис	55
5	Науковий розділ	58
5.1	Збір навантажень	58
5.2	Інженерно-геологічні характеристики будівельного майданчика	61
5.2	Збірний залізобетонний фундамент (варіант I)	62
5.4	Розрахунок пальового фундаменту(варіант II)	64
5.5	Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів	70
6	Охорона праці та довкілля	73
	Загальні висновки	83
	Бібліографічний список	84

РЕФЕРАТ

Кваліфікаційна робота: 85 сторінок тексту, 10 рисунків, 11 таблиць, 7 аркушів граф. част., 40 джерел літератури.

“Чотириповерховий 29-квартирний житловий будинок ТзОВ «Агропромпостач» у м. Жовкві Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів” – Рорат Іван Степанович – Кваліфікаційна магістерська робота. Кафедра будівельних конструкцій. – Дубляни, ЛНУП, 2024 р.

Розроблено проект чотириповерхового 29-квартирного житлового будинку з необхідними обґрунтуваннями, розрахунками, висновками, кресленнями. Об’ємно-планувальне рішення забезпечує зручність експлуатації будинку.

Конструктивна схема будівлі – рамний сталевий каркас. У конструктивному розділі проведено розрахунок і конструювання збірної з/б сходового маршу та сходового майданчика, збірної з/б багатопорожнистої плити перекриття. Розроблено технологічну карту на монтаж плит перекриття, календарний графік ведення будівництва, будгенплан, об’єктний та зведений кошториси, міроприємства з охорони праці та довкілля, а також науковий розділ з області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів. Після деталізації проект повністю або частково може бути застосований для реального будівництва.

ВСТУП

Одночасно з розвитком типізації проектування та підвищення індустріалізації спорудження житлових будинків розрослося до величезних масштабів. Із зростанням темпів будівництва може бути розв'язане одне з найважливіших завдань соціального розвитку суспільства - забезпечення кожної родини окремим житлом. У цьому світлі житлове будівництво виконується в комплексі із спорудженням закладів повсякденного культурно-побутового сервісного обслуговування населення. Через мікрорайони проходять багато вулиць. З цих міркувань при виконанні робіт з проектування житлового будинку плануються широкі вулиці, площі і пішохідні тротуари, які забезпечують безперешкодний прохід людей, а у випадках виникнення пожежі також під'їзд безпосередньо до будівель пожежної техніки. У середній частині кварталу для зниження темпів руху автомобілів, відповідно і зменшення загазованості довкілля передбачені стоянки для індивідуального автомобільного транспорту мешканців мікрорайону.

Для економії земельних ділянок і покращення муніципальної інфраструктури в межах міста Жовква у центральному кварталі запроектовано спорудження 29-квартирного житлового будинку [1,2].

1 АРХІТЕКТУРНО БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Об'ємно - планувальне вирішення

29-квартирний 4-поверховий житловий будинок планується збудувати у м. Жовкві Львівської області.

У житловому будинку проектується одно-, двох- та трикімнатні квартири які мають такі приміщення:

- житлові кімнати,
- передня (коридор),
- кухня,
- санвузли,
- комори,
- балкон.

Усі житлові кімнати мають інсоляцію за рахунок природнього освітлення, всі кімнати у квартирах повинні мати окремий вхід, мають висоту до стелі - 2,8 м. Кухня має витяжну природну вентиляцію, обладнана мийкою та електроплитою. Внутрішні стіни біля кухонного обладнання, оздоблюються керамічною плиткою, житлові кімнати та коридори обклеюються шпалерами, що миються. У житлових кімнатах підлога планується ламінатна на м'якій основі по піщано-цементній стяжці. Приміщення ванни і туалету розташовані у залізобетонній санітарній кабіні [2].

Сходи проектується для повсякденної експлуатації і також як шляхи евакуації, виконуються зі збірних залізобетонних конструкцій. У вхідному вузлі сходові марші виготовляються з окремих бетонних складаних щаблів. Конструкція сходів - двомаршові з обпиранням їх на сходові майданчики. Приймаємо ухил сходових маршів - 1:2. Безпосередньо із сходової клітки запроєктований вихід на дах по металевих сходах. Вихід з протипожежних міркувань обладнується вогнестійкими дверми. Освітлення сходової клітки планується природнім через віконні блоки і світлові огороження галерей, у нічний час – штучне за допомогою лампочок. Усі двері що межують зі сходовою кліткою повинні відкриватися у сторону виходу з будинку. Сходові

марші огороджуються металевими секціями, а поручні облицьовані пластмасою.

1.2 Архітектурно – конструктивне вирішення

Багатоповерхівки у більшості мікрорайонів є переважаючим типом житлової забудови у містах нашої країни. Такого типу будинки дають можливість раціонально використовувати міську територію, зменшують загальну довжину інженерних комунікацій, вулиць, мереж міського транспорту. Суттєве зростання щільності забудови житлового фонду (загальна кількість площі житла (m^2), що розташовується на 1 га забудовуваної території) при наявності багатоповерхової забудови дає значний економічний ефект. Поза тим, їх висотна композиція дає можливість створенню комплексу з виразним силуетом забудови. Вірний вибір кількості поверхів забудови житла визначає її раціональність і економічність.

Фундаменти

Запроектовані збірні залізобетонні фундаменти з бетонних блоків і подушок з монолітними з/б ділянками під усією будівлею.

Перекрыття й покриття

Проектуються з типових збірних багатопорожнистих залізобетонних панелей з попередньо напруженою арматурою із залізобетонними монолітними ділянками. Використання збірних панелей перекриттів і покриттів пришвидшує процес зведення будинків. Покрівля виконана із тришарового руберойдного гідроізоляційного килима із захисним шаром асфальтової стяжки товщиною 5 см.

Перегородки

Проектуються з керамічної цегли, товщиною 120 мм. Такого типу перегородки є найбільш гігієнічними у санітарному відношенні, тому вони широко розповсюджені у житловому будівництві.

Вікна

Переважно від якості вікон у певній мірі залежить ступінь комфортності будинку, а також його архітектурно - художній стиль. Вікна підбираються пропорційно до площ освітлюваних приміщень та забезпечення необхідної інсоляції у приміщеннях для кліматичного району місцевості, де проводиться будівництво. Рами вікон виготовляються з металопластикового профілю, вони стійкі до корозії і термостійкі. Дерев'яні конструкції вікон не використовуються, так як вони чутливі до зміни вологості навколишнього повітря та піддаються гниттю, що вимагає їх періодичного фарбування.

Двері зовнішні і внутрішні

Для проведення швидкої евакуації всі двері по напрямках евакуаційних шляхів відкриваються назовні, виходячи з необхідності евакуації людей з приміщень будинку при виникненні пожежі чи іншої надзвичайної ситуації. Для дерев'яних дверей зовнішніх входів в будівлю і на сходових майданчиках у тамбурі – дверні коробки мають пороги, а внутрішні двері виконуються без порогів. Полотна дверей навішують на петлі (навіси), які дають можливість знімати дверні полотна у відкритому навстіж стані з петель у випадку їх ремонту чи заміни дверних полотен.

Підлоги

Конструкція підлог у житлових будинках має задовольняти вимогам щодо міцності, достатньої еластичності покриття, безшумності, технологічної зручності їх збирання. Підлога має звукоізоляційні властивості. Покриття підлоги у житлових приміщеннях прийняте з лінолеуму та ламінату на теплоізоляційній основі по цементно-піщаній вирівнюючій стяжці.

Зовнішнє та внутрішнє оздоблення

У цокольній частині фасаду зовнішня обробка виконується декоративним тинькуванням. Зовнішнє оздоблення стін – тинькування по шару утеплювача з наступним фарбуванням силіконовими фасадними фарбами Farbex.

У житлових приміщеннях квартир на внутрішні стіни з кам'яної кладки наклеюють шпалери після їх тинькування і шпаклювання. Стіни кухонних приміщень у загальному випадку обклеюються шпалерами, які миються, а над санітарними приладами ділянки стін облицьовуються керамічною глазурованою плиткою.

1.3 Розробка генерального плану

Будинок розташовується у меридіональному напрямку відносно сторін світу, що дозволяє у більшій мірі захиститися від продування його холодними вітрами та поліпшує квартальний мікроклімат. На прибудинковій території висаджуються трав'яні газони, дерева і чагарники, що суттєво покращує екологічну рівновагу зовнішнього повітряного середовища [1,2,35,38]. На ділянці забудови планується організувати:

- Дитячий ігровий майданчик;
- Зона тихого відпочинку;
- Автостоянка на 40 паркомісць
- Спортивний майданчик для дітей
- Майданчик для збору сміття та побутових відходів

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахунок і конструювання сходового маршу

Ширину проектованого сходового залізобетонного маршу приймаємо $a = 1,35$ м, загальний перепад висот між поверхами – 3,3 м, кут нахилу маршу до горизонту $\alpha = 30^\circ$, розміри бетонної сходинки $0,15 \times 0,3$ м [23,25].

Бетон конструкції приймаємо класу С20/25 з такими характеристиками:

- розрахунковий опір осьовому стисненню для розрахунку за граничним станом I-ї групи $f_{cd} = 14,5$ МПа;

- розрахунковий опір осьовому розтягуванню для розрахунку за граничним станом II-ї групи $f_{ctd} = 1,05$ МПа;

Арматурні стержні каркасів приймаємо класу А200С. Основні характеристики арматури:

- розрахунковий опір осьовому розтягуванню для розрахунку за граничним станом I-ї групи $f_{yd} = 280$ МПа;

- модуль пружності стержнів арматури $E_y = 2,1 \cdot 10^5$ МПа.

Стержні арматури сіток беремо класу Вр-I. Основні характеристики арматурних стержнів сіток:

- розрахунковий опір осьовому розтягуванню для розрахунку за граничним станом граничного стану I-ї групи $f_{yd} = 365$ МПа;

- модуль пружності стержнів арматури $E_y = 1,7 \cdot 10^5$ МПа.

Навантаження на сходовий марш

Власна вага на 1 квадратний метр сходового маршу - $g_n = 3,61$ кН/м², розрахунковий коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,1$.

Значення розрахункового навантаження: $g = g_n \times \gamma_f = 3,61 \times 1,1 = 3,97$ кН/м².

Значення тимчасового експлуатаційного навантаження: $p_n = 4,0$ кН/м².

Значення тимчасового розрахункового навантаження $p = p_n \times \gamma_f = 4,0 \times 1,2 = 4,81$ кН/м².

Розрахункове граничне навантаження на 1 метр погонний маршу:

$$q = (g + p) \times a = (3,97 + 4,81) \times 1,35 = 11,84 \text{ кН/м.}$$

Згинальний момент, від граничного розрахункового навантаження q :

$$M = q \times l^2 / 8 = 11,84 \times 3,0^2 / 8 = 13,32 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Поперечна сила від дії розрахункового граничного навантаження q :

$$Q = q \times l / 2 = 11,84 \times 3,0 = 17,75 \text{ кН.}$$

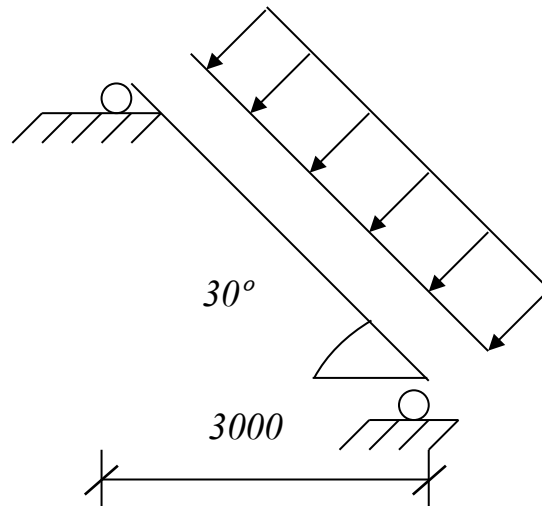


Рис. 2.1 Геометрична схема до розрахунку сходового маршу

Попередньо встановлюємо розміри сходового маршу: Товщина залізобетонної плити (по середньому перерізі між ступенями) $h'_f = 0,03 \text{ м}$, висота залізобетонних косоурів $h = 0,17 \text{ м}$, прийнята товщина ребер $b_r = 0,08 \text{ м}$.

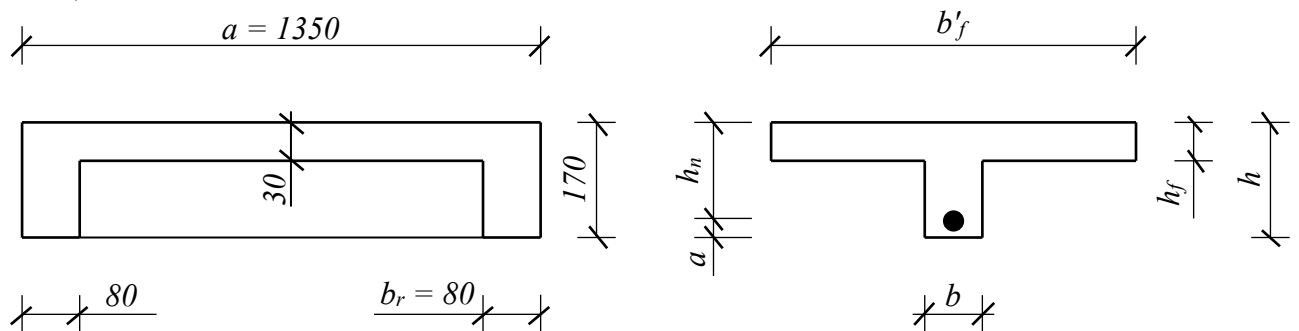


Рис. 2.2. Схема для визначення розмірів розрахункового перерізу маршу

Розрахунковий переріз – таврової форми з полицею в стиснутій зоні. У цьому випадку:

$$b = 2 \times b_r = 2 \times 0,08 = 0,16 \text{ м}$$

Розрахункова ширина полиці таврового січення в стиснутій зоні призначається з умови:

$$b'_f \leq l/6 \times l$$

тут b'_f - ширина полиці розрахункового таврового перетину в стиснутій зоні;

l – проліт маршу, який приймається в розрахунок, $l = 3$ м;

В результаті підстановки отриманих даних у вираз, маємо:

$$b'_f \leq l/6 \times 3,0 = 0,5 \text{ м}$$

У випадку, коли поперечні ребра відсутні якщо $0,1 \times h = 0,017 < h'_f = 0,03$ м обчислюємо значення b'_f : за такими умовами:

$$b'_f = 2 \times (l/6) + b = 2 \times 0,5 + 0,16 = 1,16 \text{ м}$$

$$b'_f = 2 \times 6 h'_f + b = 12 \times 0,03 + 0,16 = 0,52 \text{ м}$$

де h'_f – товщина полиці таврового перерізу у стиснутій зоні.

Товщина полиці приймається рівною товщині плити сходового маршу (по перерізу між ступенями) $h'_f = 0,03$ м

За результатами проведених розрахунків беремо менше значення, тобто $b'_f = 0,52$ м.

Проконтролюємо виконання умови:

$$M \leq f_{cd} \times \gamma_{b2} \times b'_f \times h'_f \times (h_0 - 0,5 \times h'_f),$$

у цій формулі $M = 13,3$ кН·м- згинальний момент, від дії розрахункового навантаження q ;

γ_{b2} – коефіцієнт, що залежить від умов роботи бетону конструкції, $\gamma_{b2} = 0,9$, см

h_0 - робоча висота перерізу. Визначається за формулою:

$$h_0 = h - a = 0,17 - 0,125 = 0,145 \text{ м},$$

тут $a = 0,125$ м – захисний шар бетонної конструкції;

Після підстановки отриманих даних у формулу

$$M = 13,3 \text{ кНм} < 14,5 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,52 \times 0,03 \times (0,145 - 0,5 \times 0,03) = \\ = 26,46 \text{ кНм}$$

Умова задовольняється, у цьому випадку нейтральна вісь перерізу проходить через полицю таврового перерізу.

Щоб визначити відносну висоту стиснутої зони бетону конструкції, обчислимо коефіцієнт α_m :

$$\alpha_m = M / f_{cd} \times \gamma_{b2} \times b'_f \times h_0^2 = 13,3 / 14,5 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,52 \times 0,145^2 = 0,093$$

За отриманим значеннями визначаємо коефіцієнти по таблицях для розрахунку згинаних елементів прямокутного перетину, які армуються одинарною арматурою: $\xi = 0,1$, $\zeta = 0,95$

Відносна приведена висота стиснутої зони бетону, при якій настає граничний стан елементу разом з досягненням напружень в розтягнутій арматурі, які рівні розрахунковому опору R_s , та визначається за формулою:

$$\xi_R = \omega / [(1 + (\sigma_{sR} / \sigma_{scn}) \times (1 - \omega / 1,1))]$$

тут ω – характеристика перерізу стиснутої ділянки бетону, визначається за виразом:

$$\omega = 0,85 - 0,008 \times f_{cd} = 0,85 - 0,008 \times 14,5 = 0,734$$

σ_{sR} – напруження в арматурі, МПа;

σ_{scn} – граничне напруження в арматурі стиснутої зони, МПа.

Розраховується у залежності від коефіцієнта γ_{b2} , який має значення $\gamma_{b2} < 1$,

$$\sigma_{scn} = 500 \text{ МПа.}$$

Підставляючи отримані дані, визначаємо:

$$\xi_R = 0,734 / [1 + (280 / 500) \times (1 - 0,734 / 1,1)] = 0,59 > \xi = 0,1$$

Визначаємо площу стержнів подовжньої арматури у поперечному перерізі сходового маршу визначається за виразом:

$$A_s = M / \zeta \times h_0 \times f_{yd} = 13,3 / 0,95 \times 0,145 \times 280 \times 1000 = 3,45 \times 10^{-4} \text{ м}^2$$

Отримуємо 2 \varnothing 16 A300CI, $A_s^{cp} = 4,02 \times 10^{-4} \text{ м}^2$.

Розрахунок похилого перерізу на дію поперечної сили

Розрахунок зводиться до виконання таких умов:

Умова 1:

$$Q \leq 2,5 \times f_{ctd} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0,$$

$$17,75 \text{ кН} < 2,5 \times 1,05 \times 0,9 \times 1000 \times 0,16 \times 0,145 = 54,81 \text{ кН}.$$

Умова задовольняється.

Умова 2:

$$Q \leq \varphi_{bn} \times (1 + \varphi_f) f_{ctd} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2 / c,$$

тут φ_{bn} – коефіцієнт, значення якого для важкого бетону $\varphi_{bn} = 1,5$,

φ_f - коефіцієнт, що залежить від впливу стиснутих полиць для таврових і двотаврових перерізів, обчислюється за виразом:

$$\varphi_f = 0,75 \times (b'_f - b) \times h'_f / (b h_0) = 0,75 \times (0,52 - 0,16) \times 0,03 / (0,16 \times 0,145) = 0,087$$

c – довжина горизонтальної проекції похилого перетину у найбільш небезпечному місці (біля опори) на вісь вздовж прольоту балки, яку обчислюємо за виразом:

$$c = 2,5 \times h_0 = 2,5 \times 0,145 = 0,36 \text{ м};$$

Розрахункова ширина полиці таврового перерізу залізобетонної конструкції у розтягнутій ділянці:

$$b_f < b + 3 \times h'_f = 0,16 + 3 \times 0,03 = 0,25 \text{ м};$$

Навантаження на один погонний метр для визначення перерізу стержнів поперечної арматури знаходиться за виразом:

$$q_1 = (q + p / 2) \times l = 3,96 + 4,8 / 2 = 6,36 \text{ кН/м};$$

Перевіряємо виконання умови:

$$q_1 \leq 0,16 \times (1 + \varphi_n) \times f_{ctd} \times b$$

тут φ_n - коефіцієнт, що залежить від подовжніх сил. Так, як подовжні сили відсутні, то $\varphi_n = 0$.

$$q_1 = 6,36 \text{ кН/м} \leq 0,16 \times 1,05 \times 0,9 \times 0,16 = 24,19 \text{ кН} - \text{ умова задовольняється.}$$

Для встановлення січення стержнів поперечної арматури визначаємо значення поперечної сили у розрахунковому перерізі за виразом:

$$Q_{n.a.} = Q_{max} - q_1 \times c = 17,75 - 6,36 \times 0,36 = 15,5 \text{ кН}$$

Після підстановки отриманих даних проводимо перевірку умови:

$$Q = 15,5 \text{ кН} > 1,5 \times (1 + 0,087) \times 1,05 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,16 \times 0,145^2 / 0,36 = 14,3 \text{ кН}$$

Друга умова не виконується, у цьому випадку січення поперечної арматури знаходимо за результатами розрахунку.

Найменша поперечна сила, яка сприймається бетоном стиснутої ділянки бетону:

$$Q_{b \min} = \varphi_{b3} \times (1 + \varphi_f) \times f_{ctd} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0$$

тут φ_{b3} – коефіцієнт, що приймається для важкого бетону $\varphi_{b3} = 0,6$

Після підстановки даних у вираз:

$$Q_{b \min} = 0,6 \times (1 + 0,087) \times 1,05 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 0,16 \times 0,145 = 14,3 \text{ кН};$$

Поперечна сила, яка може сприйматися бетоном конструкції:

$$Q_b = \varphi_{b2} \times f_{ctd} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2 / c$$

тут φ_{b2} - коефіцієнт, який залежить від виду бетону, в нашому випадку $\varphi_{b2} = 2$.

Визначаємо

$$Q_b = 2 \times 1,05 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,16 \times 0,145^2 / 0,36 = 17,66 \text{ кН}.$$

Найменше зусилля, яке сприймається хомутами, які встановлюються за результатами розрахунку:

$$q_{sw \min} = \varphi_{b3} \times (1 + \varphi_f) \times f_{ctd} \times \gamma_{b2} \times b / 2$$

$$q_{sw \min} = 0,6 \times (1 + 0,087) \times 1,05 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 0,16 / 2 = 49,3 \text{ кН/м}.$$

Найбільший крок хомутив:

$$s_{max} = \varphi_{b4} \times f_{ctd} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2 / Q$$

тут φ_{b4} – коефіцієнт, який для важкого бетону має значення $\varphi_{b4} = 1,5$

$$s_{max} = 1,5 \times 1,05 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 0,16 \times 0,145^2 / 15,9 = 0,298 \text{ м}$$

Згідно вимог для конструювання згинаних елементів на приопорних ділянках балкових конструкцій крок хомутив призначається за умовами:

$$1/4 \times l = 1/4 \times 3,0 = 0,75 \text{ м},$$

У випадку дії зосереджених навантажень відстань від крайньої опори до найближчої зосередженої сили завантаження призначається з кроком, який не перевищує значення:

$$s = h / 2 = 0,17 / 2 = 0,085 \text{ м}.$$

На інших ділянках арматура встановлюється конструктивно з мінімальним кроком 200 мм. Приймаємо стержні арматури $\varnothing 5$ А400С, розрахунковий опір для стержнів поперечної арматури на розтяг $R_{sw} = 175$ МПа, площа перетину поперечної арматури $A_{sw} = 0,39 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$.

Проводимо розрахунок значення фактичного зусилля в хомутах поперечної арматури:

$$q_{sw} = f_{ywd} \times A_{sw} / s = 175 \times 10^3 \times 0,39 \times 10^{-4} / 0,085 = 80,7 \text{ кН/м}$$

Згідно вимог до розрахунку $q_{sw} = 80,8 \text{ кН/м}$ має мати більше значення, ніж $q_{sw \text{ min}} = 49,3 \text{ кН/м}$. Умова задовольняється.

Конструктивно для армування плити залізобетонного сходового маршу приймаємо сітку:

$$\frac{4Bp - 1(\times 200) + 100}{4Bp - 1(\times 200) + 100} \cdot 1340 \cdot 3000 \frac{20}{20}$$

Залізобетонні проступи сходового маршу монолітно пов'язані з його плитою. Армвання самих проступів виконують з конструктивних міркувань, приймаємо 4 $\varnothing 6$ А240С, призначаємо хомути $\varnothing 6$ мм з розстановкою їх через 200 мм.

2.2 Розрахунок залізобетонної плити сходового майданчика

Приймаємо ширину плити $b = 1,35$ м, товщину - $h = 0,06$ м, беручи до уваги, що загальна ширина сходової клітки у світлі рівна 3 м.

Експлуатаційне розрахункове тимчасове (короткочасне) навантаження $p_n = 4$ кН/м², коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження у нашому випадку приймається рівним $\gamma_f = 1,2$.

Характеристики використовуваних матеріалів для залізобетонної конструкції сходового майданчика аналогічні розрахунковим характеристикам матеріалів для сходового маршу, які представлені в п.3.2 [23,25].

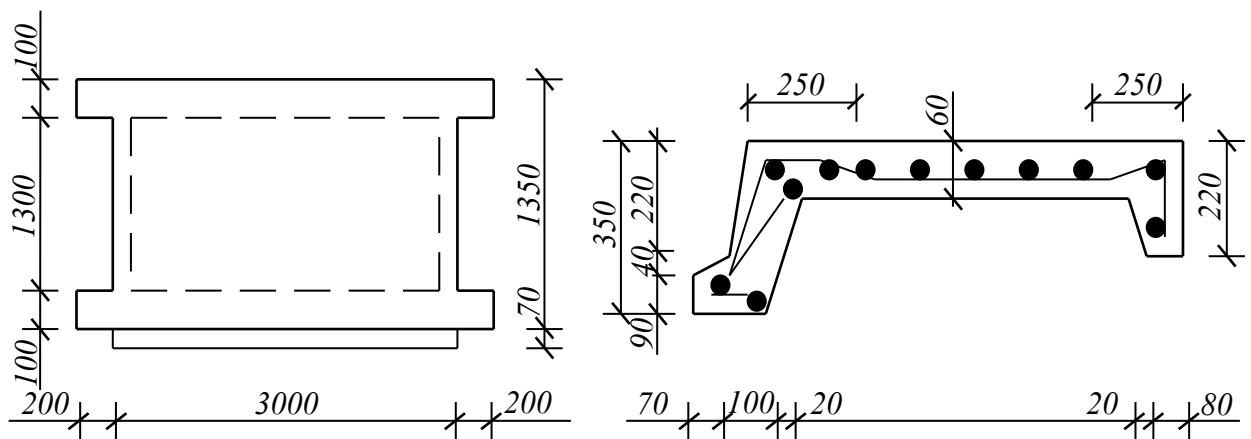


Рис. 2.3. Схема визначення геометричних розмірів залізобетонного сходового майданчика.

Визначення навантажень і зусиль

експлуатаційні значення:

- вага конструкції плити сходового майданчика:

$$g_n^n = \gamma_o \times h = 25 \times 0,06 = 1,5 \text{ кН/м}^2,$$

тут γ_o – об'ємна вага важкого бетону конструкції;

h – товщина плити сходового майданчика;

- вага лобового ребра для опирання сходових маршів:

$$g_n^{lp} = [(0,22 + 0,07) \times 0,11 + 0,07 \times 0,07] \times 25 = 0,92 \text{ кН/м.}$$

- вага простінного ребра: $g_n^p = 0,14 \times 0,08 \times 25 = 0,315 \text{ кН/м.}$

Тимчасове значення розрахункового граничного навантаження:

$$p = p_n \times \gamma_f^6 = 4,0 \times 1,2 = 4,8 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахунок полиці плити.

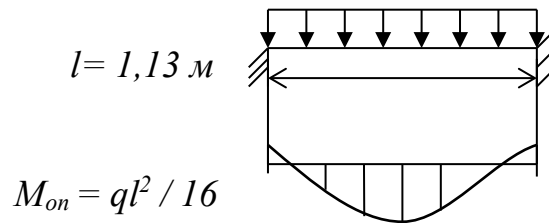


Рис. 2.4. Епюра моментів, які діють на полицку плити сходового майданчика

Повне розрахункове граничне навантаження розраховуємо за виразом:

$$q = (g_n^* \times \gamma_f + p) \times l = (1,5 \times 1,1 + 4,8) = 6,45 \text{ кН/м};$$

Згинальний момент на опорі:

$$M_{on} = q \times l^2 / 16 = 6,45 \times 1,13^2 / 16 = 0,51 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Розрахункова робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a = 0,06 - 0,02 = 0,04 \text{ м}$$

Коефіцієнт, який визначається для визначення площі поперечного перетину стержнів арматури:

$$\alpha_m = M_{on} / f_{cd} \times \gamma_{b2} \times b'_f \times h_0^2 = 0,51 / (14,5 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 1 \times 0,04^2) = 0,024,$$

За довідковими таблицями приймаємо $\xi = 0,024$, $\zeta = 0,988$;

Знаходимо необхідний перетин стержнів арматури:

$$A_s = 0,51 / (0,988 \times 0,04 \times 365 \times 10^3) = 0,356 \times 10^{-4} \text{ м}^2$$

Вибираємо арматурну сітку, що має відгини на опорах

$$\frac{3Bp - I - 200}{3Bp - I - 200} \cdot 1440 \cdot 2800 \frac{20}{20}$$

Розрахунок лобового ребра:

$$M = ql^2 / 8$$

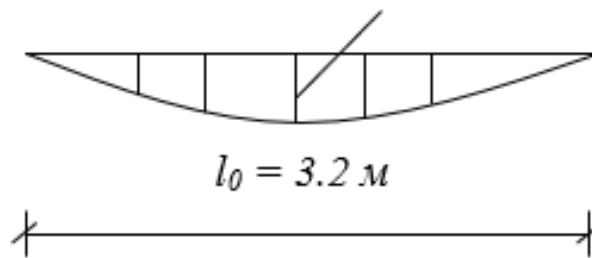


Рис.2.5. Розрахункова епюра моментів для лобового ребра

Експлуатаційне навантаження від власної ваги полиці залізобетонного сходового майданчика:

$$q^n = q \times b / 2 + g^{np}_n \times \gamma_f = 6,45 \times 1,35 / 2 + 0,92 \times 1,1 = 5,36 \text{ кН/м}$$

Експлуатаційне навантаження від власної ваги сходових маршів:

$$q_1 = Q_{\text{лм}} / b = 17,75 / 1,35 = 13,14 \text{ кН/м,}$$

тут $Q_{\text{лм}} = 17,75 \text{ кН,}$

Згинальний момент, що діє в лобовому ребрі поперечного перерізу залізобетонного сходового майданчика:

$$M = (q^n + q_1) \times l_0^2 / 8 = (5,36 + 13,14) \times 3,0^2 / 8 = 23,69 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

Розрахункова поперечна сила в розрахунковому перетині лобового ребра сходового майданчика:

$$Q = (q^n + q_1) \times l \times \gamma_n / 2 = (5,36 + 13,14) \times 3 \times 1/2 = 29,6 \text{ кН}$$

тут $\gamma_n = 1$ – коефіцієнт надійності, що залежить від призначення споруди.

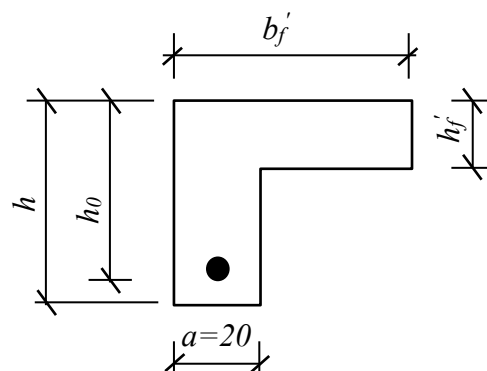


Рис. 2.6. Розрахункова схема для розрахунку лобового ребра

Визначаємо розрахункову ширину полиці таврового перерізу у його стиснутій зоні:

$$b_f' = 6 \times h_f' + b = 6 \times 0,06 + 0,1 = 0,46 \text{ м},$$

$$h_0 = 0,35 - 0,02 = 0,33 \text{ м}$$

$$M < f_{cd} \times \gamma_{b2} \times b_f' \times h_f' \times (h_0 - 0,5 h_f')$$

Згідно розрахунку:

$$14,5 \cdot 10^3 \times 0,9 \times 0,46 \times 0,06 \times (0,33 - 0,5 \times 0,06) = 108,05 \text{ кН} \cdot \text{м} > \\ > M = 23,69 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Умова задовольняється, таким чином нейтральна вісь перерізу проходить у його стиснутій полиці.

Значення коефіцієнта α_m розрахуємо за виразом:

$$\alpha_m = 23,69 / (0,46 \times 0,33^2 \times 14,5 \times 10^3 \times 0,9) = 0,036$$

За довідковими таблицями визначаємо коефіцієнти:

$$\xi = 0,04, \zeta = 0,98.$$

Потрібна площа січення арматури:

$$A_s = 23,69 / (0,98 \times 0,33 \times 280 \times 10^3) = 2,6 \times 10^{-4} \text{ м}^2$$

Приймаємо 2Ø14 А – 300С, $A_s = 3,08 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$.

Розрахунок для похилого перетину лобового ребра залізобетонного сходового майданчика:

$Q = 29,6 \text{ кН}$ – розрахункова поперечна сила, що виникає у лобовому ребрі.

Проведемо перевірку достатності перерізу за виразом:

$$Q \leq \varphi_{b4} \times (1 + \varphi_n) \times f_{ctd} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2 / c;$$

де c – довжина горизонтальної проекції на подовжню вісь балкового елемента у найбільш небезпечному похилому перетині.

Обчислюється з виразу:

$$c = h_0 \sqrt{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) f_{ctd} \gamma_{b2} b / q_1} \leq c_{max} = 2,5 \times h_0$$

Значення граничного розрахункового навантаження на 1 погонний метр лобового ребра сходової площадки розраховуємо за виразом:

$$q_1 = (g_n^n \times \gamma_f + p \times \gamma_f) \times b / 2 + g_n^{lp} \times \gamma_f$$

$$q_1 = (1.5 \times 1.1 + 4 \times 1.2) \times 1,35 / 2 + 0,92 \times 1,1 = 5,36 \text{ кН/м},$$

$$c = 0,33 \sqrt{1,5} (1 + 0) 1,05 \times 10^3 \times 0,5 \times 0,1 / 5,36 = 1,29 > 2,5 \times 0,33 = 0,82 \text{ м}$$

За результатами розрахунку призначаємо $c = c_{max} = 0,82 \text{ м}$.

У результаті обчислення правої частини виразу отримаємо:

$$1.5 \times (1 + 0) \times 1.05 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.1 \times 0.33^2 / 0.82 = 13.71 \text{ кН}$$

лівої частини, відповідно:

$$Q_n^{l.p.} = Q_{max} - q_1 c$$

$$\text{тут } Q_{max} = Q = 29,6 \text{ кН}$$

$$Q_n^{l.p.} = 29,6 - 5,36 \times 0,82 = 25,2 \text{ кН} - \text{при невиконанні умови поперечні}$$

стержні арматури потрібно призначити згідно розрахунку.

Стержні поперечної арматури призначаємо $\varnothing 6 \text{ A400C}$ і розташовуємо з кроком $s = 150 \text{ мм}$ (призначаємо закриті хомути, враховуючи утворення крутних моментів в розрахунковому перерізі).

$$A_{sw} = 0.57 \times 10^{-4} \text{ м}^2, f_{ywd} = 175 \text{ МПа}$$

Проведемо розрахунок фактичного зусилля, яке може діяти в хомутах за виразом:

$$q_{sw} = A_{sw} f_{ywd} / s = 175 \times 10^3 \times 0,57 \times 10^{-4} / 0,15 = 66,5 \text{ кН/м}$$

$$\text{Перевіримо виконання умови: } q_{sw} \geq Q_{b \min} / 2 \times h_0.$$

Визначаємо значення поперечної сили $Q_{b \min}$, попередньо визначивши значення коефіцієнта φ_f :

$$\varphi_f = 0,75 \times 3 \times 0,06 \times 0,06 / (0,1 \times 0,33) = 0,24 < 0,5$$

$$Q_{b \min} = 0.6 \times (1 + 0.24) \times 1,05 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,1 \times 0,33^2 = 7,65 \text{ кН}$$

після підстановки отриманих даних у формулу, отримаємо:

$$66,5 \text{ кН/м} > 7,65 / (2 \times 0,33) = 11,6 \text{ кН/м} - \text{умова задовольняється,}$$

інтенсивність напружень у стержнях поперечної арматури має достатнє значення.

$$\text{Проведемо перевірку умови: } s_{max} > s$$

Найбільший допустимий крок хомутів приймаємо за виразом:

$s_{max} = 1,5 \times 1,05 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,1 \times 0,33^2 / 22,07 = 0,69 > s = 0,15 \text{ м}$ – умова задовольняється.

2.3 Розрахунок багатопорожнистої залізобетонної плити

2.3.1 Розрахунок за граничними станами 1-ї групи

Розрахункові навантаження на плиту.

Для розрахунку плити приймаємо значення прольоту $l_0 = 5,88 \text{ м}$, задаємося шириною плити $b = 1,5 \text{ м}$.

Розрахунок навантажень проводимо у таблиці 2.1. Розрахункову схему для плити приймаємо за рисунком 2.7.

Значення розрахункового граничного навантаження на 1 метр погонний при ширині залізобетонної плити 1,5 м, приймаючи значення коефіцієнта надійності $\gamma_n = 0,95$:

постійне від ваги конструкцій

$$g = 3,55 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 5,06 \text{ кН/м},$$

повне, включаючи і корисне тимчасове:

$$g + v = 5,35 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 7,6 \text{ кН/м}$$

Експлуатаційне розрахункове навантаження на 1 п.м.:

постійне:

$$g_n = 3,27 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 4,66 \text{ кН/м},$$

значення повного навантаження

$$g_n + v_n = 4,77 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 6,78 \text{ кН/м},$$

значення корисного тимчасового навантаження

$$v = 1,8 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 2,55 \text{ кН/м}$$

Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень.

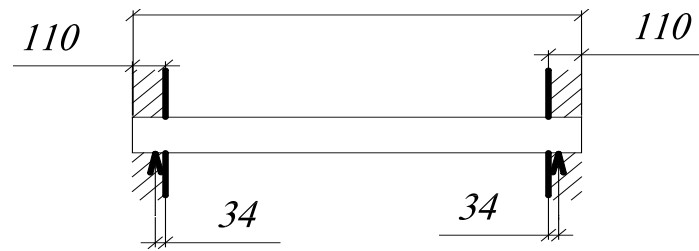
Значення внутрішніх зусиль від розрахункового граничного навантаження:

$$M = (g + v) l_0^2 / 8 = 7,6 \cdot 5,882 / 8 = 29,3 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$Q = (g + v) l_0 / 2 = 7,6 \cdot 5,88 / 2 = 20,1 \text{ кН}.$$

Визначення навантажень на 1 м² перекриття споруди

Найменування	Нормативне навантаження кН/м ²	Коефіцієнт надійності γ_f	Розрахункове навантаження кН/м ²
1	2	3	4
1 . Постійна	3,0	1,1	3,3
• З/б.панель перекриття типу ПК	0,06	1,3	0,078
• звукоізолююча деревоволокниста плита $\gamma=2000$ Н/м ³ завтовшки 3см			
Водонепроникна папір	0,02	1,3	0,026
• цементно- піщана стяжка $\delta = 37$ мм, $\gamma = 20$ кН/м ³ ;	0,08	1,3	0,104
• дерево волокниста плита $\gamma = 8000$ Н/м ³ , $\delta = 0,8$ см	0,064	1,3	0,084
лінолеум на мастиці	0,05	1,3	0,065
Разом	3,274		3,547
Тимчасова	1,5	1,2	1,80
короткочасна	0,3	1,2	0,36
тривала	1,2	1,2	1,44
Всього	4,77	-	5,35



Значення внутрішніх зусиль від розрахункового граничного навантаження:

$$M = 6,78 \cdot 5,552 / 8 = 26,18 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad Q = 6,78 \cdot 5,88 / 2 = 18,8 \text{ кН}.$$

Від постійної і тимчасової довготривалої складової:

$$M_l = 5,68 \cdot 3,552 / 8 = 21,87 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Призначення розмірів поперечного перетину плити.

Значення висоти поперечного перерізу багатопорожнистої попередньо напруженої залізобетонної плити перекриття (має 7 круглих порожнин $\varnothing 15,9$ см) приймаємо рівним $h = 22$ см. Враховуючи товщину захисного шару бетону $a = 30$ мм робоча висота розрахункового перетину буде рівною $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19$ см. Вирахуємо товщину полиць вище і нижче від круглої порожнини: $t'_f = (22 - 15,9) \cdot 0,5 = 3,05$ см. Приймаємо розрахункову ширину ребра $b = 1,95$ см. Товщину стиснутої залізобетонної полиці для таврового перерізу, яку приймаємо в розрахунок, буде мати значення $h'_f = 3,0$ см.

Відношення висоти до товщини полиці перерізу:

$$h'_f / h = 3,05 / 22 = 0,145 > 0,1, \text{ в розрахунок приймається вся}$$

ширина полиці перерізу $b'_f = 116$ см.

Розрахункове значення ширини ребра $b = 146 - 6 \cdot 15,9 = 22,4$ см.

Характеристики міцності бетону та арматури.

Для виготовлення плити перекриття приймаємо бетон важкий класу С20/25, який надається до спільної роботи з напруженою арматурою. Характеристичне значення міцності бетону $f_{cdn} = 18,5$ МПа, відповідне розрахункове $d_i = 14,5$ МПа, коефіцієнт тривалості статистичного завантаження бетону $\gamma_{b2} = 0,9$, характеристичне значення опору розтягу бетону $f_{ctd,n} = 1,6$ МПа, відповідне розрахункове значення $f_{ctd} = 1,05$ МПа.

Розрахункове значення початкового модуля пружності бетону $E_{cd} = 30000$ МПа. Передавальна міцність бетону $f_{cd,bp}$ приймається такою, щоби при виникненні зусиль обтиску від попереднього напруження відношення напружень $f_{sp} / f_{cd,bp} \leq 0,75$.

Поздовжню робочу попередньо напружену арматуру приймаємо зі стержнів А600 з електротермічним натягом на упори форм опалубки, Характеристичне значення опору сталі арматури $f_{yd,n} = 540$ МПа, розрахункове значення опору $f_{yd} = 450$ МПа, модуль пружності $E_s = 180000$ МПа [23,25,36].

Попереднє напруження стержнів арматури:

$$\sigma_{sp} = 0,75f_{yd,n} = 0,75 \cdot 540 = 405 \text{ МПа.}$$

За критерієм утворення тріщин до залізобетонних плит будуть ставитися вимоги третьої категорії.

При електротермічному методі натягу арматури:

$$p = 30 + 360 / l = 30 + 360 / 5,7 = 93 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{sp} + p = 405 + 93 = 498 < f_{yd,n} = 540 \text{ МПа - умова задовольняється.}$$

$$\sigma_{sp} - p = 405 - 3 = 312 > 0,3 \cdot 540 = 162 \text{ МПа - виконується.}$$

Найбільш можливе відхилення попереднього напруження:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = \frac{0,5 \cdot 93}{405} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{7}}\right) = 0,2$$

n – загальне число напружуваних стержнів, наперед приймаємо $n = 7$.

Коефіцієнт врахування точності натягу $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,2 = 0,8$.

При виконанні перевірки щодо розкриття тріщин у бетоні верхньої зони перерізу плити у разі його обтиску беруть $\gamma_{sp} = 1 + 0,2 = 1,2$.

Попереднє напруження в стержнях арматури буде: $\sigma_{sp} = 0,9 \cdot 405 = 365$ МПа

Розрахунок несучої здатності по нормальному перетину

Для таврового перерізу з полицею в стиснутій зоні.

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{29,3}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 10^3 \cdot 1,16 \cdot 0,19^2} = 0,054$$

За довідковими таблицями приймаємо

$\xi = 0,055$, $x = \xi h_0 = 0,055 \cdot 19 = 1,05 < 3,0$ см, звідси нейтральна вісь знаходиться в межах стиснутої полиці $\zeta = 0,97$.

Розрахункова характеристика

$$\omega = 0,85 - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,75.$$

Максимальне значення відносної висоти стиснутої зони полицки:

$$\xi_R = \frac{0,75}{1 + \frac{485}{500} \left(1 - \frac{0,75}{1,1}\right)} = 0,54,$$

де $\sigma_{sR} = f_{yd} + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}$, тут $\Delta\sigma_{sp} = 0$,

$\sigma_{sR} = 450 + 400 - 365 = 485$ МПа, у знаменнику приймається 500, так як $\gamma_{b2} < 1$.

Значення $\xi_R = 0,54 > \xi = 0,055$.

Для попередньо напружених стержнів арматури визначаємо коефіцієнт умов роботи:

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,2 - (1,2 - 1) \left(2 \frac{0,11}{0,55} - 1 \right) = 1,26 > \eta = 1,2$$

$\eta = 1,2$ - для стержнів арматури класу А500, призначаємо $\gamma_{s6} = \eta = 1,2$.

Проводимо розрахунок площі перерізу стержнів розтягнутої арматури:

$$A_s = M / \gamma_{s6} \cdot f_{yd} \cdot \zeta \cdot h_0 = 29,32 \cdot 450 \cdot 103 \cdot 0,945 \cdot 0,19 = 0,00029 \text{ м}^2.$$

Беремо 4 стержні діаметром 10 А400С загальною площею $A = 3,14$ см².

Розрахунок по похилому до подовжньої осі перерізу плити.

Коефіцієнт, який враховує дію зусилля обтиску $P = 95,7$ кН.

$$\varphi_n = 0,1 \cdot N / f_{ctd} \cdot b \cdot h_0 = 0,1 \cdot 95,7 / 1,05 \cdot 0,22 \cdot 0,19 = 0,22 < 0,5,$$

призначаємо $\varphi_n = 0,22$.

Визначаємо необхідність установки поперечної арматури згідно умови:

$$Q_{max} = 20,1 \leq 2,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 103 \cdot 0,22 \cdot 0,19 = 98,75$$

Умова задовольняється.

При $g_1 = g + v / 2 = 5,06 + 8,55 / 2 = 9,33$ кН/м = 93,3 Н/см, так як:

$$0,16 \cdot \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) f_{ctd} \cdot b \cdot h = 0,16 \cdot 1,5 \cdot 1,22 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 103 \cdot 0,22 =$$

$$= 48 \text{ Н/см} > 9,33 \text{ Н/см}$$

Призначаємо $c = 2,5 \cdot h_0 = 2,5 \cdot 19 = 47,5$ см.

Наступна умова :

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 20,1 - 9,3 \cdot 0,475 = 15,7 \text{ кН}$$

$$0,16 \cdot \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) f_{ctd} \cdot b \cdot h_0^2 =$$

$$= 1,5 \cdot 1,22 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 103 \cdot 0,22 \cdot 0,192 / 0,475 = 35,5 \cdot 10^3 \text{ Н} > 15,7 \cdot 10^3 \text{ Н}$$

Вимога задовольняється.

Значить, поперечна арматура встановлюється конструктивно.

На ділянках завдовжки біля опор до однієї четвертини прольоту стержні Ø4 класу Вр-І ставимо конструктивно через $s = \frac{h}{2} = \frac{22}{2} = 11$ см, у середній частині плити стержні поперечної арматури не встановлюються.

2.3.2 Розрахунок перерізів плити за II-ю групою граничних станів

Визначимо загальні геометричні характеристики приведенного перерізу плити.

Круглі контури порожнин для розрахунку умовно замінюють еквівалентними квадратними, розміром $h = 0,9d = 0,9 \cdot 15,9 = 14$ см. Для еквівалентного перетину приведена товщина полиць буде рівною

$$h_f = (22 - 14) \cdot 0,5 = 4 \text{ см.}$$

Визначимо ширину ребра: $b_p = 116 - 6 \cdot 14 = 32$ см.

Розрахункова площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = 116 \cdot 22 - 84 \cdot 14 = 2552 - 1176 = 1376 \text{ см}^2$$

У розрахунку не приймають до уваги приведену площу арматури $\alpha \cdot A_s$, так як вона має невелике значення.

Розрахуємо відстань від центру ваги приведеного перерізу до нижньої його грані:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = 15034 / 1381 = 10,95 \text{ см.}$$

У розрахунок беремо $y_0 = 11 \text{ см.}$

У попередній формулі:

$$S_{red} = 116 \cdot 22 \cdot 11 - (6 \cdot 3,14 \cdot 15,92 \cdot 11) / 4 + 190 \cdot 103 \cdot 3,14 \cdot 3 = 15,03 \text{ см}^3.$$

$$A_{red} = 116 \cdot 22 - (6 \cdot 3,14 \cdot 15,92) / 4 + 6,33 \cdot 3,14 = 1381 \text{ см}^2.$$

Приведений момент інерції розрахункового перерізу:

$$I_{red} = 116 \cdot 22^3 / 12 - 84 \cdot 14^3 / 12 = 102930 - 19208 = 83722 \text{ см}^4.$$

Момент опору розрахункового перерізу відносно нижньої грані:

$$W_{red} = I_{red} / y_0 = 83722 / 11 = 7611 \text{ см}^3, \text{ аналогічно відносно верхньої грані } W'_{red} = 7611 \text{ см}^3.$$

Розрахункова відстань від ядра перерізу, до центру його ваги визначаємо за виразом:

$$r = 0,85 \cdot 7611 / 1376 = 4,7 \text{ см}$$

$$\text{Приймаємо значення } \varphi_n = 1,6 - \sigma_{bp} / f_{cdn} = 1,6 - 0,75 = 0,85$$

Попередньо призначаємо значення відношення напружень у бетоні плити від дії експлуатаційних навантажень та від попереднього його обтиску до розрахункового граничного опору бетону при розрахунку за 2-ю групою граничних станів, що рівне 0,75.

Момент опору перерізу із врахуванням пластичної роботи бетону розтягнутої зони:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 7611 = 11416 \text{ см}^3,$$

значення коефіцієнта $\gamma = 1,5$ – для перерізу двотаврової форми,

$$\text{якщо } 2 < b'_f / b = 116 / 30 = 3,6 < 6.$$

Аналогічне значення моменту на стадії виготовлення і обтиску:

$$W_{pl}' = 11416 \text{ см}^3.$$

Втрати попереднього напруження у стержнях арматури

Коефіцієнт точності натягу стержнів арматури $\gamma_{sp} = 1$.

Втрати напружень від релаксації напружень в арматурних стержнях при електротермічному методі натягу арматури на упори опалубкової форми $\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 405 = 12,1$ МПа.

Втрати від різниці температур між робочою попередньо напруженою арматурою і упорами форми $\sigma_2 = 0$, внаслідок того, що форма у процесі пропарювання в автоклаві нагрівається разом з бетонним виробом.

Сила обтиску

$$P_1 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_1) = 3,14 \cdot 10 - 4 \cdot (405 - 12,1) \cdot 103 = 123,3 \text{ кН.}$$

Ексцентриситет цієї сили відносно центру ваги перетину

$$e_{op} = 11 - 3 = 8 \text{ см.}$$

Напруження від дії обтиску :

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= 123,8/1376 \cdot 10^{-4} + 123,3 \cdot 0,08 \cdot 0,11/83722 \cdot 10^{-8} = \\ &= 2,9 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Приймаємо значення передавальної міцності бетону на арматуру з вимоги $\sigma_{bp} / f_{bp} \leq 0,75$

$$\text{Значення } f_{bp} = 2,19 / 0,75 = 2,9 < 0,5 \cdot 25.$$

Приймаємо $f_{bp} = 12,5$ МПа, в такому випадку відношення

$$\sigma_{bp} / f_{bp} = 2,7 / 12,5 = 0,23$$

Визначаємо напруження від обтиску у бетоні плити на рівні стержнів попередньо напруженої арматури (не враховуючи власної ваги плити):

$$\sigma_{bp} = (123,3 / 1376 \cdot 10^{-4} + 123,3 \cdot 0,082 / 83722 \cdot 10^{-8}) = 1,8 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{bp} / f_{bp} = 1,8 / 12,5 = 0,144 \text{ і при}$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 12,5 = 0,56 > 0,144$$

$$\text{становлять } \sigma_6 = 40 \cdot 0,14 \cdot 0,85 = 4,9 \text{ МПа.}$$

Перші втрати $\sigma_{los} = \sigma_1 + \sigma_b = 12,1 + 4,9 = 22,7$ МПа.

Враховуючи σ_{loc1} напруження $\sigma_{bp} = 1,83$ МПа, $\sigma_{bp} / f_{bp} = 0,15$.

Приймаємо втрати напружень від усадки бетону $\sigma_s = 35$ МПа.

Втрати від пластичної повзучості бетону конструкції

$$\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,15 = 19,1 \text{ МПа.}$$

Загальна сума других втрат $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 19,1 = 54,1$ МПа.

Повні втрати напруження:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 22,7 + 54,1 = 76,8 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа,}$$

призначаємо $\sigma_{los} = 100$ МПа.

Сила обтиску за вирахуванням повних втрат напружень:

$$P_2 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 3,14 \cdot 10 - 4(405 - 100) \cdot 103 = 95,77 \text{ кН.}$$

Розрахунок розкриття нормальних тріщин

Повинна виконатися умова, при якій утворюються тріщини:

$$M \leq M_{crc}.$$

Визначимо момент тріщиноутворення із врахуванням непружних деформацій за виразом:

$$M_{crc} = f_{ctd} W_{pl} + M_{rp} = 1,6 \cdot 103 \cdot 0,011416 + 10,9 = 29,1 \text{ кН м.}$$

Ядровий момент від зусилля обтиску:

$$M_{rp} = P_2(e_{op} + r) = 0,9 \cdot 95,8 \cdot 10^3(0,08 + 0,42) = 10,9 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Так, як $M = 26,18 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{crc} = 29,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$ то тріщини в розтягнутій зоні бетону не появляються. Значить розрахунок по їх розкриттю не виконується.

Розрахунок жорсткості плити.

У випадку коли відношення $h / l = 5,7 / 0,22 = 26 > 10$, то розрахунок прогину залізобетонної плити виконують без врахування впливу на її роботу поперечних сил.

Визначаємо кривизну залізобетонної плити на ділянках без появи тріщин як для суцільного приведенного перерізу

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M}{B} = 1,38 / (21,3 \cdot 10^3) = 0,06 \cdot 10^{-3} \text{ 1/м}$$

тут M – згинальний момент від дії короткочасного експлуатаційного навантаження:

$$M = (0,34 \cdot 5,552 \cdot 1,2) / 8 = 1,38 \text{ кН};$$

B - жорсткість приведенного перерізу плити.

Для важкого бетону, виготовленого з використанням щільного дрібного заповнювача у випадку короткочасної дії навантаження:

$$B = 0,85 E_b I_{red} = 0,85 \cdot 30 \cdot 106 \cdot 83722 \cdot 10^{-8} = 21,3 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м}^2,$$

тут 0.85 - коефіцієнт врахування пониженого значення жорсткості, що спричинює вплив пластичних деформацій розтягнутого бетону.

При тривалій дії навантаження кривизна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M \cdot \varphi}{B} = 21,8 \cdot 2 / (21,3 \cdot 10^3) = 2,04 \cdot 10^{-3} \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

де φ – коефіцієнт врахування пониженого значення жорсткості (зростання кривизни) при довготривалій дії навантаження на конструкцію з урахуванням повзучості стиснутого бетону.

Приймаємо $\varphi = 2$ коли середнє значення відносної вологості повітря становить 40% .

M - момент від постійного і довготривалої складової тимчасового навантаження:

$$M = 5,68 \cdot 5,552 / 8 = 21,87 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Від короткочасної дії обтиску бетону від попереднього напруження арматури кривизну вираховуємо за виразом:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{B} = 7,7 \cdot 103 / 21,3 \cdot 10^6 = 0,36 \cdot 10^{-3} \text{ 1/м}.$$

При значенні згинального моменту:

$$M = P e_{op} = 95,77 \cdot 0,08 = 7,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Від дії попереднього обтиску внаслідок вигину під впливом повзучості бетону, кривизну приймають рівною кривизну приймають рівною тангенсу кута нахилу епюри деформацій:

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_4 &= \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_0} = \frac{\sigma_b}{E_s} \cdot h_0 = \frac{4.9 + 35 + 19.1}{18} \cdot 10^4 \cdot 0,19 = \\ &= 1,72 \cdot 10^{-3} 1/\text{м}, \end{aligned}$$

тут ε_b і ε'_b - деформації бетону від дії повзучості, відповідно, на рівні центру ваги розтягнутої арматури та рівні крайнього стиснутого волокна бетону конструкції.

Загальні втрати $\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_9$, $\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_9$, тоді, відповідно $\varepsilon_b = \sigma_s / E_s$. $\varepsilon'_b = \sigma'_s / E_s$; $\sigma'_{bp} = P / A_{red} - P \cdot e_{op} (h_0 - e_{op}) / I_{red}$ $\sigma'_{bp} = 95,8 / 1381 \cdot 10^{-4} - (95,8 \cdot 0,08 \cdot 0,11) / 83722 \cdot 10^{-8} = 0,69 - 1 < 0$.

Приймаємо значення σ'_6 та σ'_9 рівними нулю, таким чином $\varepsilon'_b = 0$.

Прогини, відповідно, для 1 - 4 випадків:

$$f_1 = \frac{5}{48} \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{5}{48} \cdot 5,55^2 \cdot 0,06 \cdot 10^{-3} = 0,19 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

$$f_2 = \frac{5}{48} \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{5}{48} \cdot 5,55^2 \cdot 2,04 \cdot 10^{-3} = 6,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

$$f_3 = \frac{1}{8} \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{1}{8} \cdot 5,55^2 \cdot 0,36 \cdot 10^{-3} = 1,38 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

$$f_4 = \frac{1}{8} \cdot l^2 \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{1}{8} \cdot 5,55^2 \cdot 1,72 \cdot 10^{-3} = 6,6 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

Сумарний розрахунковий прогин:

$$f_{tot} = (0,19 + 6,6 - 1,38 - 6,6) \cdot 10^{-3} = -1,19 \cdot 10^{-3} \text{ м.}$$

Значення не перевищує максимального прогину.

3 ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Вказівки до виконання робіт

Роботи потрібно проводити згідно правил виконання і приймання будівельно-монтажних робіт та із дотриманням вимог технології будівельного виробництва, які описані у відповідних главах норм ДБН А.3.1-5:2016 “Організація будівельного виробництва” [34].

Проведення земляних робіт з відривки котловану виконується за допомогою екскаватора ЕО-5124. Зачистка основи для фундаментів внизу котлована проводиться вручну. Ґрунт, який залишається після виконання усіх земляних робіт вивозиться з об’єкту автосамоскидами МАЗ-5166 у відвал х подальшим транспортуванням у відведені місця.

Монтаж збірних конструкцій підземної частини споруди виконується за допомогою крана КС4579, а для надземної частини – за допомогою крана ДЕК-631А.

Роботи з тинькування стін проводяться за допомогою штукатурної пересувної насосної станції С – 114 із використанням розчинонасоса 49А а також машин для затирання тиньку С – 86.

Малярні роботи проводять із використанням малярської установки С – 115, шпаклювальної станції ЕО-53, фарборозпилювачів ручних С – 19А та С – 24А, фарбопульту ручного С – 20А, , електрофарбопульту С – 61.

3.2 Визначення характеристик для підбору монтажного крана

Типу крана приймається у залежності від обраного способу монтажу конструкцій, та від об’ємно-планувального і конструктивного вирішення будинку. Підібраний для проведення робіт кран повинен мати: необхідну вантажопідйомність з розрахунку піднімання найважчого елемента при найменшому вильоті гака - Q ; необхідний виліт стріли крана для монтажу найбільш віддаленого від осі крана монтованого елемента — L ; необхідною висотою піднімання гака від рівня стоянки крана для монтажу конструкції, розташованої найвище, при цьому враховується розрахункова висота

стропувальних пристроїв — H_K . У розрахункову вагу вантажу, що піднімається, входить вага стропувальних пристроїв та монтажного обладнання. Щоб підібрати марку монтажного крана спочатку визначають монтажні параметри усіх монтажних елементів. Після цього аналізують можливі типи, марки і моделі кранів, які відповідають цим параметрам.

Так як споруда є порівняно невеликої висоти та габаритних розмірів в плані, приймаємо рішення на користь стрілового самохідного крана.

Приймаючи для виконання робіт стріловий кран, потрібно мати на увазі, що вантажопідйомність у нього є варіативною в досить широкому діапазоні і вибір його марки буде залежати від таких факторів: довжини стріли крана, вильоту його гака та наявності виносних опор (для кранів на автомобільному ході та пневмоколісних моделей). Беручи до уваги вище перелічені параметри вантажопідйомність крана Q визначають з використанням кривих вантажопідйомності для різних кранів.

Для монтажу конструкцій покриття вибір стрілового крана виконують із можливості мінімального наближення стріли крана до найбільш виступаючої конструкції будівлі, що рівне 1 м. Для цього розглядають найбільш несприятливий випадок, коли плиту покриття монтують з розташуванням її вздовж прольоту з опиранням на поперечні стіни.

Розрахункову висоту, що приймається від рівня стоянки монтажного крана до рівня верху оголовка його стріли H_c , м, обчислюють за виразом:

$$H_c = h_0 + h_3 + h_e + h_r + h_{\text{п}},$$

тут h_0 — різниця висот від рівня опори для монтованої конструкції до рівня установки крана, м;

h_3 — резервний запас висоти між опорою та низом монтованого елемента, що призначається з міркувань безпечного проведення робіт з монтажу конструкцій, м;

h_e — максимальна висота монтованого елемента, м (відповідно до виконавчих креслень);

h_r — висота стропувального пристрою, м;

$h_{\text{п}}$ — висота системи поліспада гака, м.

В результаті необхідна висота:

$$H_c = 14,5 + 2 + 0,6 + 1,5 + 1 = 19,6 \text{ м.}$$

Вантажопідйомність монтажного крана Q приймають із умов підйому найважчого і найбільш віддаленого від осі крана монтованого елемента, тобто для максимального вантажного моменту, що визначається множенням значення монтажною ваги елемента на відповідний виліт гака. Так як одним краном встановлюють усі типи конструкцій споруди, то його модель підбирають за максимальним значенням параметрів кожного окремого елемента.

Потрібну вантажопідйомність крана Q , т, визначаємо за виразом

$$Q = E + B,$$

тут E - найбільша вага монтованого елемента, т;

B - вага стропувального пристрою, т.

$$Q = 3 + 0,1 = 3,1 \text{ т.}$$

Потрібний виліт гака монтажного крана $L_{\text{кр}}$, м, приймаємо за виразом:

$$L_{\text{кр}} = \frac{(b + b_1 + b_2) \cdot (H_c - h_{\text{ш}})}{h_n + h_e} + b_3$$

де b – найменший резервний зазор між стрілою крана та найближчою гранню монтованої конструкції, м ;

b_1 – віддаль від центра ваги монтованого елемента, до наближеної до стріли крана його грані;

b_2 – половина товщини стріли крана на рівні монтованого елемента, м;

b_3 – віддаль від осі обертання крана до осі піднімання-опускання стріли, м;

$h_{\text{ш}}$ – віддаль від рівня установки крана до осі піднімання стріли, м

$$L_{\text{кр}} = \frac{(1,5 + 3 + 0,5) \cdot (19,6 - 1,5)}{1 + 1,5} + 1,5 = 37,7$$

Підбираємо потрібну довжину стріли L_c , м, за виразом

$$L_c = \sqrt{(L_{\text{кр}} - b_2)^2 + (H_c - h_{\text{ш}})^2}$$

$$L_c = \sqrt{(37,7 - 0,5)^2 + (19,6 - 1,5)^2} = 39,3 \text{ м}$$

За обчисленим значенням найменшої довжини стріли крана, вильоту його гака та висоти піднімання гака, а також необхідної вантажопідйомності за довідковими даними приймають декілька типів кранів, що відповідають цим параметрам. У кінцевому результаті монтажний кран та відповідні методи монтажу вибираємо за 2 етапи. На першому розглядаємо технічно прийнятні варіанти за заданими параметрами для кранів, після чого методом порівняння їх техніко-економічних показників приймаємо оптимальний варіант.

Призначаємо для проведення монтажних робіт, за результатами порівняння техніко-економічного порівняння (ТЕП) кранів, гусеничний самохідний кран ДЭК – 631А з довжиною стріли $L_{стр} = 33$ м, як найбільш економічний.

3.3 Технологічна карта

Проектування технологічних процесів має на меті прийняття оптимальних технологічних рішень та створення організаційних умов для проведення таких будівельних процесів, що можуть забезпечити випуск будівельної продукції згідно призначеного терміну із найменшою витратою усіх людських і матеріальних ресурсів. Найбільш оптимальним рішенням проведення будівельного технологічного процесу - це підбір і опрацювання найкращих поєднань його складових і варіантів. З цією метою на стадії планування будівельного процесу по черзі виконується розробка різних технологічних варіантів проведення будівельного процесу, вибір і опрацювання найбільш ефективного варіанта згідно технологічних і техніко-економічних параметрів, документування етапів проведення будівельного процесу. Головним документом для всіх будівельних процесів, який визначає його технологічні та організаційні рішення, є технологічна карта. Приймаючи до уваги рівень складності та тип функціонального призначення проєктованого об'єкта для проектування технологічної карти пріоритетними є наступні принципи:

- застосування новітніх технологій і передові методи виконання будівельних процесів;
- максимальна їх механізація із використанням високопродуктивних та ефективних машин і відповідного технологічного обладнання;
- ведення будівельних процесів з організацією потокових методів;
- використання досягнень науки і техніки, зокрема в царині організації праці;
- вибір найбільш ефективного методу виконання робіт у складі будівельних процесів;
- дотримання вимог з охорони праці та правил техніки безпеки під час виконання робіт у певній технологічній послідовності.

Технологічні карти – є одним з основних елементів плану виконання робіт (ПВР) та комплексом інструкцій щодо застосування раціональних технологій та ефективної організації будівельного виробництва. Метою і завданням технологічних карт є максимально можливе зменшення трудомісткості будівельних процесів, підвищення їх якості та зменшення собівартості будівельно-монтажних робіт.

Технологічні карти розробляються для впровадження таких способів і методів проведення окремих видів робіт, встановлення їх послідовності та тривалість їх виконання, розрахунок потрібних для їх проведення кількості робітників, залучених матеріальних і технічних ресурсів. Метою проектування є також раціональні рішення щодо термінів і послідовності виконання будівельних процесів, номенклатура використання технічних засобів, кількості бригад і складу їх ланок. Для кожного будівельного процесу приймається окреме рішення, у цьому випадку загальний процес проектування має варіантний характер. Обирається найбільш раціональне для заданих конкретних умов рішення: типове з наявного арсеналу або нове з власних напрацювань.

Технологічна карта на монтаж плит перекриття типового поверху

До початку проведення монтажних робіт з установки плит перекриття потрібно виконати різні технологічні процеси. Такі процеси складаються із транспортних, підготовчих і монтажних робочих операцій. Встановлення технологічної послідовності проведення таких процесів визначає обсяги, собівартість і терміни виконання будівельно-монтажних робіт для об'єкту будівництва в цілому.

Транспортні процеси організовують постачання, розвантаження, складування на будівельному майданчику плит перекриття. Під час складування залізобетонних плит перекриття проводять перевірку їх якості виготовлення, відповідність їх розмірів проектним, їх маркування та комплектність закладних деталей.

Підготовчі процеси виконують перед монтажно-укладальними та організовують вибір та попередню підготовку плит у вигляді монтажної одиниці для проведення робіт з їх монтажу.

Монтажні процеси включають такі операції: стропування, підйом, орієнтування та наведення на місце монтажу, її установка в проектне положення, розстропування, вивірка та кінцеве остаточне закріплення плит перекриття у їх проектне положення.

Монтаж плит перекриття організаційно виконується за схемою монтаж «зі складу».

У разі організації монтажу таким способом усі перераховані вище технологічні процеси і операції проводяться безпосередньо на конкретному будівельному майданчику.

3.4 Календарний план

Таблиця 3.1

Відомість трудомісткості робіт і витрат машинного часу

№ п/п	Види робіт	Обґрунтування	Обсяги робіт		Трудомісткість робіт			Витрати машинного часу		
			од. вим.	к-сть	норма на од., л-год	Кіл-сть на весь обсяг		норма на од., маш-год	К-сть на весь обсяг	
						л-год	л-дні		маш-год	маш-змін
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Внутрімайданчикові роботи	-	-	-	-	-	-	-	-	-
А. ПІДЗЕМНА ЧАСТИНА										
<i>I Земляні роботи</i>										
2	Планування площ зі зрізанням рослинного шару	§ E2-1-5-26	1000 м ²	4,97	1,85	9,19	1,15	1,85	9,19	1,14
3	Розробка ґрунту екскаватором у відвал з навантаженням на автомобілі самоскиди	§ E2-1	100 м ³	105,69	-	355	44,37	-	355	44,37
4	Розробка ґрунту вручну	§ E2-1-31-2-1e	м ³	22,68	1,25	28,35	3,54	-	-	-
5	Ущільнення ґрунту	§ E2-1-23-2-26	100 м ³	2,27	0,97	2,2	0,28	0,97	2,2	0,28
6	Влаштування бетонної підготовки	§ E19-29	м ³	17,9	0,67	11,46	1,43	-	-	-
7	Зворотне засипання бульдозером	§ E2-1-21-2-66	100 м ³	28,12	0,48	13,5	1,69	0,48	13,5	1,69
8	Зворотне засипання вручну	§ E2-1-44-1-26	м ³	281,2	0,88	247,5	30,93	-	-	-
<i>II Основи фундаментів</i>										
9	Влаштування фундаменту		м ³	713	-	588,9	73,61	-	75,5	9,44
<i>III Конструкції підземних приміщень</i>										
10	Монтаж конструкцій підвального поверху	§ E4-1	шт	404	-	631,3	78,91	-	149,6	18,7
11	Влаштування гідроізоляції	§ E3-2	100 м ²	3,8	-	29,66	3,71	-	-	-
12	Укладання плит перекриттів над підвалом	§ E4-1	шт	150	1,32	198	24,75	0,33	49,5	6,19

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
13	Влаштування сходів входів у підвал із залізобетонних щаблів зі сходовими площадками	§4-1-9 №8а	шт	6	1,44	8,64	0,54	0,36	1,08	0,14
14	Влаштування підстильного шару під підлоги підвалу		100 м ²	65,52	-	563,4	54,6	-	-	-
Б. НАДЗЕМНА ЧАСТИНА										
III Стіни										
15	Монтаж конструкцій поверху (1-3 пов.)	§ Е4-1	шт.	350	-	713,8	89,3	-	97,6	12,2
	Монтаж конструкцій поверху (4 пов.)		шт	70	-	142,4	17,8	-	19,2	2,4
16	Цегельна кладка внутрішніх стін	§Е3-3 т.4 №8в	м ³	55,03	3,3	181,6	22,7	0,32	17,6	2,2
17	Цегельна кладка перегородок	§Е3-11 №2	м ²	1770,3	0,61	1079,9	134,9	-	-	-
18	Влаштування сходів входів		шт							
19	Установка металевих огорожень	§ Е4-1-10-2а	т	0,37	2,2	0,8	0,1	0,55	0,2	0,03
IV Переkritтя й покриття										
20	Монтаж плит переkritтя	§ Е4-1-7-2а	шт	378	0,77	291,1	36,4	0,19	71,8	9
21	Монтаж плит покриття	§ Е4-1-7-2а	шт	150	0,77	115,5	14,4	0,19	28,5	3,6
22	Монтаж ферм		шт							
VI Заповнення прорізів										
23	Заповнення вікон і вхідних дверей металопластиковими пакетами	§ Е6-1-14	100м	3,41	5,8	19,8	2,5	-	-	-
24	Заповнення дверних прорізів	§ Е6-1-14-1	100м	3,17	7	22,19	2,77	-	-	-
VII Влаштування покрівлі										
25	Влаштування покрівлі	-	100м ²	15,99	-	731,2	91,4	-	-	-
VIII Підлоги										
26	Влаштування підстав під підлоги	-	100м ²	196	-	1123,5	140,4	-	-	-
27	Покриття підлог з керамічної плитки	-	м ²	310	-	297,6	37,2	-	-	-
28	Покриття паркетних підлог	-	м ²	18	-	34,69	4,3	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
29	Покриття лінолеумових підлог	-	м ²	157	-	87,4	10,93	-	-	-
30	Покриття мозаїчно-бетонних підлог	§ E19-29-3a	м ²	526,2	1,4	736,7	92,1	-	-	-
В. ВНУТРІШНЯ ОБРОБКА										
<i>IX Обробка стін і стель</i>										
31	Штукатурка внутрішніх поверхонь стін	-	м ²	3704,2	-	3195	399,4	-	-	-
32	Влаштування підвісних стель	§ E8-3-12-1	м ²	4096,9	0,56	2294	286,8	-	-	-
33	Обробка поверхні під фарбування	§8-24 т.5 №26	100м ²	2,19	2,6	5,69	0,71	-	-	-
34	Масляне фарбування	-	100м ²	2,99	-	48,4	6,05	-	-	-
35	Облицювання стін плиткою	§ 35-т.1 №16	м ²	420,7	1,6	673,1	84,14	-	-	-
36	Клейове фарбування	§ 30-т.1 №16	100м ²	17,48	7,5	131,1	16,38	-	-	-
<i>X Різні роботи</i>										
37	Влаштування підстави під вимощення	§ E17-33-1-16	100м ²	1,79	6,4	11,46	1,43	-	-	-
38	Покриття вимощення асфальтовою сумішшю	§ E17-34-2-16	100м ²	1,79	3,2	5,73	0,7	-	-	-
39	Монтаж пожежних сходів	§ E5-1-10-1-	т	0,381	5	1,9	0,24	1,7	0,65	0,08
<i>XI Спеціальні роботи</i>										
40	Опалення й вентиляція	-	100м ³	229,3	15	3439,5	429,93	-	-	-
41	Водопровід і каналізація	-	100м ³	229,3	14	3210,2	401,3	-	-	-
42	Слабкострумові мережі (радіофікація, телефонізація, телебачення)	-	100м ³	229,3	4	917,2	114,7	-	-	-
43	Електромонтажні роботи	-	100м ³	229,3	10	2293	286,6	-	-	-

3.5 Будгенплан

3.5.1 Проектування будівельного генерального плану

Будівельний генплан являє собою план будівельного майданчика, на якому крім проєктованих і існуючих будинків і споруджень показане розташування тимчасових будинків і споруджень, комунікацій, доріг, механізмів, складських площадок для виробництва БМР.

Будівельний генплан базується на основних принципах:

- 1) обсяг будівництва тимчасових споруджень повинен бути мінімальним;
- 2) наявні на будівельному майданчику будинки й спорудження, що підлягають зносу необхідно використовувати в майбутнім будівництві як тимчасові спорудження;
- 3) розміщати тимчасові будинки й спорудження необхідно, дотримуючи правила техніки безпеки й протипожежних норм;
- 4) тимчасові будинки й спорудження необхідно розташовувати так, щоб вони були зручні при експлуатації;
- 5) довжина тимчасових мереж, водопостачання, електропостачання повинні бути мінімальною;
- 6) тимчасові будинки й спорудження необхідно передбачати інвентарними, пересувними;
- 7) тимчасові дороги, склади й площадки укрупнювального складання треба розміщати так, щоб число перевантажень і переміщень будівельних вантажів було мінімальним.

Вихідними даними для складання будівельного генплану служать:

- 1) генплан ділянки з нанесеними на ньому наявними й проєктованими будинками, а також мережами підземних комунікацій;
- 2) календарний план або сітковий графік зі зведеним графіком потреби в робітників;
- 3) перелік і кількість будівельних машин і механізмів;

- 4) відомість потреби в будівельних конструкціях, výroбах і матеріалах;
- 5) перелік, кількість і розміри тимчасових будинків, споруджень і складів;
- 6) нормативні дані по проектуванню будівельних генеральних планів

3.5.2 Розрахунок складських приміщень

Для правильної організації складського господарства необхідно передбачити:

- дкриті площадки для зберігання цегли, залізобетонних конструкцій і інших матеріалів, на які не впливають коливання температури й вологості;
- віси для зберігання столярних виробів, рулонних матеріалів;
- закриті склади двох типів: опалювальні (лакофарбові матеріали) і неопалювані (гіпсоплити, гіпсокартон, скло, фанера й т.д.);

Склади для зберігання матеріально-технічних ресурсів повинні виконуватися у відповідність з [34].

- 1) Площа складів розраховується по кількості матеріалів:

$$Q_{\text{зап}} = \frac{Q_{\text{общ}}}{T} \cdot \alpha \cdot n \cdot k ,$$

де $Q_{\text{зап}}$ – запас матеріалів на складі;

$Q_{\text{общ}}$ – загальна кількість матеріалів, необхідних для будівництва;

T - тривалість розрахункового періоду (береться з календарного плану);

α – коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів на склади, прийнятий для авто- і залізничного транспорту 1,1;

n - норма запасів матеріалів у днях, для автотранспорту прийнятий на відстані не менш 50 км. Приймаються наступні норми запасів матеріалів: місцевих - 2-5 днів, привізних 10-15 днів;

k - коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів, приймається 1,3.

- 2) Корисна площа складу без проходів:

$$F = \frac{Q_{зан}}{q},$$

де q – кількість матеріалу, покладеного на 1 м^2 площадки складу.

3) Загальна площа складу:

$$S = \frac{F}{\beta};$$

де β - коефіцієнт використання складу, прийнятий для закритих складів $0,6 \div 0,7$; навісів $0,5 \div 0,6$; відкритих складів $0,4 \div 0,5$.

Розрахунок складів робимо в табличній формі, і визначаємо необхідні площі складів:

-відкритий $S_o = 2942,4 \text{ м}^2$ ($50 \times 60 \text{ м}$);

-навіс $S_n = 20,5 \text{ м}^2$ ($4,5 \times 4,5 \text{ м}$);

-закритий $S_z = 25 \text{ м}^2$ ($5 \times 5 \text{ м}$).

3.5.3 Визначення потреби будівельного майданчика в тимчасових будинках і спорудженнях.

При проектуванні будівельного генплану необхідно прагнути до скорочення вартості тимчасових будинків і споруджень, віддаючи переваги пересувним побутовим приміщенням. До тимчасових підсобних будинків на будівельному майданчику відносять виробничі будинки й спорудження, склади, службові будинки й санітарно-побутові приміщення. Службові будинки - контори, керування, контора майстра, табельно-прохідна, диспетчерська.

Санітарно-побутові приміщення - гардеробні, душові, умивальні, приміщення для обігріву робітників, прийому їжі, медпункт, туалети, приміщення для сушіння спецодягу.

Будинки й спорудження - виробничі тимчасові майстерні (столярно-теслярські, електротехнічні, санітарно-технічні).

Тимчасові будинки

Номенклатура тимчасових споруджень включає залізниці й автодороги, проїзди, шляхи під'їзду із площадками під механізми, пішохідні дороги й переходи; інженерні мережі - електропостачання, каналізація, площадки укрупнювального складання, огороження.

Після встановлення номенклатури будинку й спорудження необхідно визначити їхньої площі.

Конструктивно тимчасові будинки й спорудження можуть бути неінвентарними - однократного використання й інвентарними - розрахованими на багаторазове перебезування й використання на різних об'єктах.

У промисловому будівництві рекомендуються тимчасові інвентарні збірно-розбірні будинки. У цивільному - побутові городки з вагончиків, що створюють всі умови для роботи, харчування, відпочинку працюючих.

Визначення площі тимчасових будинків і споруджень виробляється по максимальній чисельності працюючих на будівельного майданчика й нормативної площі на 1 чоловік.

Чисельність працюючих визначається:

$$N_{\text{общ}} = (N_{\text{раб}} + N_{\text{итр}} + N_{\text{служ}} + N_{\text{моп}}) \cdot k,$$

де $N_{\text{общ}}$ – загальна чисельність робітників на будівельному майданчику;

$N_{\text{раб}}$ – чисельність робітників, прийнята за графіком зміни чисельності робітників календарного плану або сіткового графіка;

$N_{\text{итр}}$ – чисельність ІТП;

$N_{\text{служ}}$ – чисельність службовців;

$N_{\text{моп}}$ – чисельність молодшого обслуговуючого персоналу й охорони;

k - коефіцієнт, що враховує відпустки, хвороби, відрядження, приймається рівним $1,05 \div 1,06$.

Нормативні площі на одного працюючого: контора – 4 м² на 1 чоловіка; диспетчерська - 7 м²; гардеробна – 0,7 м²; духова – 0,54 м²; умивальна – 0,2 м²; сушарка для одягу – 0,2 м²; приміщення для обігріву робітників або захист

від сонячної радіації – 0,1 м²; приміщення для прийому їжі – 1 м²; туалет з умивальником – 0,1 м².

3.5.4 Потреба будівництва у воді

Водопостачання будівництва повинне здійснюватися з урахуванням діючих систем водопостачання.

Розрахунок тимчасового водопостачання складається з наступних потреб: виробничих (вода, $V_{пр}$) господарсько-побутових ($V_{хоз}$), душові установки ($V_{душ}$), пожежогасіння ($V_{пож}$).

Повна потреба у воді

$$V_{общ} = 0,5 \cdot (V_{пр} + V_{хоз} + V_{душ}) + V_{пож},$$

Витрата води на виробничі потреби $V_{пр}$ визначається на підставі календарного плану й норм витрати води.

По максимальній потребі знаходимо секундну витрату води на виробничі потреби (л/с):

$$B_{пр} = \frac{\sum B'_{max} \cdot k_1}{t_1 \cdot 3600},$$

де $\sum B'_{max}$ – максимальна витрата води всіх споживачів води на будівельному майданчику;

$k_1 = 1,5$ – для будівельних робіт,

t_1 – кількість годин роботи, до якого віднесена витрата води.

Кількість води на господарсько-питні потреби $V_{хоз}$ визначається на підставі запроектованих будинків і споруджень (кількість працюючих, що користуються послугами й норм води). Секундна витрата води на господарсько-питні потреби визначається по формулі:

$$B_{хоз} = \frac{\sum B''_{max} \cdot k_2}{t_2 \cdot 3600},$$

де $\sum B''_{max}$ – максимальна витрата води в зміну на господарсько-питні потреби,

k_2 – коефіцієнт нерівномірності споживання (будівельні майданчики без каналізації $k_2 = 3$; з каналізацією $k_2 = 2$; душові установки $k_2 = 1$),

t_2 – число годин роботи в зміну.

Секундна витрата води на душові установки:

$$B_{\text{душ}} = \frac{\sum B_{\text{max}}''' \cdot k_3}{t_3 \cdot 3600},$$

де $\sum B_{\text{max}}'''$ – максимальна витрата води на душові установки,

t_3 – тривалість роботи душової установки (звичайно 45 хвилин або 0,75 години),

k_3 – коефіцієнт нерівномірності споживання.

При проектуванні БГП варто приймати на пожежогасіння витрата води 10 л/с, тобто передбачати одночасну дію струменів із двох гідрантів по 5 л/с.

Діаметр для тимчасового трубопроводу розраховуємо по формулі

$$D = 35,69 \cdot \sqrt{\frac{B_{\text{общ}}}{V}},$$

де V - швидкість бігу води (1,5-2 л/с).

Розрахунок потреби будівництва у воді

Секундна витрата води на виробничі потреби (л/с):

$$B_{\text{np}} = \frac{\sum B_{\text{max}}' \cdot k_1}{t_1 \cdot 3600},$$

$S = 3704,2 \text{ м}^2$ – площа стін, які необхідно оштукатурити. На 1 м^2 потрібно 7-8 літрів води, тривалість споживання 8 годин.

$S = 299,4 \text{ м}^2$ – площа стін, які необхідно офарбити. На 1 м^2 потрібно 0,5-1 літр води, тривалість споживання 8 годин.

Таким чином, максимальна витрата води всіх споживачів на будівельному майданчику:

$$\sum B_{\text{max}}' = (3704,2 \cdot 8) + (299,4 \cdot 1) = 29933 \text{ літров};$$

Секундна витрата води на виробничі потреби:

$$B_{np} = \frac{29933 \cdot 1,5}{8 \cdot 3600} = 1,56 \text{ л/с.}$$

Секундна витрата води на виробничі потреби:

$$B_{хоз} = \frac{\sum B_{\max}'' \cdot k_2}{t_2 \cdot 3600},$$

Норма споживання 20-25 літрів на одна працюючого, тривалість споживання $t_2 = 8$ годин, коефіцієнт нерівномірності $k_2 = 2$.

Максимальна витрата води в зміну на господарсько-питні потреби:

$$\sum B_{\max}'' = 25 \cdot 46 = 1150 \text{ літрів.}$$

Секундна витрата води на господарсько-питні потреби:

$$B_{хоз} = \frac{1150 \cdot 2}{8 \cdot 3600} = 0,08 \text{ л/с.}$$

Секундна витрата води на душові установки:

$$B_{душ} = \frac{\sum B_{\max}''' \cdot k_3}{t_3 \cdot 3600},$$

Норма споживання 30-40 літрів на одна працюючого, тривалість споживання $t_3 = 0,5$ годин, коефіцієнт нерівномірності $k_3 = 1$.

Максимальна витрата води в зміну на господарсько-питні потреби:

$$\sum B_{\max}''' = 40 \cdot 46 = 1840 \text{ літров.}$$

Секундна витрата води на душові установки:

$$B_{душ} = \frac{2600 \cdot 1}{0,5 \cdot 3600} = 1,02 \text{ л/с.}$$

Витрата води на пожежогасіння $B_{пож} = 10 \text{ л/с.}$

Повна потреба у воді:

$$B_{общ} = 0,5 \cdot (1,56 + 0,08 + 1,02) + 10 = 12,19 \text{ л/с.}$$

3.5.5 Енергопостачання будівництва

Основним джерелом енергії, використовуваним при будівництві будинків і споруджень, є електрична енергія.

Для харчування машин і механізмів, електрозварювання технологічних потреб застосовується силова електрична енергія, джерелом якої є високовольтні мережі. Для освітлення будівельного майданчика використовується освітлювальна лінія. Електропостачання будівництва здійснюється від діючих систем або інвентарних пересувних електричних станцій.

При проектуванні будівельного генерального плану необхідно вирішити питання електропостачання будівельного майданчика:

- визначити потрібну трансформаторну потужність, кВ/А;
- вибрати джерела електричної енергії;
- установити примусову схему електричного постачання зі споживачів і основних мереж на будівельний генеральний план.

Електрична енергія на будівельних майданчиках споживається для харчування машин, тобто виробничих потреб, для зовнішнього й внутрішнього освітлення й на технологічні потреби.

На підставі календарного графіка виробництва й графіка роботи машин визначаються електричні споживачі і їхня потужність, установлювана в період максимального споживання електричної енергії.

Потужність силової установки для виробничих потреб визначається по формулі:

$$W_{np} = \sum \frac{P_{np} \cdot k_C}{\cos \varphi},$$

де P_{np} – споживачі виробничих потреб, k_C – коефіцієнт попиту,
 $\cos \varphi$ – коефіцієнт потужності.

Потужність мережі зовнішнього освітлення визначається по формулі:

$$W_{н.осв.} = \sum \frac{P_{н.осв.} \cdot k_C}{\cos \varphi},$$

Потужність мережі для освітлення території провадження робіт, відкритих складів, внутрібудівельних доріг і охоронного освітлення визначається по формулі:

$$W_{\text{охр.осв.}} = \frac{\sum P_{\text{охр.осв.}} \cdot k_c}{\cos \varphi},$$

Потужність для освітлення робочих місць визначається по формулі

$$W_{\text{раб.м.}} = \frac{\sum P_{\text{раб.м.}} \cdot k_c}{\cos \varphi},$$

Кількість енергії для внутрішнього освітлення визначається по формулі:

$$W_{\text{вн.осв.}} = \frac{\sum P_{\text{вн.осв.}} \cdot k_c}{\cos \varphi},$$

Загальна потужність

$$W_{\text{общ}} = W_{\text{пр}} + W_{\text{н.осв.}} + W_{\text{охр.осв.}} + W_{\text{раб.м.}} + W_{\text{вн.осв.}}$$

По загальній потужності підбирається трансформатор.

3.5.6 Тимчасове теплопостачання будівництва.

Тимчасове теплопостачання будівельних майданчиків призначено для опалення й гарячого водопостачання побутових, службових і підсобних будинків і споруджень. Крім того, теплопостачання необхідно для опалення тепляків і технологічних потреб [18]. Загальну потребу в теплі кДж/год обчислюють по формулі:

$$Q_{\text{общ}} = (Q_1 + Q_2) \cdot k_1 \cdot k_2,$$

де Q_1 – витрата тепла на опалення будинків і тепляків,

Q_2 – витрата тепла на технологічні потреби,

k_1 – коефіцієнт, що враховує втрати тепла в мережах, прийнятий 1,1 – 1,15,

k_2 – коефіцієнт, що відбиває добавку й невраховані витрати тепла, прийнятий 1,1 – 1,2.

Джерелами теплопостачання будівельних майданчиків є існуючі ТЕЦ і центральні котельні.

4. РОЗДІЛ ЕКОНОМІКИ БУДІВНИЦТВА

Вихідні дані

Найменування об'єкту: “Чотириповерховий 29-квартирний житловий будинок ТзОВ «Агропромпостач» у м. Жовкві Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів”.

Кошторисна документація складена з застосуванням:

- Правил визначення вартості будівництва (ДСТУ Б Д.1.1-1:2013);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2-XX:2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на монтажні роботи (ДСТУ Б Д.2.3-XX:2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно-будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.4-XX:2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на пусконаладжувальні роботи (ДСТУ Б Д.2.6-XX:2012)
- Ресурсних кошторисних норм експлуатації будівельних машин та механізмів (ДСТУ Б Д.2.7-1:2012).

Інвесторська кошторисна документація складена в поточних цінах на трудові та матеріально-технічні ресурси станом на 24.12.2023 р.

При складанні розрахунків прийняті наступні показники та нарахування:

1. Загальновиробничі витрати розраховані у відповідності з усередненими показниками ДСТУ-Н Б Д.1.1-3:2013 Додаток Б.
2. Усереднений показник ліміту коштів на зведення и розбирання титульних будівель і споруд, Розрахунок №2 - 1,30%
3. Показник витрат на покриття ризику всіх учасників будівництва, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16 - 2,00%
4. Усереднений показник розміру кошторисного прибутку, Розрахунок №5 - 2,96грн./люд.год.;
5. Показник відрахувань на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій - Розрахунок №6 - 1,38грн./люд.год..
6. Тарифні сітки прийняті виходячи з:

Тривалості робочого часу, 166,08 люд-г.

Середньомісячної заробітної плати, 14 800,00грн.

Чотириповерховий 29-квартирний житловий будинок ТзОВ «Агропромпостач» у м. Жовкві Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів

Форма №3

Кошторис у сумі 28076,140 тис.грн.

Затверджено

Замовник

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

“ ____ ” _____ 20__ р.

ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Чотириповерховий 29-квартирний житловий будинок ТзОВ «Агропромпостач» у м. Жовкві Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів

Кошторисна вартість об'єкта 19859,902 тис.грн.
 Кошторисна трудомісткість 89,451 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 12218,728 тис.грн.
 Вимірник одиничної вартості
 Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 3 січня 2024 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.					Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Л.кошторис 2-1-1	на Чотириповерховий 29-квартирний житловий будинок ТзОВ «Агропромпостач» у м. Жовкві Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів	19216,110	643,792	-	-	19859,902	89,451	12218,728	-
		Всього:	19216,110	643,792	-	-	19859,902	89,451	12218,728	-
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом) (3,1 %)	595,699	19,958	-	-	615,657	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	231,798	7,766	-	-	239,564	-	-	-
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	517,878	517,878	-	-	-
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	430,875	430,875	-	-	-
6	Пост. Кабміну України від 05.04.06 №427	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (K=1,1)	-	-	-	31,901	31,901	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Разом:	20043,607	671,516	-	980,654	21695,777	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18.4	Кошторисний прибуток	717,944	28,785	-	-	746,729	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	172,248	172,248	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	721,570	24,175	-	35,304	781,049	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ) у тому числі:	-	-	-	0,980	0,980	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	- Комунальний податок	-	-	-	0,980	0,980	-	-	-
		Разом крім ПДВ	21483,121	724,476	-	1189,186	23396,783	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	4679,357	4679,357	-	-	-
		Всього по кошторису	21483,121	724,476	-	5868,543	28076,140	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Зворотні суми у тому числі:	-	-	-	-	92,349	-	-	-
		- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	92,349	-	-	-

Директор (або головний інженер) проектної організації _____
Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

(назва організації, що затверджує)

Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 28076,141 тис.грн.
У тому числі зворотних сум 92,349 тис.грн.

“ _____ ” _____ 20__ р.
(посилання на документ про затвердження)

“ _____ ” _____ 20__ р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Чотириповерховий 29-квартирний житловий будинок ТзОВ «Агропромпостач» у м. Жовкві Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів

Складений в поточних цінах станом на 3 січня 2024 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Інші витрати, тис.грн.	Загальна кошторисна вартість, тис.грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	2-1	Глава 2. Основні об'єкти будівництва Чотириповерховий 29-квартирний житловий будинок ТзОВ «Агропромпостач» у м. Жовкві Львівської області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів	19216,110	643,792	-	-	19859,902
		-					
		Разом по главі 2:	19216,110	643,792	-	-	19859,902
		Разом по главах 1-7:	19216,110	643,792	-	-	19859,902

1	2	3	4	5	6	7	8
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом) (3,1 %)	595,699	19,958	-	-	615,657
		-					
		Разом по главі 8:	595,699	19,958	-	-	615,657
		Разом по главах 1-8:	19811,809	663,750	-	-	20475,559
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Глава 9. Інші роботи та витрати Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	231,798	7,766	-	-	239,564
		-					
		Разом по главі 9:	231,798	7,766	-	-	239,564
		Разом по главах 1-9:	20043,607	671,516	-	-	20715,123
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Глава 10. Утримання служби замовника і авторський нагляд Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	517,878	517,878
		-					
		Разом по главі 10:	-	-	-	517,878	517,878
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	430,875	430,875
6	Пост. Кабміну України від 05.04.06 №427	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (K=1,1)	-	-	-	31,901	31,901
		-					
		Разом по главі 12:	-	-	-	462,776	462,776
		Разом по главах 1-12:	20043,607	671,516	-	980,654	21695,777
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	717,945	28,785	-	-	746,730

1	2	3	4	5	6	7	8
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	172,248	172,248
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	721,570	24,175	-	35,304	781,049
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-
		Разом	21483,122	724,476	-	1188,206	23395,804
		Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ)	-	-	-	0,980	0,980
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	- Комунальний податок	-	-	-	0,980	0,980
		Разом крім ПДВ	21483,122	724,476	-	1189,186	23396,784
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	4679,357	4679,357
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	21483,122	724,476	-	5868,543	28076,141
		Зворотні суми	-	-	-	-	92,349
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	92,349

Директор (або головний інженер) проектної організації _____

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

5. НАУКОВИЙ РОЗДІЛ “ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ ФУНДАМЕНТІВ”

У науковому розділі проведений розрахунок, законструйовано та проведено техніко-економічне порівняння двох варіантів фундаментів під колону середнього ряду:

Варіант I – збірний залізобетонний фундамент;

Варіант II - монолітний залізобетонний фундамент на забивних палях;

5.1 Збір навантажень

Навантаження приймаємо згідно з проектом житлового будинку та згідно з нормами ДБН В.1.2-2: 2006 “Навантаження і впливи” [6].

Таблиця 5.1

Навантаження на покриття

№ п/п	Вид навантаження	Характеристичні значення, кН/м ²	Експлуатаційні розрахункові значення кН/м ²	γ_{fin}	Граничні розрахункові значення кН/м ²
1	2	3	4	5	6
1	Покрівля - металопрофіль	0,045	0,043	1,05	0,045
2	Гідробар'єр, пароізоляція	0,04	0,038	1,2	0,046
3	Дерев'яні лати 30×70мм ч-з 300мм	0,035	0,033	1,1	0,036
4	Дерев'яні прогони 50×150мм через 0,5м	0,075	0,071	1,1	0,078
	<i>Всього дах</i>		0,185		0,205
	<i>З врахуванням нахилу даху 24°</i>		0,169		0,187

1	2	3	4	5	6
	Снігове навантаження при $s_0=1320\text{Па}$, куті нахилу даху $\alpha=24^\circ$, $\mu=1$, $C_e=1$, $C_{alt}=1$, $\gamma_{fm}=1,14$ при $T=T_{ef}=100$, $\gamma_{fe}=0,49$ при $\eta=0,02$ за ДБН В.1.2-2:2006 “Навантаження і впливи”	1,32	0,647		1,5
	Всього разом		0,816		1,687

Таблиця 2

Навантаження на горище перекриття

№ п/п	Вид навантаження	Характеристичні значення, кН/м ²	Експлуатаційні розрахункові значення при $\gamma_{fm}=1$, $\gamma_n=0,95$, кН/м ²	γ_{fm}	При $\gamma_{fm}>1$, $\gamma_n=0,95$ кН/м ²
1	2	3	4	5	6
1	Дощатий настил 25мм	0,125	0,119	1,1	0,131
2	Утеплювач – мінераловатні плити 100мм	0,2	0,19	1,3	0,247
2	Пароізоляція	0,02	0,019	1,2	0,023
3	Дерев'яна балка 60×150мм ч-з 0,9м	0,05	0,048	1,1	0,052
4	Дерев'яна підсофітка 30 мм	0,15	0,143	1,1	0,157
5	Гіпсокартонні плити 1,3см	0,08	0,076	1,2	0,091
	<i>Всього постійних</i>		0,595		0,701
6	Корисне навантаження на горище	0,7	0,665	1,3	0,865
	<i>Всього разом</i>		1,26		1,566

Таблиця 5.3

Навантаження на міжповерхове перекриття

№ п/п	Вид навантаження	Характеристичні значення, кН/м ²	Експлуатаційні розрахункові значення при $\gamma_{fm}=1, \gamma_n=0,95$ кН/м ²	γ_{fm}	При $\gamma_{fm}>1, \gamma_n=0,95$ кН/м ²
1	2	3	4	5	6
1	Паркетна підлога ($\gamma=8\text{кН/м}^3, t = 20\text{мм}$)	0,16	0,152	1,1	0,167
2	Цементна стяжка ($\gamma=22\text{кН/м}^3, t = 20\text{мм}$)	0,44	0,418	1,3	0,543
2	Звуко-теплоізоляція – керамзит ($t = 80\text{мм}, \gamma=6 \text{кН/м}^3$)	0,48	0,456	1,3	0,593
3	Залізобетонна плита перекриття	3,0	2,85	1,1	3,135
4	Шви замонолічування	0,125	0,119	1,3	0,155
	<i>Всього постійних</i>		3,995		4,593
	Корисне навантаження на перекриття	1,5	1,425	1,3	1,852
	Всього разом		5,42		6,45

Таблиця 5.4

Навантаження на перекриття над підвалом

№ п/п	Вид навантаження	Характеристичні значення, кН/м ²	Експлуатаційні розрахункові значення при $\gamma_{fm}=1, \gamma_n=0,95$ кН/м ²	γ_{fm}	При $\gamma_{fm}>1, \gamma_n=0,95$ кН/м ²
1	2	3	4	5	6
1	Паркетна підлога ($\gamma=8\text{кН/м}^3, t = 20\text{мм}$)	0,16	0,152	1,1	0,167

1	2	3	4	5	6
2	Цементна стяжка ($\gamma=22\text{кН/м}^3$, $t = 20\text{мм}$)	0,44	0,418	1,3	0,543
3	Утеплювач – мінераловатні плити 100мм	0,2	0,19	1,3	0,247
4	Залізобетонна плита перекриття	3,0	2,85	1,1	3,135
5	Шви замонолічування	0,125	0,119	1,3	0,155
	<i>Всього постійних</i>		3,729		4,247
	Корисне навантаження на перекриття	1,5	1,425	1,3	1,852
	<i>Всього разом</i>		5,155		6,1

а) Навантаження на 1 м.п. стрічкового фундаменту в перерізі 1-1 (по осі 2 між осями А і В):

За II ю групою граничних станів:

Розрахункове навантаження від горищного і міжповерхового перекриття:

$$N_{\text{п}}=(1,26+5,42+5,155)\cdot(1,8+1,5)\cdot 1=39,05\text{кН}$$

Розрахункове навантаження від внутрішньої цегляної стіни ($h=5,25\text{м}$, $t=0,25\text{м}$) з врахуванням 2 шарів штукатурки 15мм:

Коефіцієнт проїм $k\approx 1$.

$$N_{\text{ст}}=[0,25\cdot 1,0\cdot 18+0,03\cdot 1,0\cdot 22]\cdot 5,25\cdot 0,95=[4,5+0,66]\cdot 5,25\cdot 0,95=25,73\text{кН}$$

Повне навантаження:

$$N=N_{\text{п}}+N_{\text{ст}} = 39,05+25,73= 64,79\text{кН}$$

За I-ю групою граничних станів:

$$N_{\text{п}}=(1,566+6,45+6,1)\cdot(1,8+1,5)\cdot 1=46,58\text{кН}$$

$$N_{\text{ст}}=[0,25\cdot 1,0\cdot 18\cdot 1,1+0,03\cdot 1,0\cdot 22\cdot 1,3]\cdot 5,25\cdot 0,95=[4,95+0,858]\cdot 5,25\cdot 0,95=29,0\text{кН}$$

$$N=N_{\text{п}}+N_{\text{ст}} = 46,58+29= 75,58\text{кН}$$

5.2 Аналіз інженерно-геологічних умов території

Ґрунтові умови:

– нашарування ґрунтів:

- 1) рослинний шар $\gamma=15,3 \text{ кН/м}^3$, $e=0,75$, низ на відм.-0,800
- 2) суглинок лесовидний $W=0,09$, $W_L=0,29$, $W_p=0,18$, $\rho=1,63 \text{ т/м}^3$,
 $\rho_s=2,66 \text{ т/м}^3$, $p_{sl}=0,011 \text{ МПа}$, низ на відм. -8,400
- 3) пісок дрібний, $\gamma=18,6 \text{ кН/м}^3$, $e=0,5$ – до меж розвідуваної товщі
 рівень ґрунтових вод: - 10,200.

Визначаємо похідні характеристики для 2-го шару ґрунту:

$$\text{густина ґрунту в сухому стані } \rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1,63}{1+0,09} = 1,495 \text{ т/м}^3;$$

$$\text{коефіцієнт пористості } e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,66}{1,495} - 1 = 0,78$$

$$\text{повна вологомiсткiсть ґрунту } W_{sat} = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s} = \frac{0,78 \cdot 1}{2,66} = 0,29;$$

$$\text{ступiнь водонасичення } S_r = \frac{W}{W_{sat}} = \frac{0,09}{0,29} = 0,31.$$

За загальними ознаками $\rho_d < 1,5 \text{ т/м}^3$, $e > 0,5$, $S_r < 0,6$, $W_L < 0,3$ ґрунт за походженням і фізичними характеристиками може мати просадкові властивості.

5.3 Збірний залізобетонний фундамент (варіант I)

Підбір ширини фундаменту проводимо для перерізу 1-1. Розрахунок проводимо методом послідовного наближення. Глибину закладання фундаменту приймаємо на 0,5м нижче від підлоги підвалу (3,1м нижче від підлоги 1-го поверху, 2,35 м від рівня вимощення).

Потрібна в першому наближенні площа підшви мілкого фундаменту буде рівною:

$$A = \frac{F_v}{R - d \cdot \gamma_{mt}},$$

де F_v – вертикальне навантаження на фундамент для розрахунку за II-ю групою граничних станів;

R – розрахунковий опір ґрунту, у першому наближенні приймаємо R_0 за табличними даними ДБН В.2.1-10-2009 [26];

d – висота фундаменту нижче від рівня прикладення навантаження,

γ_{mt} – середня питома вага матеріалу фундаменту та ваги ґрунту на його уступах, в першому наближенні приймають $\gamma_{\text{mt}}=20\text{кН/м}^3$.

Для суглинків лесовидних у водонасиченому стані при $\rho_d = 1,495\text{т/м}^3$, за табл. Е4

$$R_0 = 180 + \frac{200 - 180}{1,55 - 1,35} (1,495 - 1,35) = 194,5\text{кПа}$$

Для фундаменту з глибиною закладання $d=2,35\text{м}$ від рівня вимощення уточнене значення розрахункового опору дорівнюватиме:

$$R = R_0 \cdot \frac{d + d_0}{2 \cdot d_0} = 194,5 \cdot \frac{2,35 + 2}{2 \cdot 2} = 211,5\text{кПа}$$

При вертикальному навантаженні на 1м.п. обрізу фундаменту $F_v=64,79\text{кН/м}$.

$$A = \frac{64,79}{211,5 - 2,35 \cdot 20} = 0,39\text{м}^2,$$

тому $b = A/1 = 0,39/1 = 0,39\text{м}$

Приймаємо в першому наближенні ширину фундаменту $b=0,4\text{м}$.

У другому наближенні уточнимо значення тиску, що розвивається під подошвою фундаменту за формулою:

$$p = \frac{64,79 + 3,1 \cdot 0,4 \cdot 24}{0,4} = \frac{64,79 + 29,67}{0,4} = 236,3 > 211,5\text{кПа}$$

Умова не виконується.

Приймаємо ширину фундаменту 500мм.

Тоді

$$p = \frac{64,79 + 3,1 \cdot 0,5 \cdot 24}{0,5} = \frac{64,79 + 37,2}{0,5} = 204 < 211,5\text{кПа}$$

Умова виконується.

Різниця складає $\delta = (211,5-204)/211,5 \cdot 100\% = 3,5\% < 5\%$, ширину подошви фундаменту залишаємо без змін.

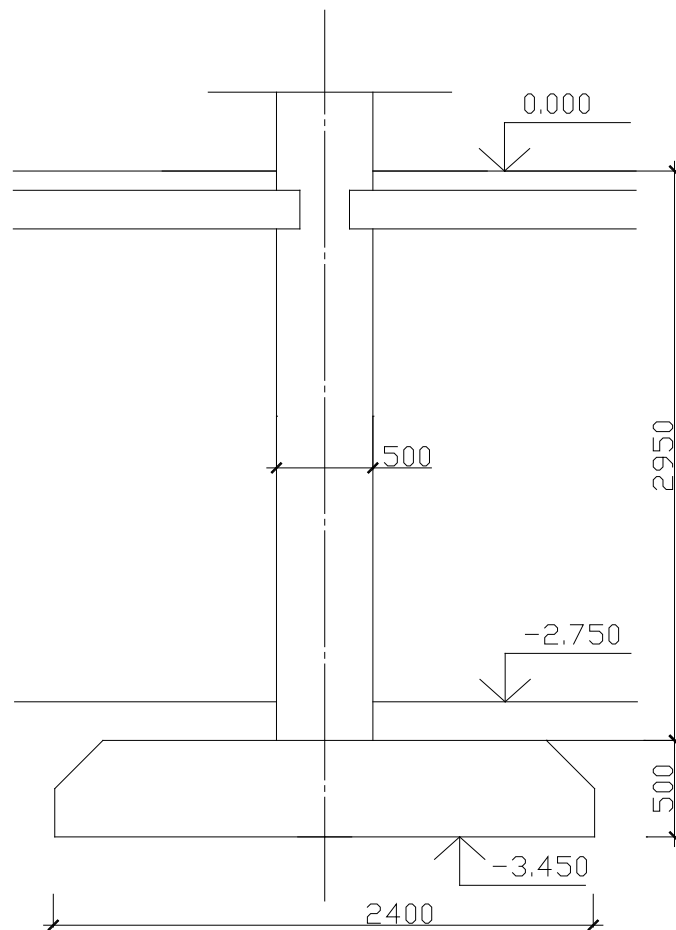


Рис. 5.1 Поперечний переріз збірного залізобетонного фундаменту (Варіант 1).

5.4 Розрахунок пальового фундаменту(варіант II)

Розрахунок ведемо для перерізу 1-1. Розглянемо варіант застосування стрічкових однорядних пальових фундаментів (рис.5.2).

Несучу здатність F_d , кН (тс), висячої забивний палі і палі-оболонки, занурюваної без виїмки ґрунту, що працює на стискаючі навантаження, слід визначати як суму сил розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі і на її бічній поверхні за формуло

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

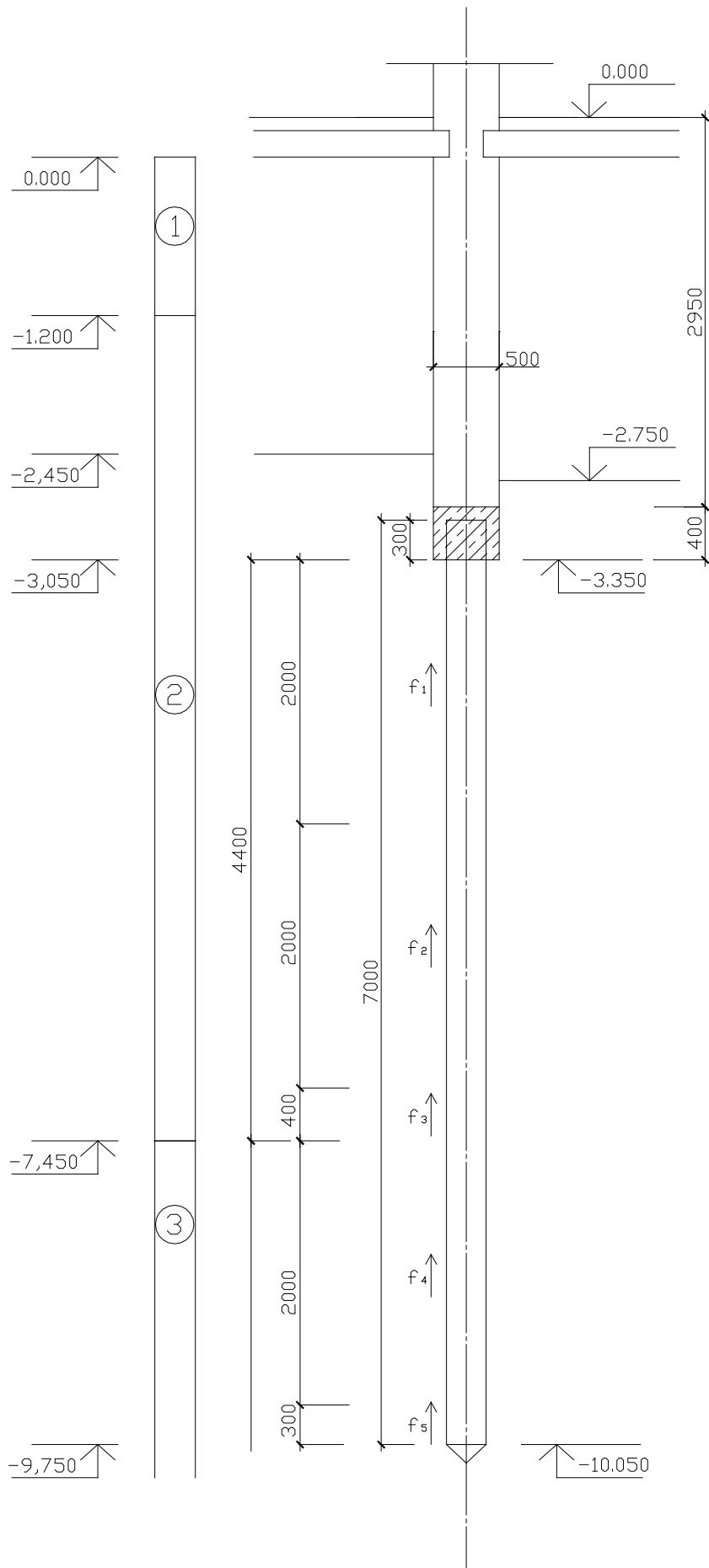


Рис 5.2 Пальовий фундамент у 1-му приближенні

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається $\gamma_c=1$;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа ($\text{тс}/\text{м}^2$), що приймається за табл.1 [6];

A - площа обпирання на ґрунт палі, м^2 , яка приймається за площею поперечного перерізу палі;

u - зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа ($\text{тс}/\text{м}^2$), що приймається за [26];

h_i - товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м;

γ_{cR} і γ_{cf} - коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурення палі на розрахункові опори ґрунту і прийняті за табл.3 [26].

Для розрахунку приймаємо забивну палю С7-30 довжиною 7м і перерізом 30×30мм. Верх палі – на 30см вище від низу ростверку, низ – на відм. -9,750м від рівня природного залягання ґрунту.

Паля розташована в шарі №2 – суглинку лесовидному, який розбиваємо на 3 шари: 1-й – від відмітки -3,050 до відмітки -5,050м висотою $h_1=2\text{м}$, 2-й від відмітки -5,050м до відмітки -7,050м висотою $h_2=2,0\text{м}$ та 3-й від відмітки -7,050м до відмітки -7,450м висотою $h_3=0,4\text{м}$ (висота від рівня планування до середини 1-го шару $z_1= 3,05 + 2/2 = 4,05\text{м}$, 2-го шару $z_2= = 3,05 + 2 + 2/2 = 6,05\text{м}$, 3-го шару $z_3= = 3,05 + 2 + 2 + 0,4/2 = 7,25\text{м}$) та в шарі №3 – піску крупному, який розбиваємо на 2 шари: 4-й від відмітки -7,450 до відмітки -9,450м висотою $h_4=2\text{м}$ та 5-й від відм. -9,450 до відм. -9,750м висотою $h_5=0,3\text{м}$ (висота від рівня планування до середини 4-го шару $z_4= 7,45+ 2/2 = 8,45\text{м}$, 5-го шару $z_5= 7,45 + 2 + 0,3/2 = 9,6\text{м}$).

Якщо водонасичення ґрунтів можливе, то значення опору приймають таким, який відповідає показникові плинності

$$I_L = \frac{0,9 \cdot e \cdot \gamma_w - W_p}{\gamma_s - W_p} = \frac{0,9 \cdot 0,88 \cdot 10}{26,9} - 0,19 = \frac{0,23}{0,23 - 0,19} = 2,61 > 0,4,$$

де e – коефіцієнт пористості ґрунту природної вологості;

γ_w і γ_s - питома вага води і твердих частинок ґрунту відповідно;

W_p і W_L вологість ґрунту на межі пластичності та плинності відповідно.

Якщо за приведеною формулою $I_L > 0,4$, то треба прийняти $I_L = 0,4$.

Несуча здатність висячої забивної палі за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

де $\gamma_c = 1$;

$\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1$ при забивці їх дизель-молотом за табл. 3.

$$A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{ м}^2$$

$$u = 0,3 \cdot 4 = 1,2 \text{ м}$$

$R = 7300 + (9,75 - 7) / (10 - 7) \cdot (7700 - 7300) = 7667 \text{ кПа}$ за табл.1 [26] при $h = 9,75 \text{ м}$ для пісків крупних.

Значення f_1 , f_2 та f_3 приймаються при $I_L = 0,4$, значення f_4 та f_5 – для пісків крупних за табл.1 [26].

$$f_1 = 27 + (4,05 - 4) / (5 - 4) \cdot (29 - 27) = 27,1 \text{ кПа при } z_1 = 4,05 \text{ м,}$$

$$f_2 = 31 + (6,05 - 6) / (8 - 6) \cdot (33 - 31) = 31,05 \text{ кПа при } z_2 = 6,05 \text{ м}$$

$$f_3 = 31 + (7,25 - 6) / (8 - 6) \cdot (33 - 31) = 32,25 \text{ кПа при } z_3 = 7,25 \text{ м}$$

$$f_4 = 62 + (8,45 - 8) / (10 - 8) \cdot (65 - 62) = 62,66 \text{ кПа при } z_4 = 8,45 \text{ м}$$

$$f_5 = 62 + (9,6 - 8) / (10 - 8) \cdot (65 - 62) = 64,4 \text{ кПа при } z_5 = 9,6 \text{ м}$$

$$\begin{aligned} F_d &= 1 \cdot (1 \cdot 7667 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (1 \cdot 27,1 \cdot 2 + 1 \cdot 31,05 \cdot 2 + 1 \cdot 32,25 \cdot 0,4 + 1 \cdot 62,66 \cdot 2 + \\ &+ 1 \cdot 64,4 \cdot 0,3)) = 690 + 1,2 \cdot (54,2 + 64,1 + 12,9 + 125,32 + 19,32) = \\ &= 1021 \text{ кН} \end{aligned}$$

Розрахункове навантаження на палю при визначенні її несучої здатності за розрахунком $N_d = F_d / \gamma_f = 1021 / 1,4 = 729,3 \text{ кН}$.

Вага залізобетонної палі С 7-30 за каталогом $G_n = 1,6 \text{ т}$, з врахуванням

$$\gamma_f = 1,1 \quad G = 1,6 \cdot 9,81 \cdot 1,1 = 17,3 \text{ кН.}$$

Вертикальне навантаження на відмітці 0,000 згідно даних розділу I

$$F_{vI} = 499,28 \text{ кН/м.п.}$$

Вага фундаменту нижче від рівня прикладання навантаження (від відмітки 0,000 до відмітки -3,350):

$F_{\Pi} = 1,1 \cdot (3,35 \cdot 0,5 \cdot 24) = 44,22 \text{ кН/м.п.}$ (при середній об'ємній вазі стінових бетонних блоків $\gamma = 24 \text{ кН/м}^3$).

$$\text{Відстань між палями в ряду } l_p = \frac{N_d - G}{F_{vI} + F_{fI}} = \frac{729,3 - 17,3}{499,28 + 44,22} = 1,31 \text{ м}$$

Відстань між палями не повинна бути меншою $l_{\min} = 3d = 3 \cdot 0,3 = 0,9 \text{ м}$.

Приймаємо відстань між палями рівною 1,3 м і перевіряємо виконання умови розрахунку за і-ю групою граничних станів:

$$N_p \leq N_d.$$

де розрахункове вертикальне навантаження на палю в стрічці:

$$N_p = (F_{vI} + F_{\Pi} + G_I) \cdot l_p = (499,28 + 44,22 + 17,3) \cdot 1,3 = 729,04 < 729,3 \text{ кН}$$

Умова виконується.

Можна зменшити довжину палі до 5 м (паля С 5-30).

$R = 7300 + (7,75-7)/(10-7) \cdot (7700-7300) = 7400 \text{ кПа}$ за табл.1 [26] при $h=7,75 \text{ м}$ для пісків крупних.

Значення f_1 , f_2 та f_3 приймаються при $I_L=0,4$, значення f_4 та f_5 – для пісків крупних за табл.1 СНиП 2.02.03-85.

$$f_1 = 27 + (4,05-4)/(5-4) \cdot (29-27) = 27,1 \text{ кПа при } z_1 = 4,05 \text{ м,}$$

$$f_2 = 31 + (6,05-6)/(8-6) \cdot (33-31) = 31,05 \text{ кПа при } z_2 = 6,05 \text{ м}$$

$$f_3 = 31 + (7,25-6)/(8-6) \cdot (33-31) = 32,25 \text{ кПа при } z_3 = 7,25 \text{ м}$$

$$f_4 = 58 + (7,6-6)/(8-6) \cdot (62-58) = 61,2 \text{ кПа при } z_4 = 7,45 + (0,3/2) = 7,6 \text{ м}$$

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 7400 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot (1 \cdot 27,1 \cdot 2 + 1 \cdot 31,05 \cdot 2 + 1 \cdot 32,25 \cdot 0,4 + 1 \cdot 61,2 \cdot 0,3)) = \\ = 666 + 1,2 \cdot (54,2 + 64,1 + 12,9 + 18,4) = 845,5 \text{ кН}$$

Розрахункове навантаження на палю при визначенні її несучої здатності за розрахунком $N_d = F_d / \gamma_f = 845,5 / 1,4 = 603,9 \text{ кН}$.

Вага залізобетонної палі С 5-30 за каталогом $G_n = 1,15 \text{ т}$, з врахуванням $\gamma_f = 1,1$ $G = 1,15 \cdot 9,81 \cdot 1,1 = 12,4 \text{ кН}$.

Вертикальне навантаження на відмітці 0,000 згідно даних розділу I

$$F_{vI} = 499,28 \text{ кН/м.п.}$$

Вага фундаменту нижче від рівня прикладання навантаження (від відмітки 0,000 до відмітки -3,350):

$F_{\Pi} = 1,1 \cdot (3,35 \cdot 0,5 \cdot 24) = 44,22 \text{ кН/м.п.}$ (при середній об'ємній вазі стінових бетонних блоків $\gamma = 24 \text{ кН/м}^3$).

$$\text{Відстань між палями в ряду } l_p = \frac{N_d - G}{F_{vI} + F_{fI}} = \frac{603,9 - 12,4}{499,28 + 44,22} = 1,08 \text{ м}$$

Відстань між палями не повинна бути меншою $l_{\min} = 3d = 3 \cdot 0,3 = 0,9 \text{ м}$.

Приймаємо відстань між палями рівною 1,05 м і перевіряємо виконання умови розрахунку за 1-ю групою граничних станів:

$$N_p \leq N_d.$$

де розрахункове вертикальне навантаження на палю в стрічці:

$$N_p = (F_{vI} + F_{\Pi} + G_I) \cdot l_p = (499,28 + 44,22 + 12,4) \cdot 1,05 = 583,4 < 603,9 \text{ кН}$$

Умова виконується.

$$\Delta = \frac{603,9 - 583,4}{603,9} \cdot 100\% = 3,4\% < 5\% - \text{фундамент запроектовано}$$

правильно.

,

5.5 Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів

Об'єми робіт для влаштування фундаментів під середню стіну (переріз І - І) для обидвох варіантів приведено у таблицях 5.5 і 5.6, техніко-економічне порівняння варіантів – у таблиці 5.7.

Табл. 5.5

Об'єми робіт для виготовлення фундаменту по варіанту І

№ п/п	Найменування робіт	Об'єм
1	Розробка ґрунту бульдозером (6×21×0,95), м ³	119,7
2	Розробка ґрунту вручну (1,4×1,4×0,1), м ³	0,196
3	Влаштування бетонної підготовки під фундамент, м ³	0,196
4	Зміцнення насипного ґрунту цементуванням (6×21×1,5), м ³	189
5	Засипка з піску 200мм з трамбуванням, м ³	24,25
6	Засипка зі щебню 500мм з трамбуванням, м ³	60,58
7	Влаштування монолітного фундаменту, м ³	34,82
8	Бетон класу С20/25, м ³	34,82
9	Установка арматурного каркасу, кг	1575
10	Виготовлення арматурного каркасу, кг	1575
11	Арматура Ø10 А400С, м.пог/кг	2520/1575

Табл. 5.3

Об'єми робіт для виготовлення фундаменту по варіанту II

№ п/п	Найменування робіт	Об'єм
1	2	3
1	Розробка ґрунту бульдозером (6×21×0,15), м ³	18,9
2	Ущільнення ґрунту на глибину 1,5м, м ² /м ³	126/189
3	Розробка ґрунту екскаватором, м ³	3,25
4	Розробка ґрунту вручну, м ³	0,2
3	Влаштування бетонної підготовки під фундамент, м ³	0,2
1	2	3
4	Влаштування монолітного фундаменту, м ³	1,4
5	Бетон класу С20/25, м ³	1,4
6	Установка арматурного каркасу, кг	86,6
7	Виготовлення арматурного каркасу, кг	86,6
8	Арматура Ø12 А400С, м.пог/кг	50,2/44,5
9	Арматура Ø10 А400С, м.пог/кг	40/24,7
10	Арматура Ø8 А240С, м.пог/кг	44/17,4
11	Зворотна засипка з трамбуванням, м ³	1,4
12	Влаштування забивних паль С5-30 перерізом 300×300мм довжиною 5м, шт/м ³	4/1,8
13	Вартість забивних паль С5-30, шт/м ³	4/1,8
14	Влаштування армованої бетонної підлоги товщиною 150мм, м ² /м ³	124,9/18,75
15	Установка арматурного каркасу, кг	1542
16	Виготовлення арматурного каркасу, кг	1542
17	Арматура Ø12 А400С, м.пог/кг	2498/1542

Табл. 5.7

Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів (на 1м. п.)

№ п/п	ТЕП	Варіанти фундаментів	
		I	II
1	Кошторисна вартість	17702	20377
2	Трудомісткість, люд·год	35	64
3	Загальновиробничі витрати, грн	1317	2252
4	Заробітна плата, грн	3193	5381
5	Витрати бетону, м ³	3,65	3,27
6	Витрати арматурної сталі, кг	145	135
7	Об'єм земляних робіт	11,41	4,75

6. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА ДОВКІЛЛЯ

6.1 Загальні положення

При організації будмайданчика встановлені небезпечні для людей зони, у яких постійно діють або можуть діяти небезпечні виробничі фактори. Небезпечні зони захищаються захисними або сигнальними огороженнями, знаками безпеки й написами встановленої форми. До зон потенційно діючих небезпечних факторів ставляться:

а) ділянки території поблизу споруджуваного об'єкта, поверхи будинку в одній захватці, над якою відбувається монтаж конструкцій;

б) зони переміщення машин, устаткування, їх частин, місця над якими відбувається переміщення вантажу кранами.

Будмайданчик, ділянки робіт, робочі місця, проїзди й підходи у темний час доби освітлюються прожекторами.

Будмайданчик обгороджений дерев'яним огороженням.

При в'їзді на майданчик установлені схеми руху транспорту, на узбіччях доріг і проїздів - добре видимі знаки, що регламентують порядок руху транспортних коштів. Швидкість руху автотранспорту поблизу місць провадження робіт не повинна перевищувати 10 км/год – на поворотах.

Ширина проходів до робочих місць і на робочих місцях повинна бути не менш 0,6м, а висота проходів у світлі - не менш 1,8 м. Входи до споруджуваного будинку повинні бути захищені зверху суцільним навісом, ширини не менш ширини входу, з вильотом на відстань 2 м від стіни будинку. Майданчика складування повинні мати ухил від дороги. Притуляти матеріали й виробу до заборів не допускається [27,34].

6.2 Земляні роботи

Земляні роботи у зоні діючих підземних комунікацій слід здійснювати під безпосереднім керівництвом майстра, а в охоронній зоні кабелів, що перебувають під напругою, - під спостереженням працівників електрогосподарства.

Вертикальне планування проводиться бульдозером. Знаходження сторонніх осіб у зоні роботи бульдозера заборонене. До початку планування необхідно поставити огороження в зоні експлуатованого будинку й вивісити попереджувальні знаки й схеми обходу.

Ґрунт, з котловану, слід розміщати на відстані не менш 0,5м від брівки котловану.

Перед допуском робітників у котлован глибиною більш 1,3м повинна бути перевірена стійкість укосів.

Навантаження ґрунту на самоскиди повинні здійснюватися з боку заднього або бічного борти.

При земляних роботах поряд із загальними повинні дотримуватися спеціальні вимоги по техніці безпеки. Поблизу підземних комунікацій повинні проводитися вручну або механізованим інструментом тільки під спостереженням майстра-виконроба. У тих випадках, коли такі комунікації, як газопроводи й електрокабелі, є діючими, при виробництві земляних робіт обов'язкова присутність працівників газового або енергетичного господарства.

При виявленні на місці провадження робіт, не позначених у документації комунікацій, слід негайно припинити до одержання офіційного дозволу відповідних організацій. Граничні значення глибини котлованів у сухих ґрунтах і поблизу існуючих споруджень не повинні перевищувати значень, наведених у нормативних документах.

У процесі роботи екскаватора людям не можна перебувати на відстані, меншому, чому зона його дії плюс 5 м. Навантаження ґрунту в транспортні засоби роблять із боку його заднього й бічного борту.

При одночасній роботі двох і більш машин, що виконують різні види грабарств, у випадку їх руху один за одним необхідно дотримувати дистанцій не менш 5 м.

6.3 Кам'яні роботи

Однією з основних умов безпечного ведення робіт є правильна організація робочого місця муляра і його праці.

До початку роботи муляр повинен: оглянути робоче місце, упевнитися в правильності розміщення кладочних матеріалів, у справності інструмента, реманенту, пристосувань, перевірити стійкість встановленого риштування або лісів. Муляр повинен працювати в рукавицях, що охороняють шкіру.

Підмости встановлюють на очищені, вирівняні поверхні. Усі основні елементи повинні бути розраховані на міцність.

Підмости не можна перевантажувати матеріалами понад розрахункове навантаження, встановлене для даної конструкції риштування. Слід уникати скупчення матеріалів в одному місці. Щодня після закінчення роботи підмости очищають від сміття. Між робочим настилом і стіною споруджуваного будинку влаштовується зазор, але величина його не повинна перевищувати 5 см.

Риштування висотою більш 1,1 м огорожують поруччям висотою не менш 4 м.

Щодня перед початком зміни майстер, що керує відповідною ділянкою робіт, і бригадир повинні перевіряти стан риштування.

У процесі робіт необхідно особлива увага звернути на забезпечення стійкості конструкцій. Викладання стін наступного поверху допускається лише після монтажу конструкцій перекриття.

У тих випадках, коли в процесі кладки дерев'яні й віконні прорізи не заповнюють готовими блоками, у прорізи встановлюють інвентарні огороження.

Стінові матеріали, інструменти або будівельне сміття не можна залишати на стінах під час перерв у роботі.

Карнизи, що виступають із площини стіни більш ніж на 30 см, слід улаштовувати із зовнішніх лісів або з інвентарного випускного риштування, ширина настилу яким повинна на 60 см перекирвати звис карниза. При

цьому матеріали розташовують на внутрішніх настилах, а муляри працюють, перебуваючи на випускних лісах.

При кладці стін із внутрішнього риштування по всім периметру будинку влаштовують зовнішні інвентарні захисні козирки у вигляді дерев'яного настилу (або сітки із синтетичних матеріалів) на кронштейнах. Перший ряд козирків установлюють на висоті не більш 6 м від землі й залишають до зведення кладки стін на всю висоту; другий ряд козирків ставлять на висоті 6-7 м над першим, а потім по ходу кладки переставляють його через кожні 6-7 м.

Без захисних козирків можна вести кладку стін будинків висотою не більш 7 м, але при цьому на землі по периметру будинку влаштовують огороження на відстані не менш 1,5 м від стіни.

Цеглу піднімають на поверхи, як правило, пакетами на піддонах за допомогою футлярів, що виключають випадання цегли.

У зимових умовах особливу увагу приділяють на проведення заходів щодо охорони праці, забезпеченню безпеки робіт у період відтавання й набору міцності кладки, навчанню робочих навичкам використання розчинів з хімічними противоморозними добавками.

Роботи ведуться на відкритім повітрі, на висоті, при негативних температурах і найчастіше при вітрах, тому необхідно постачити працюючих зручним утепленим одягом, обладнати побутові приміщення для відпочинку, обігріву, сушіння одягу, забезпечити надання першої допомоги при обмороженнях, організувати гаряче харчування.

У період відтавання й твердіння розчину в кам'яній кладці, виконаної способом заморожування, забороняється перебування в будинку або спорудженні осіб, не що брав участь у заходах щодо забезпечення стійкості конструкцій.

6.4 Підйомно-транспортні роботи

При виконанні-монтажних робіт, а також при монтажі й демонтажі піднімального встаткування слід керуватися загальними правилами техніки

безпеки й інструктивними вказівками по монтажу й експлуатації системи електромеханічного піднімального устаткування. Відповідно до цих положень майданчик підйомно-монтажних робіт повинна бути обгороджена й установлені попереджувальні знаки; електроапаратура (рубильники, пускачі) і електропроводка, застосовувані для пусконаладжувальних робіт, повинні відповідати вимогам правил обладнань електроустановок.

Монтаж і демонтаж піднімального устаткування забороняється робити:

при сильному вітрі;

при грозі й зливовому дощі; при температурі нижче -20°C ;

при ожеледі.

Монтаж і демонтаж піднімального устаткування проводяться під наглядом особи, відповідального за піднімальне устаткування й техніку безпеки робіт. Монтажники повинні одержати відповідний інструктаж з характеру майбутньої роботи із вказівкою можливих небезпек при виконанні завдання. При виробництві підйомно-монтажних робіт забороняється:

- залишати без нагляду підняті конструкції;

- скидати предмети з висоти;

- включати підйомники при монтажі або демонтажі без спеціальної вказівки особи, відповідального за підйомно-монтажні роботи;

- піднімати або опускати вантажі при спаданні напруги в електромережі більш 10% номінальної величини.

Ремонтні роботи на підйомниках слід виконувати тільки при повному відключенні всієї системи піднімального устаткування із силової пульташафи.

Керівний інженерно-технічний персонал повинен забезпечувати виконання всіх технічних і організаційних заходів щодо безпеки робіт. Технічний персонал і робітники, зайняті на підйомно-монтажних роботах, періодично повинні проходити медичний огляд. Робітники повинні мати захисні каски, рукавиці, запобіжні пояси й міцне взуття.

Перед початком будівництва інженерно-технічний персонал і робітники повинні бути докладно ознайомлені із проектом провадження робіт, з

підйомно-монтажною схемою зведення будинку й способами безпечного їхнього здійснення.

При припиненні робіт або після закінчення робочої зміни відповідальна особа (виконавець робіт, бригадир) зобов'язано перевірити надійність монтажу й закріплення конструкцій і встаткування у встановленім положенні.

Не допускається виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більш, ожеледі, тумані.

Не допускається знаходження людей під монтованими елементами до установки їх у проектне положення й закріплення.

Фарбування й антикорозійний захист конструкцій слід робити до їхнього підйому на проектну оцінку. Після підйому - тільки в місцях стиків.

6.5 Природоохоронний стан

Рельєф ділянки забудови рівнинний. До території забудови підведена дорога по обидві сторони якої знаходяться багатопверхові житлові будинки. Територія забудови опорядкована, озеленена на ній прокладений водогін, каналізація, організоване поверхневе водовідведення, діє електростанція. Тут немає виробничих підприємств, що можуть забруднювати довкілля.

Після введення в експлуатацію будівлі збільшиться навантаження на водовідстійник, але потужність його має достатній запас на це додаткове навантаження.

Сміття від будівлі двічі на тиждень відвозиться спец-транспортом на сміттєзвалище, яке знаходиться на відстані 5 кілометрів від міста Сокаль у східному напрямку, тобто з підвітряної сторони. Тимчасово (до вивезення) сміття зберігається у металевих контейнерах, які розміщуються на

спеціальній площадці, яка заасфальтована і обсаджена по периметру деревами.

Ерозії поверхні землі не спостерігається, на даній території рівчаків і ярів немає.

Вище наведені умови дозволяють зробити висновок, що екологічний стан території з точки зору охорони навколишнього середовища є задовільний.

6.6 Джерела забруднення атмосферного повітря

Основним забруднювачем атмосферного повітря в даній місцевості є вуглекислий газ, що виділяється в повітря при роботі двигунів внутрішнього згорання, головним чином при проїзді автомобільного транспорту. Рівень вмісту вуглекислого газу в повітрі періодично контролює міська санепідемстанція. Викиди вуглекислого газу контролює також автоінспекція під час техогляду машин.

Щоб запобігти забруднення повітря, планується застосовувати такі заходи:

— озеленити територію забудови, зокрема , шляхом насадження дерев, які відіграють роль зелених фільтрів;

— контролювати стан і роботу двигунів внутрішнього згорання при техогляді транспортних засобів та машин.

Після введення в експлуатацію житлового будинку, опалення в зимовий період здійснюватиме котельня , яка розташована на північному-заході від споруди, що співпадає з напрямком пануючих вітрів.

У зв'язку із тим, що місто зростає у східному і південно-східному напрямку котельня не буде джерелом забруднення навколишнього середовища. Для зменшення викидів у навколишнє середовище труби котельні обладнані фільтром, який затримує вихід з труб твердих часток разом із димом.

6.7 Охорона водних запасів

На території міста і відведеної для будівництва будівлі земельної ділянки немає відкритих водоймищ. Вода з атмосферних опадів буде відводитися відкритою та підземною мережею зливної каналізації.

Охорона навколишнього середовища від забруднення госпфекальними видами передбачається таким комплексом технологічних і конструктивних заходів:

- оснащення будівель внутрішнім водопроводом і каналізацією;
- організація централізованої схеми каналізації з відведенням стоків на очисні споруди.

Підземні води за рахунок інфільтрації не забруднюються, тому що рівень ґрунтових вод низький, а суглинок і глина є водотривкими ґрунтами які не пропускають воду.

Каналізація підключена до існуючої зовнішньої мережі, яка прокладена до очисних споруд.

6.8 Охорона рослинного шару

Перед початком будівництва передбачена зрізка рослинного шару ґрунту на глибину 20 см. Знятий ґрунт рослинного шару складається у відвал з подальшим використанням для упорядкування території перед введенням банку до ладу. На ділянках які використовуються під газони, навчально-дослідні поля, де насип не перевищує 15-20см, рослинний шар не знімаються. При влаштуванні газонів та навчально-дослідних ділянок рослинний шар з відвалів розпорошуються по розпушеній землі товщиною 15см.

Зняття і перевезення родючого шару здійснюється скрепером. Залишки рослинного шару будуть використані для рекультивації та озелененні на інших територіях.

6.9 Охорона навколишнього середовища від шуму.

Житлова будівля буде знаходитися в зоні житлової забудови. Основним джерелом шуму є побутовий шум, який утворюється в результаті життєдіяльності на прилягаючих будівлях.

Виходячи з аналізу шумового режиму, зниження звукового тиску до допустимого досягається за рахунок огорожуючих конструкцій, передбачених проектом. Застосування віконних блоків з роздільними рамами знижує рівень звукового тиску на 30 ДБЛ.

Досягнутий рівень шуму в робочих кабінетах, з врахуванням прийнятих проектних вирішень, складає ($73 \div 30 = 43$ ДБЛ) менше 50 ДБЛ, що задовільняє вимоги ДСТУ 2867-94 [31].

Звукоізоляція між приміщеннями всередині будівлі забезпечується за рахунок прийняття конструкцій підлог і перегородок.

При встановленні віконних і дверних заповнень щілини між коробками та стінами повинні ретельно колопатися паклею, змоченою в цементно-глиняному розчині. Примикання перегородок до перекриття ретельно заробляються цементно-вапняним розчином після колопатки паклею, змоченою в цементно-глиняному розчині.

Крім цього, з метою зниження рівня шуму від інженерного і технологічного обладнання, проектом передбачені віброізолюючі фундаменти, гнучкі вставки на вентиляторних з'єднаннях та ін. Перераховані фактори дозволяють забезпечити допустимі рівні звукового тиску в приміщеннях проектного комплексу.

6.10 Покращення санітарно-епідемічних умов.

Для покращення санітарно-епідемічних умов в місцях встановлення контейнерів для побутових відходів висаджуються кущі бузини і дерева, які виділяють фітонциди, що відлякують комах.

Стоки господарсько-фекальної каналізації скидаються в існуючу каналізацію, яка підключена до міських очисних споруд.

6.11 Формування єдиної системи зелених насаджень

Територія будівлі огороджується, упорядковується і озеленюється, що сприяє поліпшенню санітарно-епідемічних умов, виховує естетичні смаки персоналу, покращує ландшафт території. Озеленення виконується за рахунок зелених насаджень дерев, кущів, влаштування газонів.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено 6 розділів, а саме: архітектурно-будівельний, розрахунково-конструктивний, технологічно-організаційний, економічний, заходи з охорони праці та довкілля та науковий. Пояснювальна записка має 85 сторінок. У ній розроблено об'ємно-планувальне рішення будівлі, проведено розрахунки і законструйовано збірний з/б сходовий марш та сходовий майданчик, збірна з/б багатопорожниста плита перекриття. Розроблено технологічну карту на монтаж плит перекриття, календарний графік ведення будівництва, будгенплан, об'єктний та зведений кошториси, міроприємства з охорони праці та довкілля, а також науковий розділ з області з техніко-економічним порівнянням варіантів фундаментів. Графічна частина налічує 7 листів, у яких розроблено генплан, плани, фасади і розрізи будівлі, конструкції каркасу та покриття будівлі, технологічну карту, календарний графік проведення робіт, будгенплан на проведення будівництва об'єкту.

У цілому у проекті детально розроблено основні конструкції і технологічні міроприємства для будівництва адміністративної будівлі. Розроблені у проекті рішення можна використати при проектуванні об'єктів такого типу, чи в реальному будівництві.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН 360-92 Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. - К. : Мінрегіонбуд України, - 26 с.
2. ДБН В.2.2-15-2019 Житлові будинки. Основні положення
3. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ – Київ: УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. – 60 с.
4. ДСТУ Н Б В.1.1-27-2010 Будівельна кліматологія.
5. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель.
6. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування.
7. ДБН Б.2.2-5:2011. Благоустрій територій. Київ, Мінрегіон України, 2012. – 64 с.
8. ДБН В.1.2-7:2021. Пожежна безпека, Київ, Мінрегіон України, 2022 – 12 с.
9. ДБН В.1.1.7–2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва.
10. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013 Настанова щодо проведення робіт з улаштування ізоляційних, оздоблювальних, захисних покриттів стін, підлог і покрівель будівель і споруд.
11. ДБН Б.1.1-22:2017 Склад та зміст плану зонування території
12. ДБН В.2.2-9-2009 Будинки і споруди Громадські будинки та споруди. Основні положення.
13. ДСТУ Б В.2.6-100:2010 Конструкції будинків і споруд. Методи визначення теплостійкості.
14. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення
15. ДБН В.2.5 - 74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди.
16. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація.
17. ДБН В.2.5 - 75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди.
18. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування.
19. ДСанПіН 2.2.4-171-10 Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною
20. ДСТУ Б В.2.7-201:2009 Труби чавунні та пластмасові каналізаційні, фасонні частини до них та муфти чавунні для азбестоцементних напірних труб. Номенклатура показників.

21. ДСТУ Б В.2.5-57:2011 Труби керамічні каналізаційні. Технічні умови.
22. ДСТУ Б В.2.6-193:2013. Захист металевих конструкцій від корозії.
Вимоги до проектування.
23. ДСТУ Б В.2.7-61-97 Цегла та камені керамічні рядові та лицьові.
Технічні умови.
24. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування
25. ДСТУ Б В.2.7-43-96 Бетони важкі. Технічні умови
26. ДБН В.2.1.-10-2009 Основи і фундаменти будівель і споруд.
27. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України — К.: Мінбуд України, 2006.— 84 с.
28. ДСТУ Б В.2.1- 2-96 (ГОСТ 25100-95). Ґрунти. Класифікація.
29. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві.
30. ДБН Д.2.2-99 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи.
31. ДСТУ 2867-94 Шум. Методи оцінювання виробничого шумового навантаження. Загальні вимоги.
32. ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва
33. ДБН В.2.5-23:2010. Інженерне обладнання будинків і споруд.
Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення.
34. ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва.
35. ДСТУ Б А.2.4-6:2009. Правила виконання робочої документації генеральних планів.
36. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції. К.: Вища школа, 1995. – 592с.
37. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН 2.6.В–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 485 с.
38. Король В.П. Архітектурне проектування житла. Навчальний посібник. - К.: Фенікс.-2006.-274 с.
39. Охорона праці в будівництві: Навч. посіб. посібник / за редакцією Коржика Б. М. Іванова В.М. - Харків: Форт, 2010. - 388 с.
40. Виробнича санітарія: Навч. посіб./Ткачук К. Н., Каштанов С. Ф. Зацарний В. В., Ткачук К. К. - К.: НТУУ «КПІ», 2009. - 323 с.