Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)
Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(назва факультету)
Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломної роботи

магістра
(освітньо-кваліфікаційний рівень)

на тему: Проект будівлі санаторію в Гусятині

Виконав: студент 2 курсу, групи МБд-2
напряму підготовки (спеціальності) 192«Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва напряму підготовки, спеціальності)

		Стецюра Д.В.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Керівник		к.т.н.,доц. Пиндус Ю.І.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Нормоконтроль		ст. викл. Данильченко С.М.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)
Рецензент		Чубик В.Ф.
	(підпис)	(прізвище та ініціали)

м. Тернопіль – 2019

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра будівельної механіки

Освітньо-кваліфікаційний рівень магістр

Напрям підготовки 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(шифр і назва)

Спеціальність _____
(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри *будівельної механіки*

к.т.н., доц.Ковальчук Я.О.

«_____» 2019 р.

З А В Д А Н Н Я
НА ДИПЛОМНУ РОБОТУ СТУДЕНТУ

Стецюра Дмитро Васильович
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту Проект будівлі санаторію в Гусятині

Керівник проекту к.т.н.,доц. Пиндус Ю.І.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від «_____» _____ 2019 року №_____

2. Термін подання студентом проекту

3. Вихідні дані до проекту

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)
Архітектурний розділ, Розрахунково-конструктивний, Основи і фундаменти, Організаційно-технологічна частина, Спеціальна частина, Охорона праці, Екологія

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)
Фасади, розрізи, плани, вузли, схеми організації робіт, технологічні карти.

6. Консультанти розділів проекту

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Організаційно-економічна частина	д.е.н. доц., Мельник Л.М.		
Охорона праці	к.т.н. доц., Каспрук В.Б.		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	ст. викл. Стручок В.С.		
Екологія	к.т.н. доц., Лясота О.М.		
Спеціальна частина	к.т.н. доц., Пиндус Ю.І.		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту	Термін виконання етапів проекту	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина		
2.	Основи і фундаменти		
3.	Розрахунково-конструктивний розділ		
4.	Організаційно – технологічна частина		
5.	Спеціальна частина		
6.	Організаційно-економічна частина		
7.	Охорона праці		
8.	Безпека в надзвичайних ситуаціях		
9.	Екологія		
10.	Висновки		
11.	Графічне оформлення креслень		

Студент _____ Стецюра Д.В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник проекту _____ Пиндус Ю.І.
(підпис) (прізвище та ініціали)

РОЗДІЛ 1
АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1Об’ємно-планувальне рішення

Будівля санаторію запроектована у вигляді трьох блоків, зв'язаних між собою композиційно, технологічним і інженерним устаткуванням, розташованих між собою в “шаховому” порядку. Крайні блоки мають однакові розміри в плані – 26,4 х 21 м, а середній – 24 х 21 м. Будівля має 4 поверхи, підвал і техповерх. Висота поверхів – 3,3 м.

Середній блок і перші поверхи крайніх блоків являє собою адміністративну частину. Тут знаходиться основна частина кабінетів, приймальні, процедурні, їдальня, буфет і тому подібне. На 2 – 4 поверхах правого крила розташовані операційні, координатори, наркозні і приміщення допоміжного призначення. Ліве крило – палати стаціонару (на 1, 2 і 3 ліжка), сан кімнати.

Ширина приміщень, згідно норм, прийнята не менше: для одноліжкових палат – 2,9 м, кабінетів лікарів і коридорів палатних відділень – 2,4 м, перев'язувальних і процедурних – 3,2 м, коридори адміністративно-господарського блоку – 1,5 м.

Основні приміщення центру мають природне освітлення. Другим, або штучним світлом освітлюються санітарні вузли, складські приміщення, фотолабораторія, клізменна, гігієнічні ванни, душові для персоналу, кімнати особистої гігієни жінок, наркозні, передопераційні, апаратні. Коридори палатних відділень освітлюються природним світлом через вікна, розміщені в торцевих стінах коридорів.

Орієнтація по сторонам світла вікон приміщень центру прийняті настпним чином:

– палати – орієнтація на Пд, Пд.Сх, Сх, Пв, Пв.Зх – не більше 50 % кількості ліжок у відділенні.

– процедурні – орієнтація на Пв, Пв.Сх, Пв.Зх.

Всі операційні запроектовано на 1 операційний стіл. Операційний блок має два ізольовані відділення: септичне і асептичне.

У будівлі запроектовано пасажирські і вантажні ліфти – в середньому блоці, і сходові прольоти в кожному блоці.

Зовнішня обробка будівлі виконана з фасадної цеглини з елементами декоративної штукатурки. Цоколь оздоблений природним камнем. Сходи фасадного входу оздоблені морозостійкою, декоративною плиткою. Палати, кабінети, операційні, коридори, холи і тому подібне – забарвлені дисперсійними фарбами. Санвузли, санкімнати, стерилізаційні, приміщення для миття і тому подібне – ½ оздоблені плиткою і ½ забарвлено дисперсійними фарбами.

1.2.Архітектурно-конструктивне рішення

Будівля санаторію запроектована в конструкціях серії 1.020-1; каркасна з цегельними самонесучими зовнішніми стінами. Просторова стійкість будівлі забезпечується власною роботою діафрагм жорсткості і дисків перекриття.

Величина нормативних постійних і тимчасових навантажень на перекриття і відповідні коефіцієнти перевантажень прийняті по ДБН. У проекті передбачено вживання індустріальних виробів по типових серіях конструкцій і деталей будівель.

Фундаменти. Монолітні залізобетонні стовпчасті, квадратні в плані виконані з бетону класу В15. У плитній частині фундаменту армується сітками, арматура класу А-400. Глибина закладання стовпчастих фундаментів зумовлена конструктивними особливостями будівлі та геологічними особливостями даного району, а саме розміщенням несучого шару ґрунту і складає – 4,95 м.

Елементи каркасу. Каркас будівлі виконаний із збірних залізобетонних елементів серії 1.020-1. Колони І типу січенням 400х400 мм з бетону класу В15 і армуються поздовжньою арматурою класу А-400 і поперечною класу А-І . Ригелі будівлі з бетону класу В25, номінальні розміри 6 і 3м, армовані поздовжньою арматурою класу А-400 і поперечною класу А-240. У залізобетонних збірних конструкціях всі металеві деталі і з'єднання захищені шаром цементного розчину марки 100 завтовшки 25 мм; відкриті металеві конструкції і деталі, що знаходяться в будівлі, забарвлені масляною фарбою за 2 рази по грунту із залізного сурика на натуральній оліфі.

Перекриття. Перекриття і покриття – збірні залізобетонні круглопустотні плити товщиною 220мм, номінальних розмірів 6х1,5м,7,2х1,5м, 6х1,8м,6х1,2м, 3х1,2м. Виготовлені з бетону В15, армовані каркасами і сітками з дротової арматури Вр-І. Поздовжня робоча арматура плити перекриття Ат-V.

Сходи. Збірні залізобетонні шириною 1,5м і з набірних залізобетонних сходинок. Зовнішні пожежні сходи - сталеві. Сходи заввишки – 150мм і шириною – 300 мм.

Стіни. Стіни підвалу із збірних бетонних блоків. Зовнішні стіни вище 0,000 – цегельні, самонесучі, завтовшки 510 мм.

Всі зовнішні поверхні стін підвалу, а також всі поверхні цегельних стін підвальних каналів і приямків, дотичних з грунтом обклеювальна на бітумній мастиці по вирівненій поверхні в 2 рази. Зворотня засипка стін підвалу виконується після монтажу перекриттів над ним і влаштування підлоги підвалу.

Перемички – монолітні залізобетонні.

Перегородки. На 1 – 4 поверхах - збірні гіпсокартонні (RIGIPS), завтовшки 80, 90, 100мм. Залежно від призначення вмонтовується на одинарному або подвійному каркасі, з одношаровою або багатошаровою обшивкою, з різним по товщині шаром ізоляції. Комбінуючи перераховані елементи, добиваються необхідних показників по міцності і звукоізоляції. У разі потреби перегородка може нести протипожежну функцію. Влаштовуються перегородки після закінчення “мокрих” процесів (вирівнювання підлоги нівелір-масою і тому подібне) і нормалізації режиму вологості в приміщенні.

У підвалі і на техповерсі – цегельні, в одну цеглину.

Шахти ліфтів із збірних залізобетонних елементів.

Покрівля. Рулонна з внутрішнім водостоком, утеплювач – пінобетонні плити завтовшки 150 мм. Разуклонка виконується з керамзитового гравію γ = 400 кг/м^3. Примикання покрівлі до елементів конструкцій прийняті по серії 2.260-1.

Вікна і двері. Вікна і зовнішні двері – виконані з алюмінієвих термоізольованих профілів, які відповідають всім вимогам нормативних документів для опалювальних житлових і нежитлових приміщень (по звуко-, теплоізоляції, і вологонепроникності і тому подібне).

Підлоги. Підлоги складаються із гідрооізоляції – 5мм, шлакобетону – 35мм(під керамічну плитку) і 40мм(під лінолеум), цементно-піщаної стяжки – 30 мм і покриття (лінолеум, плитка).

Для скління фасаду застосовується алюмінієва система самонесучих конструкцій, теплоізольованих і економічних. Хол - зимовий сад – виконаний з алюмінієвого профілю з енергозбережними склопакетами. Можлива установка в склопакети декоративних елементів, тонованих і протиударних стекол.

Таблиця 1.1. Специфікація столярних виробів

Позиція	Позначення	Найменування	Кіль-кість	Маса одиниці, кг	Примітка
Дверні блоки					
Д-1	Спецзамовлення	ДБ 0,9х2,1	262		Дерев'яні
Д-2	Спецзамовлення	ДБ 1,2х2,1	44		Дер. скляні
Д-3	Спецзамовлення	ДБ 0,7х2,1	41		Дерев'яні
Д-4	Спецзамовлення	ДБ 1,2х2,1	18		Дерев'яні
Д-5	Спецзамовлення	ДБ 1,5х2,1	16		Дер. скляні
Д-6	Спецзамовлення	ДБ 1,5х2,1	4		Металоплас
Д-7	Спецзамовлення	ДБ 0,9 х2,1	2		Металоплас
Д-8	Спецзамовлення	ДБ 1,2х2,1	4		Металоплас
Д-9	Спецзамовлення	ДБ 1,2х2,1	4		Металоплас
Віконні блоки					
В-1	Спецзамовлення	ВБ 1,8х1,8	184		Металоплас
В-2	Спецзамовлення	ВБ 1,5х1,8	24		Металоплас
В-3	Спецзамовлення	ВБ 1,2х1,8	8		Металоплас
В-4	Спецзамовлення	ВБ 3,0х2,62	9		Металоплас
В-5	Спецзамовлення	ВБ 0,9х2,62	4		Металоплас
В-6	Спецзамовлення	ВБ 0,85х2,4	2		Металоплас
В-7	Спецзамовлення	ВБ 1,8х2,4	1		Металоплас
В-8	Спецзамовлення	ВБ1,5х2,4	2		Металоплас
В-9	Спецзамовлення	ВБ3,0х1,5	35		Металоплас

1.3. Будівельна фізика

Експлуатаційні якості будівлі визначаються не тільки розмірами і об'ємами приміщень, їх оздобленням і ступенем обладнання інженерними і

санітарно-технічними засобами, але й конструкцією огороджень, які захищають приміщення від холоду (або сонячної радіації), опадів і інших зовнішніх впливів. Розділяючи два середовища з різною температурою, тиском повітря, вологістю, силою шуму огородження перешкоджають проникненню повітря, вологи, звуку й світла.

Основними теплотехнічними вимогами, що пред'являються до зовнішніх огороджуючих конструкцій (стіни, покриття) є: потрібний опір теплопередачі, повітронепроникність, а також нормальний вологісний режим. Враховуючи ці вимоги, розробляємо конструкції огородження, які забезпечують необхідну довговічність і високі експлуатаційні якості.

1.3.1. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

с.м.т. Гусятин відноситься до третьої температурної зони України (кількість градусодіб в межах від 2501 до 3000). Згідно ДБН В.2.6-31-2006 «Теплова ізоляція будівель» мінімально допустиме значення опору теплопередачі огороджувальної конструкції - $R_{q,\min} = 2{,}2 \ \text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$.

1. Фасадне облицювання 20 мм ;
2. Утеплювач 100 мм ;
3. Цегляна стіна 510 мм ;
4. Штукатурка 20 мм ;

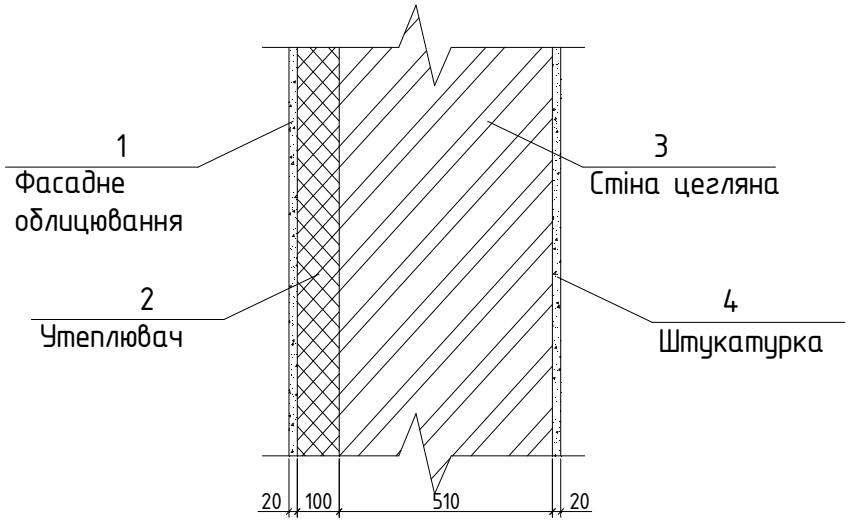


Рис. 1.1. Конструкція зовнішньої стіни

Таблиця 1.2. Теплотехнічні показники зовнішньої стіни

№ шару	Матеріал шару огороджувальної конструкції	Об'ємна маса $\gamma_0, \frac{кг}{м^3}$	Товщина шару, $\delta, мм$	Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності $\lambda, \frac{Вт}{м \cdot К}$	Розрахунковий коефіцієнт теплозасвоєння $S, \frac{Вт}{м^2 \cdot К}$
1	Фасадне облицювання	1800	20	0,93	11,09
2	Утеплювач	15	100	0,055	0,33
3	Цегла глиняна звичайна	1800	510	0,81	10,12
4	Внутрішня штукатурка	1800	20	0,93	11,09

Розрахунок

Величина опору теплопередач зовнішньої стіни $R_{\Sigma\ пр}$ повинна задовольняти умову:

$$R_{\Sigma\ пр} \geq R_{q\ min},$$

де R_o^{TP} – потрібний опір теплопередачі

Визначаємо термічні опори окремих шарів $R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_i}$:

де R_i – термічний опір *i*-го шару конструкції;

δ_i – товщина *i*-го шару, м;

λ_i – теплопровідність матеріалу *i*-го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м · К):

$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} = \frac{0,02}{0,93} = 0,022$ *м² °К/Вт* – фасадне облицювання;

$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = \frac{0,1}{0,055} = 1,82$ *м² °К/Вт* – утеплювач;

$R_3 = \frac{\delta_3}{\lambda_3} = \frac{0,51}{0,81} = 0,63$ *м² °К/Вт* – цегла глиняна;

$R_4 = \frac{\delta_4}{\lambda_4} = \frac{0,02}{0,93} = 0,022$ *м² °К/Вт* – внутрішня штукатурка;

Загальний термічний опір непрозорої термічно однорідної огороджувальної конструкції:

$$R_q = \frac{1}{\alpha_в} + \sum R_i + \frac{1}{\alpha_з} = \frac{1}{\alpha_в} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_з} =$$

$$= 0,132 + 0,022 + 1,82 + 0,63 + 0,022 + 0,043 = 2,67(і^2 \cdot К / Вт)$$

де $\alpha_в$ = *7,6 Вт/м² °С* – коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні;

$\alpha_з$ = *23 Вт/м² °С* – коефіцієнт тепловіддачі для умов зовнішньої поверхні (згідно додатку Е ДБН В.2.6-31-2006).

Перевіряємо виконання умови:

$R_q = 2{,}67 \ \text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт} > R_{q,\min} = 2{,}2 \ \text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$ - умова виконується.

Товщина стіни загалом становить 650 мм.

1.3.2 Теплотехнічний розрахунок покриття

Згідно ДБН В.2.6-31-2006 «Теплова ізоляція будівель» мінімально допустиме значення опору теплопередачі огороджувальної конструкції - $R_{q,\min} = 3{,}9 \ \text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$.

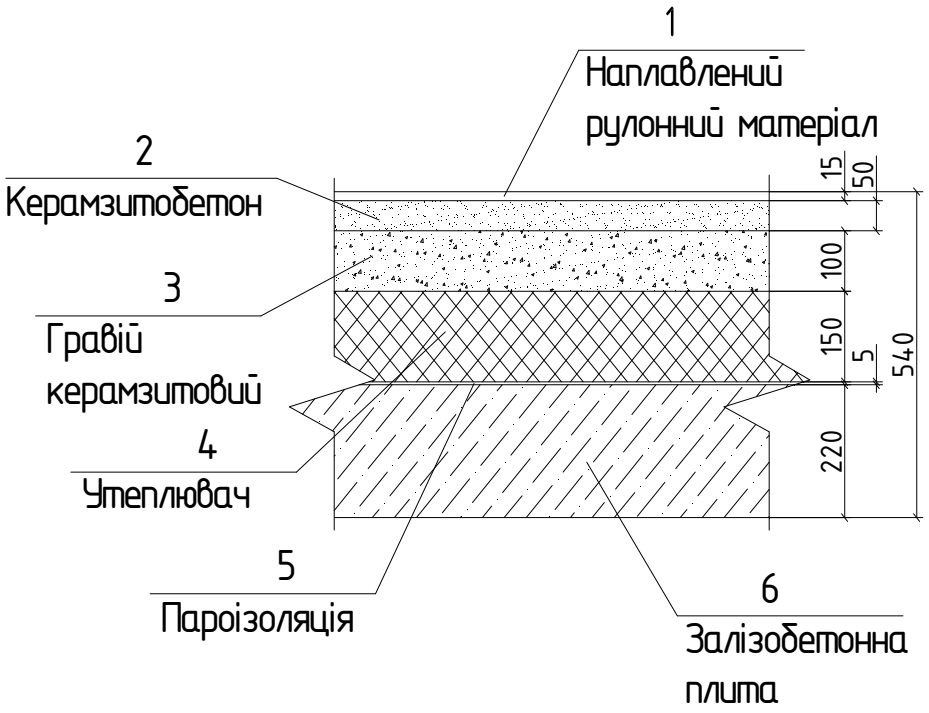


Рис. 1.2. Конструкція покриття

Таблиця 1.3. Теплотехнічні показники покрівлі

№ шару	Матеріал шару огороджувальної конструкції	Об'ємна маса $\gamma_0, \frac{кг}{м^3}$	Товщина шару, $\delta, мм$	Розрахунковий коефіцієнт теплопровідності $\lambda, \frac{Вт}{м \cdot К}$	Розрахунковий коефіцієнт теплозасвоєння $S, \frac{Вт}{м^2 \cdot К}$
1	Наплавлений рулонний матеріал	600	15	0,17	3,53
2	Керамзитобетон на керамзитовому піску	500	50	0,23	3,25
3	Гравій керамзитовий	400	100	0,14	1,99
4	Утеплювач	15	150	0,055	0,33
5	Пароізоляція	600	5	0,17	3,53
6	Плита покриття	2500	220	2,04	18,95

Розрахунок

Величина опору теплопередач зовнішньої стіни $R_{\Sigma\ пр}$ повинна задовольняти умову:

$$R_{\Sigma\ пр} \geq R_{q\ min},$$

де R_o^{TP} – потрібний опір теплопередачі

Визначаємо термічні опори окремих шарів $R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_i}$:

де R_i – термічний опір *i*-го шару конструкції;

δ_i – товщина *i*-го шару, м;

λ_i – теплопровідність матеріалу *i*-го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м · К):

$R_1 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} = \frac{0{,}015}{0{,}17} = 0{,}088$ $м^2\ °К/Вт$ – наплавлений рулонний матеріал;

$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = \frac{0{,}05}{0{,}23} = 0{,}22$ $м^2\ °К/Вт$ – керамзитобетон на керамзитовому піску;

$R_3 = \frac{\delta_3}{\lambda_3} = \frac{0{,}1}{0{,}14} = 0{,}71$ $м^2\ °К/Вт$ – гравій керамзитовий;

$R_4 = \frac{\delta_4}{\lambda_4} = \frac{0{,}15}{0{,}055} = 2{,}73$ $м^2\ °К/Вт$ – утеплювач;

$R_5 = \frac{\delta_5}{\lambda_5} = \frac{0{,}005}{0{,}17} = 0{,}03$ $м^2\ °К/Вт$ – пароізоляція;

$R_6 = \frac{\delta_6}{\lambda_6} = \frac{0{,}22}{2{,}04} = 0{,}11$ $м^2\ °К/Вт$ – плита покриття;

Загальний термічний опір покриття з утеплювачем:

$$R_q = \frac{1}{\alpha_{â}} + \sum R_i + \frac{1}{\alpha_{ç}} = \frac{1}{\alpha_{â}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{\delta_6}{\lambda_6} + \frac{1}{\alpha_{ç}} =$$

$$= 0{,}132 + 0{,}088 + 0{,}22 + 0{,}71 + 2{,}73 + 0{,}03 + 0{,}11 + 0{,}043 =$$

$$= 4{,}06(ì^2 \cdot Ê / Âò)$$

де $\alpha_в$ = *7,6 Вт/м²* ℃ – коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні;

$\alpha_З$ = *23 Вт/м²* ℃ – коефіцієнт тепловіддачі для умов зовнішньої поверхні (згідно додатку Е ДБН В.2.6-31-2006).

Перевіряємо виконання умови:

$R_q = 4{,}06\ м^2 \cdot К / Вт > R_{q,\min} = 3{,}9\ м^2 \cdot К / Вт$ - умова виконується.

1.4 Техніко-економічні показники

Згідно ДБН В.2.2-15-2005 «Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення» (додаток В), а також ДБН В.2.2-9-99 «Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди» (додаток Д) визначаємо значення техніко-економічних показників даної споруди і вносимо їх до табл. 1.4.

Таблиця 1.8. Техніко-економічні показники

№ п/п	Найменування	Од. вим.	Кіль-кість
1	2	3	4
1	Площа забудови	м^2	2026,8
2	Будівельний об’єм	м^3	42157,4
3	Загальна площа	м^2	10335,1
4	Робоча площа	м^2	2039,7
5	Коефіцієнт К-1		0,2
6	Коефіцієнт К-2		20,7

ВСТУП

Застосування збірних залізобетонних конструкцій в будівництві забезпечує скорочення термінів виконання будівельних робіт, зниження собівартості будівельної продукції. Однак для застосування таких конструкцій актуальним є питання їх міцності при дії експлуатаційних чинників та в умовах нештатних ситуацій.

Завдання роботи:

- розробити об'ємно-планувальні та архітектурно-конструктивні рішення, виконати теплотехнічний розрахунок огороджувальних конструкцій;
- виконати розрахунок та конструювання плит перекриття, ригелів та колон каркасу відповідно до діючих навантажень;
- розрахувати та запроектувати фундаменти відповідно до виявлених інженерно-геологічних умов;
- розробити будівельний генеральний план, технологічні карти на влаштування фундаментів та монтаж конструкцій, календарний графік будівництва;
- розробити заходи по охороні праці, цивільному захисту населення при пожежі та зменшенню негативного впливу будівництва профілакторію на навколишнє середовище.

Практичне значення отриманих результатів.

Отримані результати можуть бути використані для проектування аналогічних монолітних залізобетонних конструкцій, а також в курсах лекцій з дисципліни «Залізобетонні та кам`яні конструкції» та «Проектування залізобетонних та кам'яних конструкцій».

Зміст

Вступ……..……
Розділ 1. Архітектурно–будівельна частина……...……...
1.1. Об’ємно–планувальне рішення…….
1.2. Архітектурно–конструктивне рішення……
1.3. Будівельна фізика……...……
1.4. Техніко–економічні показники ……
Розділ 2. Розрахунково–конструктивна частина…….
2.1. Обгрунтування вибору конструкцій запроектованої будівлі ……
2.2. Розрахунок і конструювання плити перекриття з круглими порожнинами ……
2.3. Розрахунок ригеля перекриття……..
2.4. Розрахунок колони…….
Розділ 3. Основи та фундаменти ……
3.1. Розрахунок та конструювання фундаментів……...
3.1.1. Загальні відомості ……..…..
3.1.2. Генеральний план ділянки…….…….
3.1.3. Інженерно-геологічні вишукування ……
3.2. Розрахункові навантаження на фундамент…….……
3.2.1. Проектування фундаментів мілкого закладання……..……
3.2.2. Глибина закладання підошви фундаментів…….
3.2.3. Розрахунок площі підошви фундамента…….
3.2.4. Розрахунок фундаменту…….……
3.2.5. Розрахунок осідання фундаментів……
3.3. Проектування палевих фундаментів……
3.3.1. Розрахунок несучої здатності паль…….……..
3.3.2. Конструювання палевого фундаменту…….
Розділ 4. Спеціальна частина.....
4.1. Порівняння варіантів конструкцій влаштування фундаментів ……..
4.1.1 Описання прийнятих до розрахунку варіантів……...
4.1.2 Аналіз і обґрунтування вибору варіантів для подальшого розроблення …….
Розділ 5. Обґрунтування економічної ефективності…….……..……
5.1 Визначення кошторисної вартості будівництва …….
5.2 Визначення кошторисної вартості в локальних і об'єктних кошторисах.....
Розділ 6. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....
6.1. Охорона праці ……...
6.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці…….
6.1.2 Охорона праці і техніка безпеки при зведенні профілакторію …….……
6.1.3. Вентиляція ……..…….

6.2. Цивільний захист…….
6.2.1 Законодавство України про цивільну оборону ……..
6.2.2Евакуація відвідувачів приміщень при пожежах
Розділ 7. Екологія…….
7.1. Вплив будівельної галузі на навколишнє середовище ……...
7.2 Вплив на екологію під час зведення профілакторію…….
7.3 Заходи по зменшенні впливу на середовище …..…….
Література……....

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Обґрунтування вибору конструкцій запроектованої будівлі

Запроектована будівля каркасного типу. Сітка колон 6х3 м, 6х6 м, 6х7,2 м. Колони залізобетонні, поперечним перерізом 400 х 400 мм, виготовлені з бетону класу В15 та армовані робочою арматурою ∅ 28А-400. На консолі колон опираються ригелі перекриття таврового поперечного перерізу з полицею внизу. Висота ригеля 450 мм, ширина ребра 200 мм, ширина полиці 450 мм. Ригель виконують збірно-монолітним, виготовлений з бетону класу В25, заармований стержньовою арматурою ∅ 22А-400 і ∅ 18А-400. Плити перекриття збірні залізобетонні з круглими порожнинами, розмірами 6х1,5 м, 7,2х1,5 м, 3х1,5 м, висота 220 мм; виготовлені з бетону класу В15, заармовані поздовжньою робочою арматурою класу ∅10Ат-V. Колони замонолічені в окремих залізобетонних монолітних фундаментах стаканного типу розмірами у плані 2,4х2,4 м, виготовленими з бетону класу В15, армовані зварною сіткою з арматури ∅ 14А-400 і ∅ 12А-400.

У розрахунково-конструктивній частині виконано проектування плити перекриття, ригеля перекриття, колони, фундаменту.

2.2. Розрахунок і конструювання плити перекриття з круглими порожнинами

2.2.1. Збір навантаження на 1м перекриття

Міжповерхове перекриття запроектоване збірним з плит з круглими порожнинами, розміри яких 6х1,5 м, 6х1,8 м, 7,2 х 1,5 м, 3х1,5м. Навантаження на перекриття пораховане в таблиці 2.1.

Розрахунковий проліт: $l_0 = 6000 - 2 \cdot 200/2 - 2 \cdot 125/2 = 5675$ *мм.*

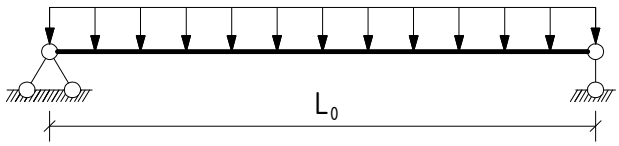


Рис. 2.1. Розрахункова схема плити

Таблиця 2.1. Збір навантаження на плиту перекриття

№ п/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження кПа	Коефіцієнти		Розрахункове навантаження кПа
			γ_f	γ_n	
1	*Керамічна плитка б= 7 мм, ρ_m=1900 кг/м*	*0,14*	*1,1*	*0,95*	*0,146*
2	*Клей для плитки Б=3мм, ρ_m=1800 кг/м^3*	*0,06*	*1,3*	*0,95*	*0,074*
3	*Цементно- піщана стяжка, б= 30 мм, ρ_m=1800 кг/м^3*	*0,66*	*1,3*	*0,95*	*0,82*
4	*Шлакобетон б=35 мм*	*0,42*	*1,3*	*0,95*	*0,52*
5	*Гідроізоляція б=5мм*	*0,075*	*1,3*	*0,95*	*0,093*
6	*Залізобетонна плита, б=220 мм, ρ_m=2600 кг/м^3*	*2,6*	*1,1*	*0,95*	*2,72*
7	*Вага перегородок*	*0,5*	*1,1*	*0,95*	*0,52*
8	***Постійне навантаження***	***4,46***			***4,89***
	Тимчасове навантаження	***2,00***	*1,3*	*0,95*	***2,47***
	довготривале	***1,20***	*1,3*	*0,95*	***1,48***
	короткотривале	***0,8***	*1,3*	*0,95*	***0,99***
	Повне навантаження,	***6,46***			***7,36***
	в т.ч. довготривале	***5,66***			***6,37***

2.2.2 Вихідні дані

Виготовляють плиту з важкого бетону класу *B15*. Бетон твердне в умовах теплообробки (пропарювання). Характеристики бетону: R_b=8,5МПа; R_{bt}=0,75 МПа; $R_{bt,ser}$=1,15 МПа; $R_{b,ser}$=11,0 МПа; E_b=23000 МПа (для важкого бетону, що твердне в умовах пропарювання). Плиту армують термічно зміцненою стержневою арматурою періодичного профілю класу Ат-V (*А800 ДСТУ 3760-98*), яку натягують на упори форми. Характеристики цієї арматури: R_{sn} = 785 МПа; R_s = 680 МПа; E_s=190000 МПа; арматура зварних каркасів та сіток – дріт класу *Вр-I*, для якого R_s = 360 МПа; R_{sw} = 265 МПа; E_s=170000 МПа.

Арматуру натягують на упори форми електротермічним способом, а обтиск бетону виконують зусиллям напружуваної арматури при досягненні міцності R_{bp}= 0,5 · B15 = 7,5 МПа. Бетон твердне в умовах теплообробки (пропарювання). Попередній натяг арматури становить

$$\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 471 \text{ МПа}.$$

Перевіримо, як виконаються умови:

$$\sigma_{sp} + p \le R_{s,ser}; \quad \sigma_{sp} - p \ge 0{,}3R_{s,ser}.$$

При електротермічному способі натягу допустимі відхилення p значення попереднього натягу визначаються за формулою:

$$p = 30 + 360 / l = 30 + 360 / 6 = 90 \text{ МПа},$$

тут l - довжина натягуваного стержня, м.

Отже, $\sigma_{sp} + p = 471 + 90 = 561 \text{ МПа} \le R_{s,ser} = 785 \text{ МПа};$

$\sigma_{sp} - p = 471 - 90 = 381 \text{ МПа} \ge 0{,}3R_{s,ser} = 235{,}5 \text{ МПа},$

тобто, умови виконуються.

Значення попереднього натягу в арматурі вводиться в розрахунок з коефіцієнтом точності натягу арматури γ_{sp}, що визначається за формулою:

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

Значення $\Delta\gamma_{sp}$ при електротермічному способі натягу визначається за формулою:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0{,}5\frac{p}{\sigma_{sp}}\left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) \ge 0{,}1,$$

де n_p - число стержнів напружуваної арматури в перерізі елемента.

Підрахувавши $\Delta\gamma_{sp} = 0{,}5\frac{90}{471}\left(1 + \frac{1}{\sqrt{6}}\right) = 0{,}134$, отримаємо при сприятливому впливі попереднього натягу $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 0{,}866$; при перевірці на утворення тріщин у верхній стиснутій зоні плити при обтиску $\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1{,}134$.

Попередні напруження в арматурі з урахуванням точності натягу

$$\sigma_{sp} = 0{,}866 \cdot 471 = 407{,}9 \text{ МПа}.$$

2.2.3 Визначення внутрішніх зусиль

При відомій ширині плити перекриття ***b = 1,49 м*** розрахунковий згинальний момент (рис. 2.1) від повного навантаження становитиме:

$$M = ql_0^2/8 = 7{,}36\text{кПа} \cdot 1{,}49\text{м} \cdot 5{,}675^2\text{м}^2 / 8 = 44{,}18 \text{ кНм},$$

те ж, від нормативного:

$$M^n = q^n l_0^2/8 = 6{,}46\text{кПа} \cdot 1{,}49\text{м} \cdot 5{,}675^2\text{м}^2 / 8 = 38{,}75 \text{ кНм},$$

від постійного і довготривалого навантаження:

$$M_l = q_l l_0^2/8 = 5{,}66\text{кПа} \cdot 1{,}49\text{м} \cdot 5{,}675^2\text{м}^2 / 8 = 33{,}95 \text{ кНм},$$

від короткотривалого навантаження:

$$M_c = q_c l_0^2/8 = 0{,}8\text{кПа} \cdot 1{,}49\text{м} \cdot 5{,}675^2\text{м}^2 / 8 = 4{,}8 \text{ кНм}.$$

Поперечна сила на опорі становитиме

$$Q = ql_0/2 = 7{,}36\text{кПа} \cdot 1{,}49\text{м} \cdot 5{,}675\text{м} / 2 = 31{,}12 \text{ кН},$$

нормативне значення

$$Q^n = q^n l_0/2 = 6{,}46\text{кПа} \cdot 1{,}49\text{м} \cdot 5{,}675\text{м} / 2 = 27{,}31 \text{ кН}.$$

2.2.4 Розрахунок за граничними станами першої групи
Розрахунок за нормальними перерізами

Дійсний поперечний переріз плити перекриття (рис. 2.2) зводимо до еквівалентного двотаврового (рис. 2.3) з такими розмірами: $b_f = 1490мм;$ $в'_f = 1470мм;$ $h = 220мм;$ $h_f = h'_f = (h - h_1)/2 = (22 - 14,3)/2 = 3,85см,$ де $h_1 = 0,9 \cdot d = 14,3см,$ тут d - діаметр отворів у плиті, він становить *159* мм. Зведена ширина ребра $b = в'_f - nh_1 = 147 - 7 \cdot 14,3 = 46,9см,$ де $n = 7$ – кількість отворів у плиті.

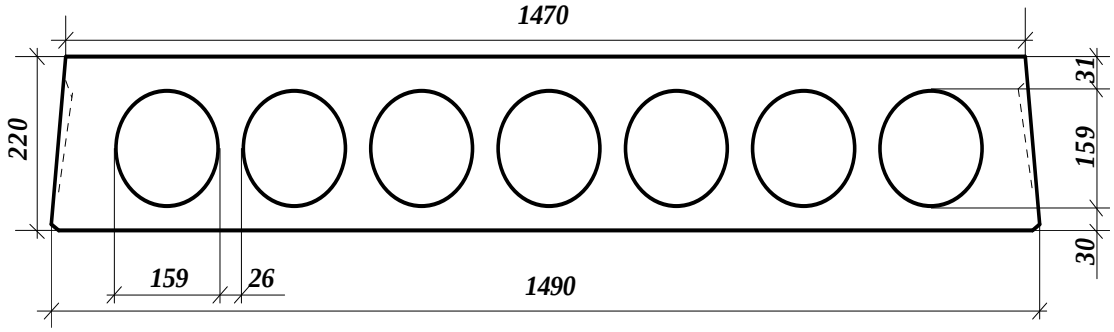


Рис. 2.2. Дійсний переріз плити перекриття

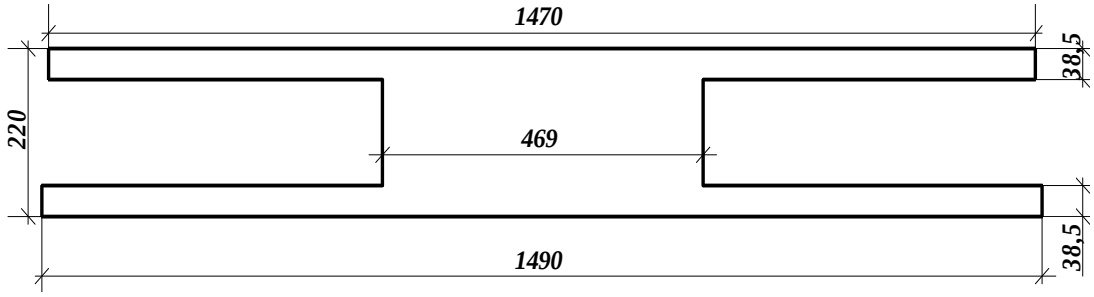


Рис. 2.3. Зведений переріз плити перекриття

Робоча висота перерізу $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19см.$

Визначаємо момент, що сприймається полицею тавра:

$$M'_f = R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left(h_0 - 0,5h'_f\right) =$$

$$= 8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 1,47 \cdot 0,0385 \cdot (0,19 - 0,5 \cdot 0,0385) = 74кНм.$$

Отже, $M'_f = 74кНм > M = 44,18кНм,$ а це означає, що нейтральна вісь проходить у полиці тавра, тому розрахунок ведемо, як для прямокутного перерізу, ширина якого $b = в'_f = 1,47м.$

Обчислимо коефіцієнт

$$\alpha_m = M/(R_b \gamma_{b2} в'_f h_0^2) = 44,18 \cdot 10^3/(8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 1,47 \cdot 0,19^2) = 0,108.$$

За таблицями знаходимо відповідні значення $\xi = 0,110;$ $\zeta = 0,943.$

Характеристика стиснутої зони перерізу

$\omega = 0,85 - 0,008\, R_b\, \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 8,5 \cdot 0,9 = 0,789.$

Гранична висота стиснутої зони бетону

$$\xi_R = \frac{\omega}{1+\frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}}\left(1-\frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,789}{1+\frac{775}{500}\cdot\left(1-\frac{0,789}{1,1}\right)} = 0,548,$$

де $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 680 + 400 - 0,75 \cdot 407,9 = 775$ *МПа*, тут умовним коефіцієнтом *0,75* попередньо враховано втрати попереднього натягу арматури.

Коефіцієнт умов роботи арматури класу Ат-V (*А800 ДСТУ 3760-98*) визначається за умови:

$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) \le \eta,$

де $\eta = 1,15$ для арматури класу Ат-V (*А800 ДСТУ 3760-98*),

$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1)(2 \cdot 0,11/0,548 - 1) = 1,06.$

Обчислимо площу поперечного перерізу робочої поздовжньої арматури

$A_s = M / (\zeta h_0 R_s \gamma_{s6}) = 44,18 / (0,943 \cdot 0,19 \cdot 680 \cdot 1,06) = 3,42 см^2.$

За сортаментом приймаємо $6\varnothing 10$ Ат-V, з $A_{sp,\,факт.} = 4,71\ см.^2$

Розрахунок міцності за нахиленими перерізами

Розрахункове поперечне зусилля $Q = 31,12$*кН*. Перевіримо умову міцності по нахиленому перерізу між похилими тріщинами, припускаючи, що $\varphi_{w1} = 1$ (тобто, без врахування поперечної арматури):

$$Q = 31,12\ кН \le 0,3\varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b\, h_o\,,$$

де $\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 8,5 \cdot 0,9 = 0,924.$

Підставивши значення, отримаємо

$$0,3 \cdot 1 \cdot 0,924 \cdot 8,5 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19 = 189\ кН.$$

Отже, $31,12 кН < 189 кН$, умова виконується, розміри поперечного перерізу плити достатні.

Розрахунок залізобетонної плити з поперечною арматурою на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій тріщині ведеться по найнебезпечнішому перерізу за умовою :

$$Q \le Q_b + Q_{sw}\,,$$

де Q - поперечна сила від зовнішнього навантаження;

Q_b - поперечне зусилля, що сприймається бетоном;

Q_{sw} - поперечне зусилля, що сприймається поперечною арматурою.

Зусилля Q_b визначається за формулою:

$Q_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b\, h_o^2 / c \ \ge \ \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b\, h_o\,,$

причому $(1 + \varphi_f + \varphi_n) \le 1,5$,

де φ_{b2} - коефіцієнт, що враховує вплив виду бетону,

для важкого бетону $\varphi_{b2} = 2,0;$

φ_f - коефіцієнт, що враховує вплив стиснутої полиці двотаврового перерізу, $\varphi_f \le 0,5$, і при восьми ребрах між порожнинами визначається за формулою:

$$\phi_f = 8 \cdot 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = 8 \cdot 0,75 \frac{(584,5 - 469)38,5}{469 \cdot 190} = 8 \cdot 0,037 = 0,296 \le 0,5,$$

тут $b'_f \le b + 3h'_f = 469 + 3 \cdot 38,5 = 584,5 мм.$

φ_n – коефіцієнт, що враховує вплив поздовжніх стискуючих сил:

$$\phi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} bh_0} \le 0,5.$$

Для попередньо напруженої плити $N = P$, де P – зусилля попереднього обтиску, що обчислюється так:

$$P = A_{sp} \cdot \sigma_{sp} = 4,71 \cdot 0,75 \cdot 407,9 = 144,1 кН .$$

Обчислимо $\phi_n = 0,1 \frac{144,1}{0,75 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19} = 0,293 < 0,5$, отже, в розрахунках приймаємо $\varphi_n = 0,293$.

Обчислимо $(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,296 + 0,293 = 1,589 > 1,5$, тому в розрахунках приймаємо $1,5$.

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

Виконаємо підстановку у формулу

$Q_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b\, h_o^2 / c$

$Q_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 0,75 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19^2 / (2 \cdot 0,19) = 90,2 кН.$

Обчислене значення є більшим від

$\varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b\, h_o = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,75 \cdot 0,9 \cdot 0,469 \cdot 0,19 = 54,1 кН.$

Значення $Q_b = 90,2 кН > Q = 31,12 кН$, отже, поперечна арматура за розрахунком не потрібна і встановлюємо її лише за конструктивними вимогами.

У приопорних ділянках симетрично з кожного боку плити встановлюють по 5 каркасів з дротової арматури $\varnothing 4 Bp\text{-}I$. Поперечні стержні в каркасах з дроту $\varnothing 3 Bp\text{-}I$ з постійним кроком 100 мм. У верхній полиці встановлюємо конструктивну сітки $C1$ марки $\frac{3Bp-I;200}{3Bp-I;300}$, причому в поздовжньому напрямку $A'_s = 0,565 см^2$. В нижній полиці встановлюємо сітку $C2$ марки $\frac{4Bp-I;70}{5Bp-I;300}$.

2.2.5 Розрахунок плити за граничними станами другої групи

Визначення геометричних характеристик перерізу

Геометричні характеристики зведеного перерізу при

$\alpha = E_s / E_b = 190000/23000 = 8,26,$

$\alpha A_{sp} = 8,26 \cdot 4,71 = 38,9 см^2.$

Площа зведеного перерізу

$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s.$

У стиснутій зоні не встановлюється попередньо напружувана арматура, тому $A'_{sp} = 0$.

Для арматури Вр-1 сітки С-1 визначимо

$\alpha = E_s / E_b = 170000 / 23000 = 7{,}39$.

$A_{red} = \{149 \cdot 3{,}85 + 147 \cdot 3{,}85 + 46{,}9 \cdot (22 - 2 \cdot 3{,}85)\} + 38{,}9 + 7{,}39 \cdot 0{,}565 = 1853{,}35 см^2$,

Статичний момент відносно нижньої грані перерізу панелі:

$S_{red} = S + \alpha S_{sp} + \alpha S_s + \alpha S`_s =$

$= \{149 \cdot 3{,}85 \cdot 3{,}85/2 + 147 \cdot 3{,}85 \cdot (22 - 3{,}85/2) + 46{,}9 \cdot 14{,}3 \cdot (14{,}3/2 + 3{,}85)\} + 38{,}9 \cdot 3 +$

$+ 7{,}39 \cdot 0{,}565 \cdot 1{,}3 + 7{,}39 \cdot 0{,}565 \cdot 20 = 20048{,}7 см^3$.

Віддаль від центру ваги зведеного перерізу до нижньої грані панелі

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 20048{,}7 / 1853{,}35 = 10{,}82 см.$$

Момент інерції зведеного перерізу відносно центру ваги становить:

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_1^2 + \alpha A'_s y_2^2 + \alpha A_s y_3^2 .$$

$y_1 = 10{,}82 - 3 = 7{,}82см$; $y_2 = 22 - 10{,}82 - 2 = 9{,}18см$; $y_3 = 10{,}82 - 1{,}3 = 9{,}52см$.

$I_{red} = 149 \cdot 3{,}85^3 / 12 + 149 \cdot 3{,}85 \cdot (10{,}82 - 3{,}85/2)^2 + 147 \cdot 3{,}85^3 / 12 + 46{,}9 \cdot 14{,}3^3 / 12 +$

$+ 147 \cdot 3{,}85 \cdot (22 - 10{,}82 - 3{,}85/2)^2 + 46{,}9 \cdot 14{,}3 \cdot (14{,}3/2 + 3{,}85 - 10{,}82)^2 + 38{,}9 \cdot (10{,}82 - 3)^2 +$

$+ 7{,}39 \cdot 0{,}565 \cdot (22 - 10{,}82 - 2)^2 + 7{,}39 \cdot 0{,}565 \cdot (10{,}82 - 1{,}3)^2 = 109831{,}5 см^4$.

Момент опору для розтягнутої грані перерізу

$W_{red} = I_{red} / y_0 = 109831{,}5 / 10{,}82 = 10150{,}8 см^3$.

Для стиснутої зони:

$W`_{red} = I_{red} / (h - y_0) = 109831{,}5 / (22 - 10{,}82) = 9823{,}9 см^3$.

Знайдемо віддаль від центру ваги зведеного перерізу до ядрової точки, найвіддаленішої від розтягнутої зони, де перевіряється тріщиноутворення:

$$r = \phi W_{red} / A_{red} = 0{,}83 \cdot 10150{,}8 / 1853{,}35 = 4{,}56 см,$$

тут $\varphi = 1{,}6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 1{,}6 - 8{,}5/11 = 0{,}83$, причому $0{,}7 \le \varphi \le 1{,}0$.

Аналогічно визначимо віддаль від центру ваги зведеного перерізу до ядрової точки, найвіддаленішої від розтягнутої зони при дії зусиль попереднього обтиску

$$r = \phi W'_{red} / A_{red} = 0{,}83 \cdot 9823{,}9 / 1853{,}35 = 4{,}40 см.$$

Визначення втрат попереднього натягу при натягуванні арматури на упори

Попередній натяг арматури σ_{sp} без врахування втрат приймається рівним $0{,}6\ R_{sn} = 0{,}6 \cdot 785 = 471 МПа$. При розрахунку втрат коефіцієнт точності натягу арматури $\gamma_{sp} = 1$.

Визначимо перші втрати :

ВІД РЕЛАКСАЦІЇ НАПРУЖЕНЬ АРМАТУРИ при електротермічному способі натягу стержньової арматури

$$\sigma_1 = 0{,}03 \cdot \sigma_{sp} = 0{,}03 \cdot 471 = 15{,}7 МПа;$$

ВІД ТЕМПЕРАТУРНОГО ПЕРЕПАДУ для бетону класу В15

$$\sigma_2 = \Delta t^0$$

проте при пропарюванні форма з упорами нагрівається разом з плитою, тому

$$\sigma_2 = 0;$$

ВТРАТИ ВНАСЛІДОК ДЕФОРМАЦІЇ АНКЕРІВ, розташованих біля натяжних пристроїв, для електротермічного способу

$$\sigma_3 = 0;$$

ВТРАТИ ВНАСЛІДОК ТЕРТЯ АРМАТУРИ відсутні, тому

$$\sigma_4 = 0;$$

ВТРАТИ ВНАСЛІДОК ДЕФОРМАЦІЇ СТАЛЕВОЇ ФОРМИ для електротермічного способу натягу

$$\sigma_5 = 0;$$

ВТРАТИ ВІД ШВИДКОНАРОСТАЮЧОЇ ПОВЗУЧОСТІ БЕТОНУ

$$\sigma_6 = 0{,}85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp}.$$

Обчислимо зусилля обтиску

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2) = 4{,}71 \cdot (471 - 15{,}7) = 214{,}4\ кН.$$

Ексцентриситет зусилля обтиску P_1 відносно центру ваги зведеного перерізу $e_{op} = y_0 - a_p = 10{,}82 - 3 = 7{,}82\ см$.

Напруження в бетоні при обтиску

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} y_o}{I_{red}} = \frac{214{,}4}{1853{,}35} + \frac{214{,}4 \cdot 7{,}82 \cdot 10{,}82}{109831{,}5} = 2{,}81 МПа.$$

Встановлюємо значення передаточної міцності бетону з умови:

$$\sigma_{bp} / R_{bp} \le 0{,}75 \Rightarrow R_{bp} = \sigma_{bp} / 0{,}75 = 2{,}81 / 0{,}75 = 3{,}75 МПа.$$

Зважаючи на $R_{bp} \ge 0{,}5B15 = 7{,}5\ МПа$, тому, $R_{bp} = 7{,}5\ МПа$.

Тоді співвідношення $\sigma_{bp} / R_{bp} = 2{,}81 / 7{,}5 = 0{,}375 < 0{,}75$.

Обчислимо стискуюче напруження в бетоні на рівні центру ваги напружуваної арматури від зусиль обтиску P_1 (без врахування моменту від власної ваги плити перекриття)

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}^2}{I_{red}} = \frac{214{,}4}{1853{,}35} + \frac{214{,}4 \cdot 7{,}82^2}{109831{,}5} = 2{,}35 МПа.$$

Співвідношення $\sigma_{bp} / R_{bp} = 2{,}35 / 7{,}5 = 0{,}313$.

Обчислимо коефіцієнт $\alpha = 0{,}25 + 0{,}025\ R_{bp} \le 0{,}8$;

$$\alpha = 0{,}25 + 0{,}025 \cdot 7{,}5 = 0{,}438 < 0{,}8.$$

$\sigma_{bp} / R_{bp} = 0{,}313 < \alpha = 0{,}438$, тому можна визначити втрати від швидконаростаючої повзучості для бетону, що піддається теплообробці:

$$\sigma_6 = 0{,}85 \cdot 40 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 0{,}85 \cdot 40 \cdot 0{,}313 = 10{,}6\ МПа.$$

Сумарні перші втрати становитимуть:

$$\sigma_{los,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 15{,}7 + 10{,}6 = 26{,}3\ МПа.$$

З врахуванням перших втрат $\sigma_{los,1}$ зусилля обтиску

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los,1}) = 4{,}71\ (471 - 26{,}3) = 209{,}5\ кН.$$

Тоді напруження σ_{bp} становитиме: $\sigma_{bp} = \frac{209,5}{1853,35} + \frac{209,5 \times 7,82^2}{109831,5} = 2,3 МПа..$

Співвідношення $\sigma_{bp} / R_{bp} = 2,3 / 7,5 = 0,31..$

Обчислимо другі втрати :

ВІД УСАДКИ БЕТОНУ – для важкого бетону класу В15, що пропарюється

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа;}$$

ВІД ПОВЗУЧОСТІ БЕТОНУ при $\sigma_{bp}/R_{bp} = 0,31 < 0,75$:

$$\sigma_9 = 150\, \alpha \sigma_{bp}/R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,31 = 39,5 \text{ МПа},$$

де $\alpha = 0,85$ – для бетону, що пропарюється.

Другі втрати становитимуть

$$\sigma_{los,2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 39,5 = 74,5 \text{ МПа}.$$

Сумарні втрати попереднього натягу арматури становлять $\sigma_{los} = \sigma_{los,1} + \sigma_{los,2} = 26,3 + 74,5 = 100,8 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа}$ (встановлений мінімум втрат). Приймаємо значення усіх втрат $\sigma_{los} = 100 \text{ МПа}$.

Зусилля обтиску з врахуванням всіх втрат становитиме:

$$P_2 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 4,71 (471 – 100) = 174,7 \text{ кН}.$$

Розрахунок на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента

Розрахунок плити як згинального елемента на утворення тріщин виконуємо за умовою:

$$M_r \le M_{crc},$$

де M_r – момент зовнішніх сил, розташованих по один бік від розрахункового перерізу, відносно осі, що проходить через ядрову точку, найвіддаленішу від розтягнутої зони, тріщиностійкість якої перевіряється, і паралельної до нульової лінії;

M_{crc} – момент, що сприймається перерізом, нормальним до поздовжньої осі елемента, при утворенні тріщин і визначається за формулою:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \pm M_{rp},$$

тут M_{rp} – момент зусилля P відносно тієї ж осі, що і для визначення M_r; знак моменту визначається за напрямком обертання (“плюс” – коли напрямки обертання моментів M_{rp} і M_r протилежні; “мінус” – коли напрямки співпадають); визначається за формулою:

$$M_{rp} = P (e_{0p} \pm r).$$

Значення W_{pl} можна визначити наближено, виходячи з пружного моменту опору W_{red} за формулою

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 10150,8 = 15226,2 \text{ см}^3,$$

де γ – коефіцієнт, що враховує вплив непружних деформацій бетону розтягнутої зони залежно від форми поперечного перерізу, при $b'_f / b = 1470/469 = 3,13 \approx b_f / b = 1490 / 469 = 3,17$, ці значення більші за 2, але менші від 6, тому $\gamma = 1,5$.

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням всіх втрат при коефіцієнті точності натягу $\gamma_{sp} = 0,8$ становить

$$P = \gamma_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los})A_{sp} = 0,866 \cdot (471 - 100) \cdot 4,71 = 151,3кН.$$

Момент при утворенні тріщин становитиме

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp} =$$

$$= 1,15МПа \cdot 0,9 \cdot 15226,2см^3 + 151,3кН \cdot (7,82 + 4,56)см = 17,6 кНм.$$

$$M_r = M^n = 38,75 кНм > M_{crc} = 17,6кНм,$$

отже, тріщини утворюються.

Для елементів третьої категорії тріщиностійкості, які розраховують на розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, при дії короткотривалих і довготривалих навантажень повинна виконуватись умова:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} < a_{crc,max},$$

де $a_{crc1} - a_{crc2}$ – приріст ширини розкриття тріщин в результаті короткотривалого збільшення навантаження від постійного і довготривалого до повного;

a_{crc3} – ширина розкритя тріщин від довготривалої дії постійного і довготривалого навантаження.

Ширину розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, визначають за формулою :

$$a_{crc} = \phi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_s}{E_s} d,$$

де φ_l – коефіцієнт, що при дії короткотривалих навантажень і нетривалій дії постійних і довготривалих навантажень становить *1,0*;
при тривалій дії постійних і довготривалих навантажень для конструкцій з важкого бетону при звичайній вологості $\varphi_l = 1,60 - 15\mu$;

η – коефіцієнт, для стержневої арматури періодичного профілю *1,0*;

δ – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\phi_d (1 + 2\alpha\mu)},$$

тут $\alpha = E_s / E_b = 190000/23000 = 8,26;$

φ_d – коефіцієнт, що залежить від діаметру арматури, для ∅10 $\varphi_d = 1,0$;

μ – коефіцієнт, що дорівнює відношенню площі перерізу арматури *S* до площі перерізу бетону розтягнутої зони в нормальному перерізі

Визначення ширини розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження

Розрахунок виконуємо за формулою: $a_{crc,1} = \phi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,1}}{E_s} d$ при дії нормативного експлуатаційного навантаження $M_{tot} = M^n = 38,75$ *кНм*. Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших втрат становить $P_1 = 209,5$ *кН*, що діє з ексцентриситетом $e_{sp} = 7,82$ *см*.

Ексцентриситет

$$e_{s,tot} = \left|\frac{M}{N_{tot}}\right| = \left|\frac{M_{tot} + P_1 e_{sp}}{P_1}\right| = \left|\frac{38,75 + 209,5 \cdot 0,0782}{209,5}\right| = 0,263 м.$$

Відстань від центру ваги зведеного перерізу до центру ваги поздовжньої арматури розтягнутої зони $y = 7,82$ *см*, відстань від центру ваги зведеного перерізу до верхньої ядрової точки $r = 4,56$ *см*.

$$\phi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y+r}{e_{s,tot}}} = \frac{1}{1 - \frac{7,82 + 4,56}{26,3}} = 1,89;$$

$$\phi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{\left|\pm M\gamma \pm M_{rp}\right|} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{1,15 \cdot 15226,2}{38,75 - 151,3(7,82 + 4,56)} = 0,475 \le 1,0;$$

$\varphi_{ls} = 1,1$,

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{0,263}{0,19} = 1,38 > \frac{1,2}{\phi_{ls}} = \frac{1,2}{1,1} = 0,9;$$

Обчислимо коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами:

$$\psi_s = 1,25 - \phi_{ls}\phi_m - \frac{1 - \phi_m^2}{\left(3,5 - 1,8\phi_m\right) e_{s,tot} / h_0} \le 1,0,$$

тут φ_{ls} – коефіцієнт, що враховує вплив тривалості дії навантаження; для бетону класу В15 і стержневої арматури періодичного профілю при нетривалій дії навантаження $\varphi_{ls} = 1,1$, а при тривалій дії $\varphi_{ls} = 0,8;$

після підстановки отримаємо:

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,475 - \frac{1 - 0,475^2}{\left(3,5 - 1,8 \cdot 0,475\right) \cdot 1,38} = 0,21 < 1,0;$$

$\psi_b = 0,9$;

$$\phi_s = \frac{A_s' \psi_s}{A_s \psi_b} = \frac{0,565 \cdot 0,21}{\left(4,71 + 0,565\right) \cdot 0,9} = 0,020;$$

$$\beta = \alpha\mu \frac{\psi_b \phi_{b2}}{\psi_s \phi_{b1}} = 8,26 \cdot 0,0059 \frac{0,9 \cdot 1}{0,21 \cdot 0,85} = 0,25;$$

тут $\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{4,71 + 0,565}{46,9 \cdot 19} = 0,0059;$

Коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць у таврових і двотаврових елементах, визначається за формулою:

$$\phi_f = \frac{\left(b_f' - b\right) h_f'}{\beta b h_0} = \frac{\left(147 - 46,9\right) \cdot 3,85}{0,25 \cdot 46,9 \cdot 19} = 1,73;$$

$$\phi_\varsigma = \beta\left(\sqrt{1+\frac{2\left(1+\phi_s\frac{a'}{h_0}\right)\left(1+0,5\phi_f\frac{h_f}{h_0}\right)}{\phi_n\beta\left(1+\phi_s\right)^2\left(1+\phi_f\right)^2}}-1\right), \text{ після підстановки отримаємо:}$$

$$\phi_\varsigma = 0,25\left(\sqrt{1+\frac{2\left(1+0,020\frac{3}{19}\right)\left(1+0,5\cdot 1,73\frac{3,85}{19}\right)}{1,89\cdot 0,25\left(1+0,020\right)^2\left(1+1,73\right)^2}}-1\right)=0,071;$$

Висота стиснутої зони у нормальному перерізі з тріщиною, яку обчислюють за формулою

$$x_1 = \phi_\varsigma\left(1+\phi_s\right)\left(1+\phi_f\right)\phi_n h_0 = 0,071\left(1+0,071\right)\left(1+1,73\right)1,89\cdot 19 = 7,5 см;$$

Коефіцієнт, що дорівнює відношенню площі перерізу арматури до площі перерізу бетону розтягнутої зони в нормальному перерізі елемента

$$\mu = \frac{A_{sp}+A_s}{(h-x-h_f)b+h_f b_f} = \frac{4,71+0,565}{\left(22-7,5-3,85\right)46,9+3,85\cdot 149} = 0,0049;$$

$$\delta = \frac{\alpha}{\phi_d\left(1+2\alpha\mu\right)} = \frac{8,26}{1,0\cdot\left(1+2\cdot 8,26\cdot 0,0049\right)} = 7,6;$$

$$\lambda = \frac{\left(2-\frac{h'_f}{x}\right)\left(b'_f-b\right)h'_f}{bx} = \frac{\left(2-\frac{3,85}{7,5}\right)\left(147-46,9\right)3,85}{46,9\cdot 7,5} = 1,63;$$

$$z = \left(h_0-\frac{x}{3}\right)\left(\frac{1+\lambda\frac{h_0-0,5h'_f}{h_0-x/3}}{1+\lambda}\right) = \left(19-\frac{7,5}{3}\right)\left(\frac{1+1,63\frac{19-3,85/2}{19-7,5/3}}{1+1,63}\right) = 16,86.$$

Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших та других втрат $P_2 = 174,7$ *кН.*

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{tot}-P_2(z-e_{sp})}{A_s z} = \frac{38,75-174,7\left(0,1686-0,0782\right)}{\left(4,71+0,565\right)10^{-4}\cdot 0,1686} = 224,4\, МПа;$$

$$w = \frac{5+0,6\frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5+0,6\frac{224,4}{11}}{7,6} = 2,27;$$

$\lambda = 2\left(1-\frac{1}{e^w}\right) = 2\left(1-\frac{1}{e^{2,27}}\right) = 1,79 \geq 1,45$, тому приймаємо $\lambda = 1,45$.

Обчислимо ширину розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження за формулою:

$$a_{crc,1} = \phi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,1}}{E_s} d = 1 \cdot 1 \cdot 7,6 \cdot 1,45 \frac{224,4}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 10 = 0,130 \, мм.$$

. **Визначення ширини розкриття тріщин від нетривалої дії постійного та довготривалого тимчасового навантаження**

Розрахунок виконуємо за формулою: $a_{crc,2} = \phi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,2}}{E_s} d$ при дії нормативного довготривалого навантаження M_l = *33,95кНм*. Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших втрат становить P_1 = *209,5 кН*, що діє з ексцентриситетом e_{sp} = *7,82 см*.

Ексцентриситет

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N_{tot}} \right| = \left| \frac{M_l + P_1 e_{sp}}{P_1} \right| = \left| \frac{33,95 + 209,5 \cdot 0,0782}{209,5} \right| = 0,240 м.$$

Відстань від центру ваги зведеного перерізу до центру ваги поздовжньої арматури розтягнутої зони y = *7,82 см*, відстань від центру ваги зведеного перерізу до верхньої ядрової точки r = *4,56 см*.

$$\phi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y + r}{e_{s,tot}}} = \frac{1}{1 - \frac{7,82 + 4,56}{24,0}} = 2,08;$$

$$\phi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{\left| \pm M_r \mp M_{rp} \right|} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{1,15 \cdot 15226,2}{33,95 - 151,3 \cdot (7,82 + 4,56)} = 0,546 < 1,0;$$

φ_{ls} = *1,1*,

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{0,240}{0,19} = 1,26 > \frac{1,2}{\phi_{ls}} = \frac{1,2}{1,1} = 0,9;$$

Обчислимо коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами:

$$\psi_s = 1,25 - \phi_{ls} \phi_m - \frac{1 - \phi_m^2}{(3,5 - 1,8\phi_m) e_{s,tot} / h_0} \le 1,0,$$

після підстановки отримаємо:

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,546 - \frac{1 - 0,546^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,546) \cdot 1,26} = 0,17 < 1,0;$$

ψ_b = *0,9*;

$$\phi_s = \frac{A_s' \psi_s}{A_s \psi_b} = \frac{0,565 \cdot 0,17}{(4,71 + 0,565) \cdot 0,9} = 0,0164;$$

$$\boldsymbol{\beta = \alpha \mu \frac{\psi_b \varphi_{b2}}{\psi_s \varphi_{b1}} = 8,26 \cdot 0,0059 \frac{0,9 \cdot 1}{0,17 \cdot 0,85} = 0,3}$$

тут $\boldsymbol{\mu = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{4,71 + 0,565}{46,9 \cdot 19} = 0,0059;}$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{\beta b h_0} = \frac{(147-46{,}9)\cdot 3{,}85}{0{,}3\cdot 46{,}9\cdot 19} = 1{,}44;$$

$$\varphi_ç = \beta\left(\sqrt{1+\frac{2\left(1+\varphi_s\frac{a'}{h_0}\right)\left(1+0{,}5\varphi_f\frac{h_f}{h_0}\right)}{\varphi_n\beta(1+\varphi_s)^2(1+\varphi_f)^2}}-1\right)$$, після підстановки отримаємо:

$$\varphi_ç = 0{,}3\left(\sqrt{1+\frac{2\left(1+0{,}0164\frac{3}{19}\right)\left(1+0{,}5\cdot 1{,}44\frac{3{,}85}{19}\right)}{2{,}08\cdot 0{,}3(1+0{,}0164)^2(1+1{,}44)^2}}-1\right)=0{,}079;$$

$$x_2 = \varphi_ç(1+\varphi_s)(1+\varphi_f)\varphi_n h_0 = 0{,}079(1+0{,}0164)(1+1{,}44)2{,}08\cdot 19 = 7{,}7\,см;$$

$$\lambda = \frac{\left(2-\frac{h'_f}{x}\right)(b'_f-b)h'_f}{bx} = \frac{\left(2-\frac{3{,}85}{7{,}7}\right)(147-46{,}9)3{,}85}{46{,}9\cdot 7{,}7} = 1{,}6;$$

$$z = \left(h_0-\frac{x}{3}\right)\left(\frac{1+\lambda\frac{h_0-0{,}5h'_f}{h_0-x/3}}{1+\lambda}\right) = \left(19-\frac{7{,}7}{3}\right)\left(\frac{1+1{,}6\frac{19-3{,}85/2}{19-7{,}7/3}}{1+1{,}6}\right) = 16{,}83.$$

$P_2 = 174{,}7кН$;

$$\sigma_{s2} = \frac{M_1 - P_2(z-e_{sp})}{A_s z} = \frac{33{,}95-174{,}7(0{,}1683-0{,}0782)}{(4{,}71+0{,}565)10^{-4}\cdot 0{,}1683} = 205{,}1\,МПа;$$

$$\mu = \frac{A_{sp}+A_s}{(h-x-h_f)b+h_f b_f} = \frac{4{,}71+0{,}565}{(22-7{,}7-3{,}85)46{,}9+3{,}85\cdot 149} = 0{,}005.$$

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d(1+2\alpha\mu)} = \frac{8{,}26}{1{,}0\cdot(1+2\cdot 8{,}26\cdot 0{,}005)} = 7{,}63;$$

$$w = \frac{5+0{,}6\frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5+0{,}6\frac{205{,}1}{11}}{7{,}63} = 2{,}12;$$

$\lambda = 2\left(1-\frac{1}{e^w}\right) = 2\left(1-\frac{1}{e^{2{,}12}}\right) = 1{,}76 > 1{,}45$, тому приймаємо $\lambda = 1{,}45$.

Обчислимо ширину розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження за формулою:

$$a_{crc,2} = \varphi_l\eta\delta\lambda\frac{\sigma_{s,2}}{E_s}d = 1\cdot 1\cdot 7{,}63\cdot 1{,}45\frac{205{,}1}{1{,}9\cdot 10^5}\cdot 10 = 0{,}119\,мм.$$

$a_{crc,2} = 0{,}119\,мм < [a_{crc,2}] = 0{,}2\,мм.$

Визначення ширини розкриття тріщин від тривалої дії постійного та довготривалого тимчасового навантаження

Розрахунок виконуємо за формулою: $a_{crc,3} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_{s,3}}{E_s} d$ при дії нормативного довготривалого навантаження $M_l = 33{,}95 кНм$. Зусилля попереднього обтиску з урахуванням перших втрат становить $P_1 = 209{,}5\ кН$, що діє з ексцентриситетом $e_{sp} = 7{,}82\ см$.

Ексцентриситет

$$e_{s,tot} = \left|\frac{M}{N_{tot}}\right| = \left|\frac{M_l + P_1 e_{sp}}{P_1}\right| = \left|\frac{33{,}95 + 209{,}5 \cdot 0{,}0782}{209{,}5}\right| = 0{,}24 м.$$

$$\varphi_n = \frac{1}{1 \mp \frac{y + r}{e_{s,tot}}} = \frac{1}{1 - \frac{7{,}82 + 4{,}56}{24{,}0}} = 2{,}08;$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{\left|\pm M_r \mp M_{rp}\right|} = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_{tot} - M_{rp}} = \frac{1{,}15 \cdot 15226{,}2}{33{,}95 - 151{,}3 \cdot (7{,}82 + 4{,}56)} = 0{,}546 < 1{,}0;$$

$\varphi_{ls} = 0{,}8$,

$$\frac{e_{s,tot}}{h_0} = \frac{0{,}24}{0{,}19} = 1{,}26 > \frac{1{,}2}{\varphi_{ls}} = \frac{1{,}2}{0{,}8} = 1{,}5;$$

$\psi_s = 1{,}25 - \varphi_{ls}\varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3{,}5 - 1{,}8\varphi_m) e_{s,tot} / h_0} \le 1{,}0$, після підстановки отримаємо:

$$\psi_s = 1{,}25 - 0{,}8 \cdot 0{,}546 - \frac{1 - 0{,}546^2}{(3{,}5 - 1{,}8 \cdot 0{,}546) \cdot 1{,}26} = 0{,}592 < 1{,}0;$$

$\psi_b = 0{,}9$;

$$\varphi_s = \frac{A_s' \psi_s}{A_s \psi_b} = \frac{0{,}565 \cdot 0{,}592}{(4{,}71 + 0{,}565) \cdot 0{,}9} = 0{,}07;$$

при довготривалій дії навантаження для бетону класу В15 при вологості повітря навколишнього середовища 80...100% $\varphi_{b2} = 2{,}2$.

$$\beta = \alpha\mu \frac{\psi_b \varphi_{b2}}{\psi_s \varphi_{b1}} = 8{,}26 \cdot 0{,}0059 \frac{0{,}9 \cdot 2{,}2}{0{,}592 \cdot 0{,}85} = 0{,}192;$$

тут $\mu = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{4{,}71 + 0{,}565}{46{,}9 \cdot 19} = 0{,}0059;$

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b) h_f'}{\beta b h_0} = \frac{(147 - 46{,}9) \cdot 3{,}85}{0{,}192 \cdot 46{,}9 \cdot 19} = 2{,}25;$$

$$\varphi_\varsigma = \beta \left(\sqrt{1 + \frac{2\left(1 + \varphi_s \frac{a'}{h_0}\right)\left(1 + 0{,}5\varphi_f \frac{h_f}{h_0}\right)}{\varphi_n \beta (1 + \varphi_s)^2 (1 + \varphi_f)^2}} - 1 \right)$$, після підстановки отримаємо:

$$\varphi_{\varsigma} = 0,192\left(\sqrt{1+\frac{2\left(1+0,07\frac{3}{19}\right)\left(1+0,5\cdot 2,25\frac{3,85}{19}\right)}{2,08\cdot 0,192\left(1+0,07\right)^2\left(1+2,25\right)^2}}-1\right)=0,044;$$

$$x_2=\varphi_{\varsigma}\left(1+\varphi_s\right)\left(1+\varphi_f\right)\varphi_n h_0=0,044\left(1+0,07\right)\left(1+2,25\right)2,08\cdot 19=6,0см;$$

$$\lambda=\frac{\left(2-\frac{h_f'}{x}\right)\left(b_f'-b\right)h_f'}{bx}=\frac{\left(2-\frac{3,85}{6,0}\right)\left(147-46,9\right)3,85}{46,9\cdot 6,0}=1,86;$$

$$z=\left(h_0-\frac{x}{3}\right)\left(\frac{1+\lambda\frac{h_0-0,5h_f'}{h_0-x/3}}{1+\lambda}\right)=\left(19-\frac{6}{3}\right)\left(\frac{1+1,86\frac{19-3,85/2}{19-6/3}}{1+1,86}\right)=17,0.$$

$P_2 = 174,7$ кН;

$$\sigma_{s3}=\frac{M_1-P_2\left(z-e_{sp}\right)}{A_s z}=\frac{33,95-174,7\left(0,17-0,0782\right)}{\left(4,71+0,565\right)10^{-4}\cdot 0,17}=199,7\ МПа;$$

$$\mu=\frac{A_{sp}+A_s}{\left(h-x-h_f\right)b+h_f b_f}=\frac{4,71+0,565}{\left(22-6-3,85\right)46,9+3,85\cdot 149}=0,0046$$

$$\delta=\frac{\alpha}{\varphi_d\left(1+2\alpha\mu\right)}=\frac{8,26}{1,0\cdot\left(1+2\cdot 8,26\cdot 0,0046\right)}=7,68;$$

$$w=\frac{5+0,6\frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta}=\frac{5+0,6\frac{199,7}{11}}{7,68}=2,07;$$

$\lambda=2\left(1-\frac{1}{e^w}\right)=2\left(1-\frac{1}{e^{2,07}}\right)=1,75>1,45$, тому приймаємо $\lambda=1,45$.

При тривалій дії постійних і довготривалих навантажень для конструкцій з важкого бетону при звичайній вологості

$\varphi_l = 1,60-15\mu = 1,6 - 15\cdot 0,0046 = 1,531.$

Обчислимо ширину розкриття тріщин від тривалої дії навантаження за формулою:

$$a_{crc,3}=\varphi_l\eta\delta\lambda\frac{\sigma_{s,3}}{E_s}d=1,531\cdot 1\cdot 7,68\cdot 1,45\frac{199,7}{1,9\cdot 10^5}\cdot 10=0,179мм.$$

Для елементів третьої категорії тріщиностійкості, які розраховують на розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, при дії короткотривалих і довготривалих навантажень повинна виконуватись умова: $a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} < a_{crc,max}$, після підстановки отримаємо:

$$a_{crc} = a_{crc,1} - a_{crc,2} + a_{crc,3} = 0,130 - 0,119 + 0,179 = 0,190\ мм;$$
$$a_{crc} = 0,190\ мм < [a_{crc,1}] = 0,3\ мм.$$

Розрахунок на утворення тріщин, нахилених до поздовжньої осі елемента

Розрахунок на утворення тріщин виконуємо за умовою

$$\sigma_{mt} \le \gamma_{b4} R_{bt,ser},$$

де γ_{b4} – коефіцієнт умов роботи бетону і визначається за формулою:

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}}{0,2 + \alpha \cdot B} \le 1,0,$$

тут α – коефіцієнт, для важкого бетону $\alpha = 0,01$;

B – клас бетону за міцністю на стиск, МПа (**B15**), причому $\alpha \cdot B \le 0,3$.

Значення головних розтягуючих і головних стискуючих напружень у бетоні визначаються за формулою

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2},$$

тут σ_x – нормальне напруження в бетоні в перерізі, перпендикулярному до поздовжньої осі елемента, від зовнішнього навантаження та зусилля попереднього обтиску, визначається за формулою (знак "-" , бо ці напруження стискуючі):

$$\sigma_x = -\frac{P}{A_{red}} = -\frac{174,7\,кН}{1853,35\,см^2} = -0,943\,МПа;$$

σ_y – нормальні напруження в бетоні в перерізі, паралельному до поздовжньої осі елемента, від місцевої дії опорних реакцій, зосереджених сил та розподіленого навантаження, а також зусилля обтиску внаслідок попереднього натягу хомутів та відігнутих стержнів; оскільки напружувана поперечна арматура відсутня, то $\sigma_y = 0;$

τ_{xy} - дотичні напруження в бетоні від зовнішнього навантаження:

$$\tau_{xy} = \frac{Q^n S_{red}}{I_{red} b} = \frac{27,31\,кН \cdot 20048,7\,см^3}{109831,5\,см^4 \cdot 46,9\,см} = 1,1\,МПа.$$

Головні стискуючі напруження

$$\sigma_{mc} = -\frac{\sigma_x}{2} - \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} = -\frac{0,943}{2} - \sqrt{\frac{0,943^2}{4} + 1,1^2} = -1,67\,МПа.$$

Головні розтягуючі напруження

$$\sigma_{mt} = -\frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xy}^2} = -\frac{0,943}{2} + \sqrt{\frac{0,943^2}{4} + 1,1^2} = 0,72\,МПа.$$

Коефіцієнт умов роботи бетону

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}}{0,2 + \alpha \cdot B} = \frac{1 - 1,67 / 11}{0,2 + 0,15} = 2,42 > 1,$$ тому приймаємо $\gamma_{b4} = 1$.

σ_{mt} = 0,72 МПа < $R_{bt,ser}$ = 1,15 МПа, отже нахилені тріщини не утворюються.

Визначення прогинів на ділянках з тріщинами

Повний прогин:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 ,$$

де f_1 – прогин від нетривалої дії всього навантаження;

f_2 – прогин від нетривалої дії постійних і тривалих навантажень;

f_3 – прогин від тривалої дії постійних та тривалих навантажень.

Прогини визначаються за формулою:

$$f = s \cdot l^2 \frac{1}{r},$$

де $s = 5/48$;

l – розрахунковий проліт, $l = 5{,}675$ м;

$1 / r$ – відповідна кривина при прогині елемента, визначається для кожного випадку за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{M\psi_s}{zA_s E_s (h_0 - x)} - \frac{N_{tot}\psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)},,$$

де M – момент відносно осі, нормальної до площини дії моменту, що проходить через центр ваги перерізу розтягнутої арматури, від усіх зовнішніх зусиль, розташованих по один бік перерізу, і від зусиль попереднього обтиску, визначених з урахуванням перших втрат;

z – віддаль від центру ваги площі перерізу арматури до точки прикладання рівнодійної зусиль в стиснутій зоні перерізу над тріщиною;

ψ_s – коефіцієнт, що враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами.

Розрахунок кривини при нетривалій дії повного навантаження

$M = M^n = 38{,}75$ кНм; $N_{tot} = P_1 = 209{,}5$ кН;

$\psi_s = 0{,}21$;

$x = 7{,}5$ см;

$z = 16{,}86$см;

$$\frac{1}{r_1} = \frac{M^n\psi_s}{zA_s E_s (h_0 - x)} - \frac{P_1\psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)} =$$

$$= \frac{(38{,}75\text{кНм} + 209{,}5\text{кН} \cdot 7{,}82\text{см})0{,}21}{16{,}86\text{см} \cdot 5{,}275\text{см}^2 \cdot 190000\text{МПа} \cdot (19 - 7{,}5)\text{см}} -$$

$$- \frac{209{,}5\text{кН} \cdot 0{,}21}{5{,}275\text{см}^2\, 190000\text{МПа} \cdot (19 - 7{,}5)\text{см}} = 2{,}14 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^{-1}.$$

Розрахунок кривини при короткотривалій дії довготривалого навантаження

$M = M_l = 33{,}95$ кНм; $N_{tot} = P_1 = 209{,}5$ кН;

$\psi_s = 0{,}17$;

$x = 7{,}7$ см;

$z = 16{,}83$ см;

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_l \psi_s}{z A_s E_s (h_0 - x)} - \frac{P_1 \psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)} =$$

$$= \frac{(33{,}95\text{кНм} + 209{,}5\text{кН} \cdot 7{,}82\text{см})0{,}17}{16{,}83\text{см} \cdot 5{,}275\text{см}^2 \cdot 190000\text{МПа} \cdot (19 - 7{,}7)\text{см}} -$$

$$- \frac{209{,}5\text{кН} \cdot 0{,}17}{5{,}275\text{см}^2 190000\text{МПа} \cdot (19 - 7{,}7)\text{см}} = 1{,}34 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^{-1}.$$

Розрахунок кривини від довготривалої дії довготривалого навантаження

$M = M_l = 33{,}95$ кНм; $N_{tot} = P_1 = 209{,}5$ кН;

$\psi_s = 0{,}592$;

$x = 6{,}0$ см;

$z = 17{,}0$ см;

$$\frac{1}{r_3} = \frac{M_l \psi_s}{z A_s E_s (h_0 - x)} - \frac{P_1 \psi_s}{A_s E_s (h_0 - x)} =$$

$$= \frac{(33{,}95\text{кНм} + 209{,}5\text{кН} \cdot 7{,}82\text{см})0{,}592}{17\text{см} \cdot 5{,}275\text{см}^2 \cdot 190000\text{МПа} \cdot (19 - 6)\text{см}} -$$

$$- \frac{209{,}5\text{кН} \cdot 0{,}592}{5{,}275\text{см}^2 190000\text{МПа} \cdot (19 - 6)\text{см}} = 3{,}93 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^{-1}.$$

Загальна кривина $\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} = (2{,}14 - 1{,}34 + 3{,}93) \cdot 10^{-4}\text{м}^{-1} = 4{,}73 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^{-1}.$

Прогин $f = s \cdot l^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} \cdot 5{,}675^2 \cdot 4{,}73 \cdot 10^{-4} = 15{,}9 \cdot 10^{-4}\ \text{м} = 0{,}00159\text{м}.$

Допустимий прогин $[f] = \frac{l}{200} = \frac{5{,}675}{200} = 0{,}0284\text{м}.$

$$f = 0{,}00159\ \text{м} < [f] = 0{,}0284\ \text{м}.$$

Отже, розрахунковий прогин менший від допустимого. Це свідчить про те, що армування плити є достатнім.

Відповідно до виконаних розрахунків виконують конструювання плити. У нижній полиці плити встановлюють попередньо напружувану арматуру класу Ат-V. У верхній та нижній полицях вкладають сітки С-1, у приопорних ділянках ребер встановлюють каркаси К-1. В нижній частині плити в приопорних ділянках встановлюють додаткові гнуті сітки С-2. У нижніх кутах закладають деталі М-1, а вгорі – петлі монтажні П-1.

Конструювання плити

Відповідно до виконаних розрахунків виконують конструювання плити. У нижній полиці плити встановлюють попередньо напружувану арматуру 6Ø10Ат-V. У приопорних ділянках симетрично з кожного боку плити встановлюють по 5 каркасів з дротової арматури ***Ø4Вр-I.*** Поперечні стержні в каркасах з дроту ***Ø3Вр-I*** з постійним кроком 100 мм. У верхній полиці встановлюємо конструктивну сітки ***С1*** марки $\frac{3Bp-I;200}{3Bp-I;300}$, причому в поздовжньому напрямку $A_s' = 0{,}565\ см^2$. В нижній полиці встановлюємо сітку ***С2*** марки $\frac{4Bp-I;70}{5Bp-I;300}$.

У нижніх кутах закладають деталі М-1, а вгорі – петлі монтажні П-1.

2.3 Розрахунок ригеля перекриття

Ригель виконують збірно-монолітним. Ригель перекриття таврового поперечного перерізу з полицею внизу. Висота ригеля 450 мм, ширина ребра 200 мм, ширина полиці 450 мм. Він опирається на консолі колон. На ригель перекриття опираються порожнисті залізобетонні плити розмірами 6 х 1,5 м, 6 х 1,8 м та 7,2х1,5 м.

2.3.1 Збір навантаження на ригель

Збір навантаження на перекриття виконано в таблиці 2.1. (див. п. 2.2).

На ригель збираємо навантаження від перекриття з вантажної площі завширшки 6 м (по 3 м з кожного боку ригеля) і прикладаємо його як погонне рівномірно розподілене навантаження по всій довжині ригеля.

У першому наближенні можна задатися такими параметрами ригеля: ригель є нерозрізним, трипролітним, загальна довжина його становить 18 м, розрахункові прольоти $l_1 = l_2 = l_3 = 6м$, висота поперечного перерізу $h = 450мм$, ширина ребра перерізу $b = 200мм$, ширина нижньої полиці ригеля ***450мм.*** Матеріал для виготовлення ригеля – бетон важкий класу ***В25***, арматура класу ***А-400.***

Власна вага ригеля (погонне навантаження) становить:

$$A_b \cdot \gamma \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = (0{,}45 \cdot 0{,}25 + 0{,}2 \cdot 0{,}2) \cdot 25 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95 = 3{,}5кН/м.$$

Отже, погонне навантаження на ригель становитиме:

повне розрахункове : $q = 7{,}36 \cdot 6 + 3{,}5 = 47{,}66кН/м$,

в т.ч. постійне : $g = 4{,}89 \cdot 6 + 3{,}5 = 32{,}84кН/м$,

тимчасове : $v = q - g = 14{,}82кН/м$.

2.3.2 Визначення внутрішніх зусиль

Розрахунок ригеля виконуємо з урахуванням перерозподілу моментів за формулою:

$$M = \beta \cdot q \cdot l^2, кН \cdot м,$$

де β – табличний коефіцієнт; q – навантаження на ригель; l – розрахунковий проліт ригеля.

Значення коефіцієнта β для обчислення згинальних моментів у кожному характерному перерізі вибираємо залежно від співвідношення тимчасового і постійного навантажень: $v/g = 14,82/32,84 = 0,45 \approx 0,5$.

В певних перерізах ригеля виникають згинальні моменти з різними знаками, тому будують обвідну епюру моментів. Ригель є три пролітним, симетричним, тому можна розглядати лише півтора прольоту, а інша частина буде розраховуватись і конструюватись аналогічно.

Обчислення ведемо в табличній формі (таблиця 2.4).

Обвідна епюра згинальних моментів, побудована за даною таблицею, наведена у графічній частині дипломного проекту.

Розрахункові поперечні сили:

на крайній опорі : $Q = 0,4 \cdot q \cdot l = 0,4 \cdot 47,66 \cdot 6 = 114,38 кН$,

на першій проміжній опорі зліва : $Q = 0,6 \cdot q \cdot l = 0,6 \cdot 47,66 \cdot 6 = 171,58 кН$,

на першій проміжній опорі справа : $Q = 0,5 \cdot q \cdot l = 0,5 \cdot 47,66 \cdot 6 = 142,98 кН$.

Таблиця 2.2. Визначення згинальних моментів у ригелі

№ прольоту	№ перерізу	Відстань від лівої опори до перерізу, м	Значен. коеф.		Значення моменту, кНм		ql_0^2 кНм
			$+\beta$	$-\beta$	M_{max}	M_{min}	
I ***$l_1 = 6,0$***	***1***	***$0,2l_{02} = 1,2$***	***0,065***	***-***	***111,5***	***-***	***47,66 х х $6,0^2$= =1715,76***
	2	***$0,4l_{02} = 2,4$***	***0,090***	***-***	***154,4***	***-***	
	2^I	***$0,5l_{02} = 3,0$***	***0,091***	***-***	***156,1***	***-***	
	3	***$0,6l_{02} = 3,6$***	***0,075***	***-***	***128,7***	***-***	
	4	***$0,8l_{02} = 4,8$***	***0,026***	***-***	***44,6***	***-***	
	5	***$1,0l_{02} = 6,0$***	***-***	***0,0715***	***-***	***122,7***	
II ***$l_2 = 6,0$***	***6***	***$0,2l_{03} = 1,2$***	***0,018***	***0,01***	***30,9***	***17,2***	***47,66 х х $6,0^2$= =1715,76***
	7	***$0,4l_{03} = 2,4$***	***0,058***	***+0,022***	***99,5***	***+37,7***	
	7^I	***$0,5l_{03} = 3,0$***	***0,0625***	***-***	***107,2***	***-***	

2.3.3 Розрахунок ригеля на міцність за нормальними перерізами

Поперечний переріз ригеля прийнято тавровим з полицею внизу. Висота ригеля 450 мм, ширина ребра 200 мм, ширина полиці 450 мм. Ригель

виготовлено з бетону В25, для арматурних виробів застосовано стержні класу А-400 і дріт Вр-І. Характеристики матеріалів:
$\boldsymbol{R_b = 14,5 МПа}$, $\boldsymbol{\gamma_{b2} = 0,9}$, $R_s = R_{sc} = 365 МПа$, $\boldsymbol{\mu_{min} = 0,0005}$, $\boldsymbol{\alpha_R = 0,44}$ та $\boldsymbol{\xi_R = 0,652}$. Задаємось ***a=30мм.***

Виконаємо розрахунок для для першого прольоту, де найбільше значення згинального моменту становить ***M=156,1 кНм.*** Розрахунок ведемо як для елементів прямокутного перерізу, шириною 200 мм, висотою 450 мм.

1. $h_0 = h - a = 450 - 30 = 420 мм;$
2. $\boldsymbol{\alpha_m = \dfrac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \dfrac{156,1 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,339;}$
3. $\boldsymbol{\alpha_m = 0,339 \le \alpha_R 0,44;}$
4. $\boldsymbol{\zeta = 0,785}$
5. $\boldsymbol{A_s = \dfrac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \zeta} = \dfrac{156,1 \cdot 10^6}{365 \cdot 420 \cdot 0,785} = 1297 мм^2;}$
6. $\boldsymbol{A_s' = \mu \cdot b \cdot h_0 = 76 мм^2;}$ За отриманими значеннями підбираємо арматуру:

S – 4⌀22А-400 з $A_{s,факт}$=1520мм^2;
S′ – 2⌀14А-400 з $A_{s,факт}$=308мм^2.

Виконаємо розрахунок для другого прольоту, де найбільше значення згинального моменту становить ***M=107,2 кНм.*** Розрахунок ведемо як для елементів прямокутного перерізу, шириною 200 мм, висотою 450 мм.

1. $h_0 = h - a = 450 - 30 = 420 мм;$
2. $\boldsymbol{\alpha_m = \dfrac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \dfrac{107,2 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0,234;}$
3. $\boldsymbol{\alpha_m = 0,234 \le 0,44;}$
4. $\boldsymbol{\zeta = 0,865;}$
5. $\boldsymbol{A_s = \dfrac{M}{\zeta \cdot h_0 \cdot R_s} = \dfrac{107,2 \cdot 10^6}{0,865 \cdot 420 \cdot 365} = 808 мм^2;}$
6. $A_s' = \mu b h_0 = 0,0005 \cdot 200 \cdot 420 = 42 мм^2;$

За отриманими значеннями підбираємо арматуру:

S – 4⌀18А-400 з $A_{s,факт}$=1018мм^2;
S′ – 2⌀14А-400 з $A_{s,факт}$=308мм^2.

Виконаємо подібний розрахунок для першої проміжної опори. У цьому перерізі розтяг спостерігається вгорі, тому там слід поставити додаткову арматуру. Розрахунковий поперечний переріз ригеля на опорі тавровий з полицею у розтягнутій зоні. Згинальний момент на опорі становить ***M=122,7кНм.***

1. $h_0 = h - a = 450 - 30 = 420 мм;$

2. $M_f = R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0{,}5h'_f) =$
$= 14{,}5 \cdot 10^6 \cdot 0{,}9 \cdot 450 \cdot 250(420 - 0{,}5 \cdot 250) = 431 кНм;$

Отже, $M_f = 431 кНм \geq M = 122{,}7 кНм$, а це означає, що нейтральна вісь проходить у полиці тавра, тому розрахунок ведемо як для прямокутного перерізу, ширина якого $b = b'_f = 450 іі$.

3. $\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{122{,}7 \cdot 10^6}{14{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 450 \cdot 420^2} = 0{,}119;$
4. $\zeta = 0{,}941;$
5. $A_s = \frac{M}{\zeta \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{122{,}7 \cdot 10^6}{0{,}941 \cdot 420 \cdot 365} = 850 мм^2;$
6. $A'_s = \mu b h_0 = 0{,}0005 \cdot 450 \cdot 420 = 95 іі^2;$

За отриманими значеннями підбираємо арматуру:

S – 4⌀22А-400 з $A_{s,факт}$=1018мм^2;

S' – 2⌀14А-400 з $A_{s,факт}$=308мм^2.

2.3.4 Розрахунок ригеля на міцність за нахиленими перерізами

Для забезпечення міцності нахилених перерізів слід дотримуватись таких конструктивних вимог:

- діаметр поперечних стержнів – d_w, повинен бути не меншим за чверть більшого діаметру робочих поздовжніх стержнів. Приймаємо ⌀6А-240;
- крок поперечних стержнів (хомутів) на при опорній ділянці (на відстані 1/4l=6/4=1,5м від опори) в залежності від висоти балки повинен бути:

при h=450мм крок $s \leq \begin{cases} 150 мм; \\ \frac{1}{2}h \end{cases}$ приймаємо 100мм;

- на середній частині прольоту крок $s \leq \begin{cases} 500 мм; \\ \frac{3}{4}h \end{cases}$ приймаємо 200мм.

Після таких конструктивних міркувань перевіримо достатність поперечного армування:

Найбільше значення поперечної сили біля середньої опори становить **Q=171,58кН.** Рівномірно розподілене погонне навантаження на ригель становить $q = 47{,}66 кН/м$. Розрахунковий опір бетону на розтяг класу **В25** $R_{bt} = 1{,}05 МПа$; розрахунковий опір поперечної арматури на розтяг – для стержньової арматури класу **А-240** діаметром **6мм** $R_{sw} = 175 МПа$; площа поперечного перерізу одного поперечного стержня діаметром **6мм** $A_{sw1} = 0{,}283 см^2$; **n** – кількість хомутів в одній площині, в даному випадку **n=2;**

Ширина ригеля $b=250мм$, висота ригеля $h=450мм$; коефіцієнти, які враховують вплив виду бетону на роботу нахилених перерізів, і для важкого бетону становлять $\varphi_{b2}=2,0;\varphi_{b3}=0,6;\varphi_{b4}=1,5;\ \varphi_f=0,5$ – коефіцієнт, який враховує вплив стиснутих полиць в таврових та двотаврових перерізах; φ_n – коефіцієнт, який враховує вплив поздовжніх сил (сил попереднього натягу в т.ч., оскільки такі сили відсутні, тому $\varphi_n=0$); c – максимальна проекція нахиленого перерізу, визначена за умовою: $c_{max}=\varphi_{b2}\cdot h_o/\varphi_{b3}$ в даному випадку $c_{\max}=2,0\cdot 420/0,6=1400мм$; s_{max} – максимально допустимий крок поперечної арматури, визначається з формули:

$$s_{max}=\varphi_{b4}\cdot(1+\varphi_f+\varphi_n)\cdot R_{bt}\cdot b\cdot h_0/Q=\varphi_{b4}\cdot R_{bt}\cdot b\cdot h_0/Q.$$

Для найбільшого значення Q визначають s_{max}. При $Q=171,58кН$

$$s_{max}=1,5\cdot 1,05\cdot 0,9\cdot 250\cdot 420/171,58=872мм.$$

За такими значеннями перевіряють міцність ригеля за нахиленими перерізами на достатність прийнятих поперечних стержнів.

$Q_{u1}=\varphi_{b3}\cdot(1+\varphi_f+\varphi_n)R_{bt}bh_0=0,6\cdot 1\cdot 1,05\cdot 0,9\cdot 250\cdot 420=59,9кН$ – таку поперечну силу може сприймати переріз без поперечної арматури. Для даного ригеля найбільше значення поперечної сили становить $Q=171,58кН$. Отже, для забезпечення міцності нахилених перерізів потрібно застосовувати поперечну арматуру, бо умова $Q\le Q_{u1}$ не виконується.

$k=1;$

$Q_{b,min}=k\cdot\varphi_{b3}\cdot R_{bt}\cdot b\cdot h_0=1\cdot 0,6\cdot 1,05\cdot 0,9\cdot 250\cdot 420=59,9кН;$

$q_{sw}=R_{sw}\cdot n\cdot A_{sw,1}/s=175\cdot 2\cdot 28,3/100=99,1кН/м;$

$q_1=59,9кН/м\ge 0,58q_{sw}=58,5кН/м;$

$$c=\sqrt{\frac{\varphi_{b2}\cdot k\cdot R_{bt}\cdot b\cdot h_0^2}{q_1}}=\sqrt{\frac{2\cdot 1\cdot 1,05\cdot 0,9\cdot 250\cdot 420^2}{47,66+58,5}}=888мм;$$

$Q_{b1}=k\cdot\varphi_{b2}\cdot R_{bt}\cdot b\cdot h_0^2/c=2\cdot 1\cdot 1,05\cdot 0,9\cdot 250\cdot 420^2/888=94,4кН;$

Умова $Q_{b1}=94,4кН\le Q_{b,min}=59,9кН$ не виконується, тому приймаємо $Q_{b1}=Q_{b,min}=94,4кН.$

$q_{sw,min}=Q_{b,min}/2\cdot h_0=94,4/2\cdot 420=112,4кН/м;$

Умова $q_{sw}=99,1кН/м\ge q_{sw,min}=112,4кН/м$ не виконується, тому приймаємо $c_0=840мм;$

$Q_{u2}=2\cdot q_{sw}\cdot c=2\cdot 99,1\cdot 840=166,5кН;$

$Q-q_1\cdot c=171,58-47,66\cdot 840=131,5;$

Умова $Q-q_1\cdot c=131,5кН\le Q_{u2}=166,5кН$ виконується, отже міцність нахилених перерізів є забезпеченою.

Міцність перерізу достатня. Отже, поперечне армування таке: в одній площині знаходиться по 2 стержні $\varnothing 6A\text{-}240$, їх крок в при опорній ділянці становить 100 мм.

Перевіримо достатність поперечного армування на віддалі 1,5 м від опори (там, де крок поперечних стержнів зростає з 100 мм до 300 мм). За епюрою поперечних сил встановлюємо, що на віддалі 1,5 м від опори значення поперечної сили становитиме ***100,09 кН*** (визначити поперечну силу можна графічно, або аналітично з подібності трикутників – рис. 2.6).

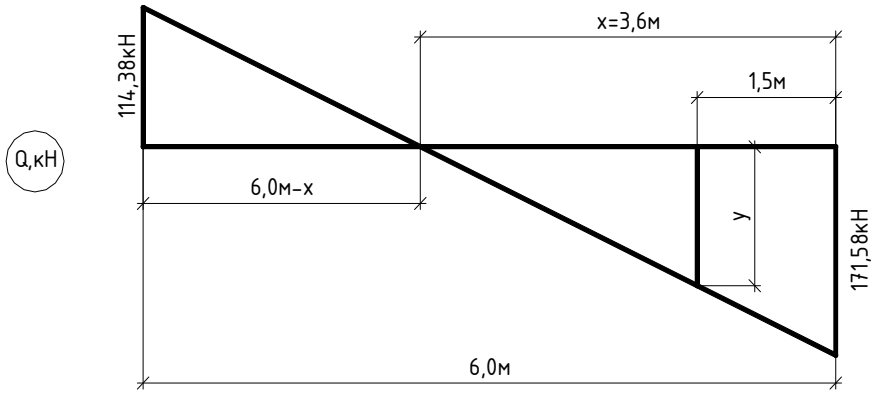


Рис. 2.4. Визначення поперечної сили на віддалі 0,25*l* від опори

$$\frac{x}{171,58}=\frac{6-x}{114,38};$$

$$114,38x=1029,48-171,58x;$$

$$285,96x=1029,48;$$

$$x=3,6м;$$

$$\frac{3,6}{171,58}=\frac{3,6-1,5}{y};$$

$$y=171,58\cdot 2,1\cdot /3,6=100,09кН.$$

При таких вихідних даних ***Ø6А-240,*** крок 300 мм виконаємо обчислення:

$$q_{sw}=R_{sw}\cdot n\cdot A_{sw,1}/s=175\cdot 2\cdot 28,3/200=49,5кН/м;$$

$$q_1=47,66кН/м\geq 0,58q_{sw}=28,71кН/м;$$

$$c=\sqrt{\frac{\varphi_{b2}\cdot k\cdot R_{bt}\cdot b\cdot h_0^2}{q_1}}=\sqrt{\frac{2\cdot 1\cdot 1,05\cdot 0,9\cdot 250\cdot 420^2}{47,66+28,71}}=1047мм;$$

$$Q_{b1}=k\cdot\varphi_{b2}\cdot R_{bt}\cdot b\cdot h_0^2/c=2\cdot 1\cdot 1,05\cdot 0,9\cdot 250\cdot 420^2/1047=80,1кН;$$

Умова $Q_{b1}=80,1кН\leq Q_{b,min}=59,9кН$ не виконується, тому приймаємо $Q_{b1}=Q_{b,min}=80,1кН.$

$$q_{sw,min}=Q_{b,min}/2\cdot h_0=80,1/2\cdot 420=95,4кН/м;$$

Умова $q_{sw}=49,5кН/м\geq q_{sw,min}=95,4кН/м$ не виконується, тому приймаємо $c_0=2\cdot h_0=840мм;$

$Q_{u2} = 2 \cdot q_{sw} \cdot c = 2 \cdot 49{,}5 \cdot 840 = 83{,}2кН;$

$Q - q_1 \cdot c = 100{,}1 - 47{,}66 \cdot 840 = 60{,}1 \le Q_{u2} = 83{,}2$

Умова $Q - q_1 \cdot c = 60{,}1кН \le Q_{u2} = 83{,}2кН$ виконується, отже міцність нахилених перерізів є забезпеченою.

2.3.5 Конструювання ригеля

За виконаними розрахунками отримали арматуру ригеля:

- у першому прольоті :

S – 4⌀22А-400 з $A_{s,факт}=1520мм^2$;

S' – 2⌀14А-400 з $A_{s,факт}=308мм^2$.

- у другому прольоті :

S – 4⌀18А-400 з $A_{s,факт}=1018мм^2$;

S' – 2⌀14А400 з $A_{s,факт}=308мм^2$.

- на опорі :

S – 4⌀22А-400з $A_{s,факт}=1520мм^2$;

S' – 2⌀14А-400 з $A_{s,факт}=308мм^2$.

Поперечна арматура ⌀6А-240 з кроком 100 мм на проміжку 1,5 м від опор, а на решті прольоту крок 200 мм.

Оскільки в першому прольоті є 4 стержні ⌀22А-400 , то одну пару стержнів можна обірвати у тих місцях, де їх міцність не використовується. Аналогічно, можна обірвати і в другому прольоті. На опорі можна обірвати одну пару стержнів ⌀18А-400.

Точки обривів слід визначати за епюрою матеріалів, яку накладаємо на обвідну епюру моментів.

Розрахунки до епюри матеріалів виконаємо в табличній формі (табл.2.5).

Несучу здатність перерізу ригеля знаходять за формулою :

$$M_u = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0,$$

де значення ζ обчислюють за формулою $\zeta = 1 - 0{,}5\xi$, або за таблицями довідників відповідно до ξ , де

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}.$$

Для першого прольоту:

$$\xi_1 = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{365 \cdot 1520}{14{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 200 \cdot 420} = 0{,}508; \qquad \zeta = 0{,}746;$$

$$\xi_2 = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{365 \cdot 760}{14{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 200 \cdot 420} = 0{,}254; \qquad \zeta = 0{,}873;$$

$M_{u1} = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0 = 365 \cdot 1520 \cdot 0{,}746 \cdot 420 = 173{,}8кН;$

$M_{u2} = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0 = 365 \cdot 760 \cdot 0{,}873 \cdot 420 = 101{,}7кН;$

Для другого прольоту:

$$\xi_3 = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{365 \cdot 1018}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 420} = 0,340; \qquad \zeta = 0,830;$$

$$\xi_4 = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{365 \cdot 509}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 420} = 0,170; \qquad \zeta = 0,915;$$

$$M_{u3} = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0 = 365 \cdot 1018 \cdot 0,830 \cdot 420 = 129,5кН;$$

$$M_{u4} = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0 = 365 \cdot 509 \cdot 0,915 \cdot 420 = 71,4кН;$$

Для опорного перерізу:

$$\xi_5 = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{365 \cdot 760 + 365 \cdot 308}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 420} = 0,357; \qquad \zeta = 0,822;$$

$$\xi_6 = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{365 \cdot 308}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 420} = 0,103; \qquad \zeta = 0,949;$$

$$M_{u5} = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0 = (365 \cdot 760 + 365 \cdot 308) \cdot 0,822 \cdot 420 = 134,6кН;$$

$$M_{u6} = R_s \cdot A_s \cdot \zeta \cdot h_0 = 365 \cdot 308 \cdot 0,949 \cdot 420 = 44,8кН;$$

Обчислені таким чином координати точок теоретичних обривів наведені в таблиці 2.5.

Точки теоретичного обриву знаходяться у місцях перетину ординат несучої здатності з обвідною епюрою моментів. Так як, у першому прольоті несуча здатність ригеля при повному армуванні ***2Ø22А-400+2Ø22А-400***становить $M_{u1}=173,8кНм$, а при ***2Ø22А-400*** - $M_{u2}=101,7кНм$. Остання ордината перетинає ліву вітку обвідної епюри моментів у точці, яка знаходиться від осі лівої опори на віддалі ($M_1=111,5кНм$- з табл.2.4.):

$$a_{x1} = 0,2l_1 \cdot M_{u2} / M_1 = 0,2 \cdot 6,0 \cdot 101,7 / 111,5 = 1,1м.$$

Ордината несучої здатності $M_{u2}=101,7кНм$ перетинає праву вітку обвідної епюри моментів у точці, розміщеній від опори на віддалі:

$$a_{x2} = 0,2l_1 + (M_{u2} - M_4)/(M_3 - M_4) =$$

$$= 0,2 \cdot 6,0 + (101,7 - 44,6)/(128,7 - 44,6) = 1,88м.$$

Визначаємо точки теоретичного обриву для другого прольоту:

$a_{x3} = 1,91м.$ (визначено графічно).

Для визначення довжини W, на яку заводяться стержні за точки теоретичних обривів, обчислюють значення поперечних сил Q в перерізах ригеля, що проходять через точки теоретичних обривів. Поперечні сили обчислюють як тангенси кутів нахилу відповідних віток обвідної епюри моментів. У даному випадку (при дії рівномірно розподіленого навантаження) такий спосіб наближений бо дійсна криволінійна епюра моментів замінена полігональною.

Інтенсивність поперечного армування обчислюється за формулою:

$$q_{sw} = R_{sw} \cdot A_{sw} / s,$$

а відстань:

$$W = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d.$$

Крім того, за формулами

$$\begin{cases} l_{an} = \left(w_{an} \dfrac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d; \\ l_{an}^{min} \geq \lambda_{an} \cdot d \end{cases}$$

визначають зону анкеровки арматури. У цій формулі значення $w_{an}, \Delta\lambda_{an}, \lambda_{an}, l_{an}^{min}$ беруть з довідників.

Довжина зони анкеровки для цих стержнів:

$$l_{an}^{min} = \lambda_{an} \cdot d = 20 \cdot 22 = 440мм;$$

$$l_{an} = \left[0{,}7 \cdot \frac{365}{14{,}5 \cdot 0{,}9} + 11 \right] \cdot 0{,}022 = 0{,}674мм;$$

Інтенсивність поперечного армування при:

$A_{sw} = 2 \cdot A_{sw1} = 2 \cdot 0{,}283 = 0{,}566см^2$; $s=100мм$, $R_{sw}=175МПа$.

$$q_{sw1} = R_{sw} \cdot n \cdot A_{sw,1} / s = 175 \cdot 2 \cdot 28{,}3 / 100 = 99{,}1кН / м;$$

Інтенсивність поперечного армування при:

$A_{sw} = 2 \cdot A_{sw1} = 2 \cdot 0{,}283 = 0{,}566см^2$; $s=200мм$, $R_{sw}=175МПа$.

$$q_{sw2} = R_{sw} \cdot n \cdot A_{sw,1} / s = 175 \cdot 2 \cdot 28{,}3 / 200 = 49{,}5кН / м;$$

Довжина ділянок стержнів за вертикальним перерізом, де вони потрібні за розрахунком:

$$W_1 = {61{,}95}/{2 \cdot 99{,}1} = 0{,}313м;$$

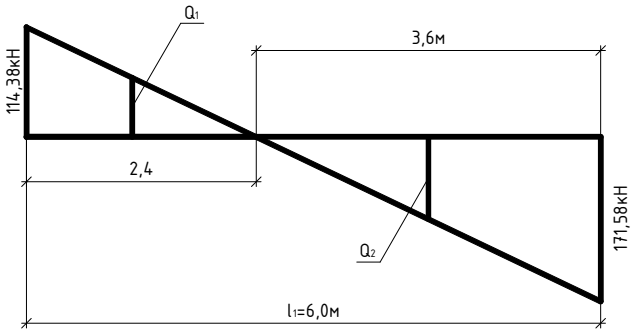
$$W_2 = {81{,}98}/{2 \cdot 49{,}5} = 0{,}828м;$$

$$W_{3,4} = {52{,}02}/{2 \cdot 99{,}1} = 0{,}262м;$$

$$W_5 = {98{,}7}/{2 \cdot 99{,}1} = 0{,}498м;$$

$$W_6 = {100{,}8}/{2 \cdot 99{,}1} = 0{,}509м;$$

Остаточні розрахунки наведені в таблиці 2.5. За наведеними розрахунками виконуємо конструювання ригеля.



$$\frac{Q_1}{114{,}38} = \frac{2{,}4 - 1{,}1}{2{,}4};$$

$$Q_1 = 61{,}95кН;$$

$$\frac{Q_2}{171{,}58} = \frac{3{,}6 - 1{,}88}{3{,}6};$$

$$Q_2 = 81{,}98кН;$$

Рис. 2.5. До визначення поперечної сили ригеля в першому прольоті

2.3.6 Розрахунок і конструювання оббетонованого стику ригелів між собою та з колоною

Визначаємо діаметр і кількість стикових стержнів:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{122{,}7 \cdot 10^6}{0{,}9 \cdot 14{,}5 \cdot 200 \cdot 420^2} = 0{,}267.$$

З таблиць визначаємо $\eta = 0{,}841.$

Площа поперечного перерізу стикових стержнів:

$$A_s = \frac{M}{\eta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{122{,}7 \cdot 10^6}{0{,}841 \cdot 365 \cdot 420} = 951 мм^2.$$

Підбираємо $3\varnothing 22A\text{-}400$ з $A_{s,факт}=1140 мм^2.$

Довжина зварних швів кріплення стикових стержнів до закладної деталі ригеля:

$$\sum l_f = \frac{1{,}3 \cdot N}{0{,}85 \cdot h_f \cdot R_{sy}} = \frac{1{,}3 \cdot 347{,}4 \cdot 10^3}{0{,}85 \cdot 16 \cdot 140} = 237 мм.$$

де N- поздовжня сила в стикових стержнях:

$$N = \frac{M}{\eta h_0} = \frac{122{,}7 \cdot 10^6}{0{,}841 \cdot 420} = 347{,}4 кН,$$

$h_f = 0{,}707 \cdot d = 0{,}707 \cdot 22 = 16 мм,$ ($d=22мм$ - діаметр стикового стержня) – висота зварного шва; $R_{sy}=140 МПа$ – розрахунковий опір зварного шва.

При двосторонньому зварюванні довжина кожного шва:

$$l_f = \sum l_f / 2n + 10 мм = 237 / (2 \cdot 3) + 10 = 50 мм,$$

де n- кількість стикових стержнів.

Довжина шва має бути не меншою за $5d = 5 \cdot 22 = 110 мм,$ де $d=22мм$ - діаметр стикових стержнів, і не меншою $150мм$. Отже, приймаємо $l_f = 150 мм.$

Довжина стикового стержня:

$$l_c = h_c + 2a + 2l_f = 400 + 2 \cdot 20 + 2 \cdot 150 = 740 мм.$$

де $h_c=400мм$ – розмір перерізу колони; $a=20мм$ – зазор між колоною і ригелем.

Мінімальна площа поперечного перерізу деталі ригеля $A = N / R_s$ – де R_s – розрахунковий опір сталі закладної деталі. Прийнявши ширину закладної деталі рівною ширині ригеля b можна визначити товщину закладної деталі $\delta = A / b.$ Довжина пластинки закладної деталі : $l_{пл} = l_f + 10 мм.$

Таким чином, $A = 347{,}4 \cdot 10^3 / 210 = 1655 мм^2;$

$$b = 200 мм; \delta = 1655 / 200 \approx 10 мм; l_{їё} = 150 + 10 = 160 мм.$$

Розміри закладної деталі, за допомогою якої ригель приварюється до консолі колони, призначаємо конструктивно : ширину рівною $200мм$, довжину рівною $250мм$, товщину $10мм$.

Таблиця 2.3 Визначення точок обриву стержнів при армуванні ригеля

Повне армування	A_s, см^2	ξ	ζ	M_u, кНм	Стержні, що обриваються	a_x, мм	Q, кН	l_{an}, мм	q_{sw}, кН/м	W, мм: розрахункове	W, мм: прийняте	Відстань від опори до точки дійсного обриву	Примітки
Арматура першого прольоту R_s=365МПа, R_b=8,5МПа, h_o=420мм, b=200мм, A_{sw}=0,283см^2, s=100 (200)мм													
2⌀22 + 2⌀22 А-400	***15,20***	***0,508***	***0,746***	***173,8***	***2⌀22 А-400***	***1100***	***61,95***	***440***	***99,1***	***313***	***440***	***660***	Ліворуч у прольоті
	7,6	***0,254***	***0,873***	***101,7***		***1880***	***81,98***	***440***	***49,5***	***828***	***830***	***1050***	Праворуч у прольоті
Арматура другого прольоту R_s=365МПа, R_b=8,5МПа, h_o=420мм, b=200мм, A_{sw}=0,283 см^2, s=100(200) мм													
2⌀18 + 2⌀18 А-400	***10,18***	***0,340***	***0,830***	***129,5***	***2⌀18 А-400***	***1910***	***52,02***	***360***	***99,1***	***262***	***360***	***1550***	Ліворуч у прольоті
	5,09	***0,170***	***0,915***	***71,4***		***1910***	***52,02***	***360***	***99,1***	***262***	***360***	***1550***	Праворуч у прольоті
Арматура першої проміжної опори R_s=365МПа, R_b =8,5МПа, h_o=420мм, b=450мм, A_{sw}=0,283см^2, s=(100)200мм													
2⌀22 + 2⌀14 А-400	***7,6***	***0,357***	***0,822***	***134,6***	***2⌀22 А-400***	***1525***	***98,7***	***440***	***99,1***	***498***	***500***	***1025***	Ліворуч від опори
	3,08	***0,103***	***0,949***	***44,8***		***885***	***100,8***	***440***	***99,1***	***509***	***510***	***375***	Праворуч від опори

2.4 Розрахунок і конструювання збірної колони першого поверху

Запроектована будівля каркасного типу. Колони залізобетонні, поперечним перерізом 400 х 400 мм. На консолі колон опираються ригелі перекриття таврового поперечного перерізу з полицею внизу.

На ригель, в свою чергу, діє навантаження від плит перекриття з круглими порожнинами, розмірами 6 х 1,5 м, 6 х 1,8 м, 3 х 1,5 м та 7,2 х1,5 м; конструкції підлоги, тимчасове навантаження на перекриття.

Колону розраховуємо, як стояк з шарнірними опорами по кінцях, завантажений зосередженою силою N .

Розрахункова довжина колони:

$$l_0 = 3,3 - 0,3 + 0,15 = 3,15 м.$$

Розрахункове навантаження на колону збираємо з вантажної площі:

- для колони К-2 $A = l_1 \cdot l_2 = 7,2 \cdot 6 = 43,2 м^2$.

Навантаження від перекриття (табл.2.1):

Стале:

- від підлоги, плит, перегородок: $G_1 = g \cdot A = 4,89 \cdot 43,2 = 211,2 кН;$
- від ваги ригеля: $G_2 = 3,5 кН;$

Тимчасове: $G_v = 2,47 \cdot 43,2 = 106,7 кН;$

в т.ч. довготривале: $G_l = 1,48 \cdot 43,2 = 63,9 кН;$

короткотривале: $G_{sh1} = 0,99 \cdot 43,2 = 42,8 кН.$

Навантаження від покриття(табл.2.):

Стале: - від ваги покриття

$$G_3 = 3,55 \cdot 43,2 = 153,4 кН$$

- від ригеля $G_4 = 3,5 кН$

Тимчасове – короткотривале / сніг для 2-го кліматичного району/

$G_{sh2} = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot A = 1,26 \cdot 1,0 \cdot 43,2 = 54,4 кН$, де

γ_{fm} – коефіцієнт надійності заграничним значенням снігового навантаженням, що визначається згідно ДБН В.1.2-2:2006.

S_0 – граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття, що визначається згідно ДБН В.1.2-2:2006.

Таблиця 2.4. Збір навантаження на плиту покриття

№ п/п	Найменування навантаження	Нормативне навантаження кПа	Коефіцієнти		Розрахункове навантаження кПа
			f	n	
1	Рубероїд б= 7 мм, ρ_m=600 кг/м^3	0,042	1,3	0,95	0,052
2	Керамзитобетон б=50мм, ρ_m=500 кг/м^3	0,25	1,3	0,95	0,31
3	Керамзитовий гравій б= 30 мм, ρ_m=400 кг/м^3	0,12	1,3	0,95	0,15
4	Утеплювач б=150 мм ρ_m=15 кг/м^3	0,23	1,3	0,95	0,28
5	Пароізоляція б=5мм ρ_m=600 кг/м^3	0,03	1,3	0,95	0,037
6	Залізобетонна плита, б=220 мм, ρ_m=2600 кг/м^3	2,6	1,1	0,95	2,72
7	**Постійне навантаження**	**3,27**			**3,55**

В першому наближенні вагу колони кожного поверху приймемо

$$G = b \cdot h \cdot \rho \cdot H \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_n + G_{con} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 3,3 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 13,8 кН.$$

Поздовжня сила в колоні:

- від сталого навантаження

$$N_g = (n-1)(G_1 + G_2) + G_3 + G_4 + nG =$$

$$= (6-1)(211,2 + 3,5) + 153,4 + 3,5 + 6 \cdot 13,8 = 1313,2 кН.$$

- від тимчасового навантаження

$$N_v = (n-1)G_v + G_{sh2} = (5-1)106,7 + 54,4 = 481,2 кН.$$

в т.ч. довготривалого

$$N_l = (n-1)G_l = (6-1)63,9 = 319,5 кН.$$

- від повного навантаження

$$N = N_g + N_v = 1313,2 + 481,2 = 1794,4 кН.$$

в т.ч. довгочасного

$$N_l = N_g + N_l = 1313,2 + 319,5 = 1632,7 кН.$$

2.4.1 Розрахунок колони на міцність

Розрахунок колони ведемо як стиснутого елемента прямокутного поперечного перерізу, що працює з випадковими ексцентриситетами.

Вихідні дані:

$N = 1794,4 кН$; $N_l = 1632,7 кН$; $b = h = 400 мм$; $\gamma_{b2} = 0,9$;

бетон $B15\ R_b = 8,5 МПа$; $R_s = 365 МПа$; $l_0 = 3,15 м$.

1. $l_0/h = 3,15/0,4 = 7,9 < 20.$
2. $N_l/N = 1632,7/1794,4 = 0,91.$
3. за табл. визначаємо φ_b при $l_0/h = 7,9$ і $N_l/N = 0,91$ $\varphi_b = 0,91.$
4. приймаємо $\mu = 1,5\%$.
5. по табл. визначаємо $\varphi_{sb} = 0,912.$
6. $\alpha_s = \frac{R_{sc}}{R_b}\mu_1 = \frac{365}{8,5 \cdot 0,9}0,015 = 0,711.$
7. $\varphi_1 = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b)\alpha_s = 0,91 + 2(0,912 - 0,91)0,711 = 0,913.$
8. $\varphi_1 = 0,913 \le \varphi_{sb} = 0,912$ Ні.
9. $\varphi = \varphi_{sb} = 0,912.$
10. $A_{s,tot} = \frac{N}{\varphi \cdot R_{sc}} - \frac{R_b \cdot b \cdot h}{R_{sc}} = \frac{1794,4 \cdot 10^3}{0,912 \cdot 365} - \frac{8,5 \cdot 0,9 \cdot 400 \cdot 400}{365} = 2037 мм^2.$

За сортаментом підбираємо ***4Ø28 А-400 з A_s=2463мм^2.*** Цю арматуру встановлюємо у кутах перерізу елемента, вона є поздовжньою і працює на стискання.

Поперечна арматура у елементах, які працюють на стиск з виадковими ексцентриситетами, ставиться конструктивно з умови: при $R_{sc} \le 400 МПа$ крок $s \le 500 мм$ і $s \le 20d$, отже, при поздовжній арматурі діаметром 28 мм:

$20d = 20 \cdot 28 = 560 мм$, тому крок хомутів приймаємо ***300 мм.*** З умов зварювання $d_w = 0,25d = 0,25 \cdot 28 = 7 мм$, приймаємо ***8А-I.***

2.4.2 Розрахунок консолі колони

Консоль колони сприймає поперечну силу ригеля від одного міжповерхового перекриття ***Q=114,38кН.***

Необхідний виліт консолі з умови мінімальної площадки опирання ригеля $l_1 = Q/(b \cdot R_b) = 114,38 \cdot 10^3/(200 \cdot 8,5 \cdot 0,9) = 74 мм,$ де

b=200мм – ширина ребра ригеля. Приймаємо виліт консолі ***l_1=150мм,*** враховуючи можливість нерівномірного тиску ригеля на опорну площадку і відстань від торця ригеля до грані колони ***a=20мм.***

Необхідна робоча висота консолі:

$h_0 \ge \frac{Q}{\alpha \cdot R_{bt} \cdot b} = \frac{114,38 \cdot 10^3}{6,5 \cdot 0,75 \cdot 400} = 59 мм,$ де

$\alpha = 6,5 -$ для консолей першого типу, ***b=400мм*** – розмір грані колони. Приймаємо висоту консолі ***150мм.***

Ригель опирається на консоль на довжині $a_1 = l_1 - a = 150 - 20 = 130 мм.$

Розрахунковий згинальний момент сили ***Q*** відносно грані колони:

$M = Q \cdot a_2 = Q(a_1/2 + a) = 114,38(0,13/2 + 0,02) = 9,7 кНм.$

Необхідна площа перерізу арматури:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{9{,}7 \cdot 10^6}{7{,}7 \cdot 400 \cdot 150^2} = 0{,}140 < \alpha_R = 0{,}44$$

по таблицях $\xi = 0{,}925$

$$A_s = \frac{M}{\xi \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{9{,}7 \cdot 10^6}{0{,}925 \cdot 365 \cdot 150} = 192 мм^2$$

Приймаємо ***2Ø12 А-400*** з $A_s = 226 мм^2$. Ці стержні приварюються до закладної деталі колони.

Задаємося площею поперечного перерізу відігнутої арматури

$A_{s,inc} = 0{,}010 \cdot b \cdot h_0 = 0{,}01 \cdot 400 \cdot 150 = 600 мм^2$.

Приймаємо по 3 відгини з кожної сторони консолі ***Ø12А-400*** .

Перевіримо міцність консолі на зріз:

$Q \le k \cdot \varphi_{w2} \cdot R_b \cdot b \cdot l_b \cdot \sin\theta$, де

$\varphi_{w2} = 1-$ для консолей I типу.

$k = 1-$ для консолей I типу.

$l_b = l_{sup} \cdot \sin\theta;\ \theta = 45^0$

$Q = 11438 Н < 7{,}7 \cdot 400 \cdot 150 \cdot 0{,}707 = 326634 Н$.

Міцність консолі колони на зріз забезпечена.

2.4.3 Розрахунок стику колон першого і другого поверхів

По торцях колони передбачені стальні листи, а між ними центруючі прокладки.

В колоні другого поверху виникає поздовжня сила:

$$N = G_1^{\ 1} + G_2^{\ 1} + G_v^{\ 1} + G_1^2 + G_2^2 + G_{sh2} + G(n-1) =$$

$$= 211{,}2 + 3{,}5 + 106{,}7 + 211{,}2 + 3{,}5 + 54{,}4 + 13{,}8 \cdot (6-1) =$$

$$= 659{,}5 кН.$$

Розрахункову поздовжню силу в стику приймаємо з коефіцієнтом 1,5, чим враховуємо роботу стику без бетону замонолічування на період монтажних робіт:

$N_{st} = 1{,}5 \cdot 659{,}5 = 989{,}3 кН$.

Приймаємо розміри торцевих листів $h_1 = 400 - 20 = 380 мм$, $h_2 = 400 - 20 = 380 мм$, $\delta_1 = 8 мм$.

При товщині $\delta = 3 мм$ розміри центруючої прокладки $C = d = {}^{1}\!/_{3} \cdot 400 = 130 мм$, де c і d - сторони центруючої прокладки.

Загальна площа контакту в стику

$A_{tot} = A_f + A_{loc}$, де

$A_f = 5\delta(h_1 + b_1 - 5\delta) = 5 \cdot 8(380 + 380 - 5 \cdot 8) = 28800 мм^2$.

$A_{loc} = (d + 3\delta_2)(C + 3\delta_2) = (130 + 3 \cdot 3)(130 + 3 \cdot 3) = 19320 мм^2$.

$A_{tot} = 28800 + 19320 = 48120 мм^2$.

Визначаємо коефіцієнт ξ, що враховує вплив бетонної обойми і перевіряємо умови $\xi > 2$:

$$\xi = 4 - 3\sqrt{A_{tot}/A} = 4 - 3\sqrt{48120/400 \cdot 400} = 2,35 > 2.$$

Визначаємо зусилля, що передаються через зварні шви і центрувальну прокладку:

$$N_f = N_{st} \frac{A_f}{A_{tot}} = 989,3 \frac{28800}{48120} = 592,1 кН.$$

$$N_{loc} = N_{st} \frac{A_{loc}}{A_{tot}} = 989,3 \frac{19320}{48120} = 397,2 кН.$$

Висота зварного шва:

$$h_f = \frac{N_f}{0,7 R_{sy} \cdot l_f} = \frac{592,1 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 200 \cdot 1480} \approx 3 мм$$,де

$l_f = 2(380 - 10) + 2(380 - 10) = 1480 мм$ - довжина шва по периметру торцевих листів з урахуванням непровару.

Приймаємо $h_f = 3 мм$.

Задаємось непрямим армуванням – зварними сітками з арматури $Ø5Bp\text{-}I$ / $R_s = 365 МПа$ / з чарунками $60 мм$ і кроком $s = 60 мм$. Тоді кількість стержнів в сітці в кожному напрямку $n_x = n_y = 7$; $A_{sx} = A_{sy} = 19,6 мм^2$; $l_x = l_y = 380 мм$..

Коефіцієнт непрямого армування сітками:

$$\mu_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{l_x \cdot l_y \cdot s} = \frac{7 \cdot 19,6 \cdot 380 + 7 \cdot 19,6 \cdot 380}{380 \cdot 380 \cdot 60} = 0,0120.$$

Коефіцієнт ефективності непрямого армування:

$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi} = \frac{1}{0,23 + 0,248} = 2,09$, де $\psi = \frac{\mu_{xy} R_s}{R_b + 10} = \frac{0,0120 \cdot 365}{7,7 + 10} = 0,248.$

Зведена міцність бетону

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \cdot \mu_{xy} \cdot R_s \cdot \varphi_s = 7,7 + 2,09 \cdot 0,0120 \cdot 365 \cdot 4 = 44,3 МПа,$$

де $\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{loc}}{l_x l_y} = 4,5 - 3,5 \frac{19320}{380 \cdot 380} = 4.$

Умова міцності $N_{loc} = 365 кН < R_{b,red} \cdot A_{loc} = 44,3 \cdot 19,320 = 856 кН$.

Міцність стику забезпечена.

Приймаємо біля торців колони армування зварними сітками в кількості $n = 6$, розташованих через $60мм$. Тоді довжина ділянки непрямого армування $s(n\text{-}1) = 60(6\text{-}1) = 300мм > 10d = 220мм$ (тут d – діаметр стержнів поздовжньої арматури в колоні).

РОЗДІЛ 3

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1 Розрахунок та конструювання фундаментів

3.1.1 Загальні відомості

У районі будівництва переважає північний вітер. Сейсмічний район – 6 балів.

У районі будівництва знаходяться парки, санаторії, будинки відпочинку і тому подібне. Поряд з ділянкою немає виробництв і магістралей.

Ділянка будівництва і прилеглі до нього території мають спокійний рельєф. На прилеглій території знаходиться житлова забудова з 5-ти і 9-ти поверхових будинків.

3.1.2 Генеральний план ділянки

Ділянка будівництва правильної форми, з розмірами в плані – 122х104 м. В якості основи за несучий шар для фундаментів в проекті прийнятий шар – суглинок коричневий напівтвердий вапняковий.

Сейсмічність району будівництва 7 балів, згідно ДБН В.1.1-12 2006.

На підставі даних інженерно – геологічних досліджень і з врахуванням сейсмічності майданчика будівництва, фундаменти під будівництво Медичного реабілітаційного центру прийняті у вигляді монолітних залізобетонних фундаментів.

У проекті вертикального планування з метою виключення замочування поверхневими водами котловану на ділянці забудови передбачений пристрій підпірних стінок, лотків, водостоків і нагірних канав.

3.1.3 Інженерно-геологічні вишукування

Інженерно-геологічні умови території, у межах якої розташована ділянка проектованого будівництва, вцілому вивчені.

Для вирішення поставлених завдань виконаний комплекс інженерно-геологічних досліджень, що включає: збір, вивчення і систематизацію матеріалів попередніх досліджень, інженерно-геологічну зйомку, буріння свердловин, лабораторні випробування фізіко-механічних властивостей ґрунтів, сейсморозвідку.

Всі види робіт виконані з врахуванням наявних матеріалів по району досліджень і відповідно до вимог ДБН, ДСТУ і нормативних документів по інженерних дослідженнях для будівництва.

У ґрунтовому масиві просліджуються 3 кордони розділу, які відповідають зверху вниз:

- рослинний шар ґрунту;
- суглинок лесоподібний з карбонатними включеннями;
- лесовий ґрунт світло-жовтий і палевий;
- суглинок важкий і середній, коричневий;

Таким чином, переважаючими ґрунтами в межах 10-метрового шару відповідно до ДБН В.1.1-12 2006 по сейсмічних властивостях є грунти II категорії, і сейсмічність майданчика відповідний нормативній.

Таблиця 2.5. Інженерно-геологічні умови

Інженерно-геологічні умови

Зведена інженерно-геологічна колонка з таблицею нормативних і розрахункових значень показників властивостей грунтів

Літологічний розріз і номер інженерно-геологічного елементу	Інженерно-геологічні елементи - ІЕГ	Висота шару		Класифікація і нормативні значення (Хп)							Розрахункові значення (Х)					
				Природна вологість	Число пластичності	Показник текучості	щільність т/м³	коеф. пористості	степінь вологості	Модуль деформації МПа	Питома вага, кН/м³		Питоме зчеплення, кН/м²		Кут внутр. тертя, град.	
				W	Ip	I_L	p	e	S	E	g_I	g_{II}	c_I	c_{II}	j_I	j_{II}
①	рослинний шар грунту	2,1	2,1				1,53									
②	суглинок лесоподібний з карбонатними включеннями	4,2	4,2	0,17	0,14	0,4	1,71	0,83	0,55	13,5	18	18,7	11	9	20	18
③	лесовий грунт світло-жовтий і палевий	7,0	7,0	0,29	0,06	1,33	1,84	0,86	0,9	4,1	16,5	17,1	20	12	19	16
④	суглинок важкий і середній, коричневий	9,3	9,3	0,21	0,14	0,3	1,92	0,7	0,81	18,7	19,5	20,5	12	53	23	20

Район будівництва - м.Одеса
Категорія складності -II
Сейсмічність - 7 балів

3.2. Розрахункові навантаження на фундамент

Постійні навантаження:

а) навантаження від покриття:

Таблиця 3.1. Збір навантаження на плиту покриття

№ п/п	*Найменування навантаження*	*Нормативне навантаження кПа*	*Коефіцієнти*		*Розрахункове навантаження кПа*
			γ_f	γ_n	
1	*Руберoїд б= 7 мм, ρ_m=600 кг/м^3*	*0,042*	*1,3*	*0,95*	*0,052*
2	*Керамзитобетон б=50мм, ρ_m=500 кг/м^3*	*0,25*	*1,3*	*0,95*	*0,31*
3	*Керамзитовий гравій б= 30 мм, ρ_m=400 кг/м^3*	*0,12*	*1,3*	*0,95*	*0,15*
4	*Утеплювач б=150 мм ρ_m=15 кг/м^3*	*0,23*	*1,3*	*0,95*	*0,28*
5	*Пароізоляція б=5мм ρ_m=600 кг/м^3*	*0,03*	*1,3*	*0,95*	*0,037*
6	*Залізобетонна плита, б=220 мм, ρ_m=2600 кг/м^3*	*2,6*	*1,1*	*0,95*	*2,72*
7	***Постійне навантаження***	***3,27***			***3,55***

На колони передається навантаження від покриття:

$$N_{покр.кр.} = \mathrm{q}_{\text{покр.}} \cdot A_{кр} + \mathrm{N}_{\text{риг.кр.}} = 3,55 \cdot (7,2 \cdot 3) + 3,5 / 2 = 78,4 кН.$$

$$N_{покр.ср.} = \mathrm{q}_{\text{покр.}} \cdot A_{ср} + \mathrm{N}_{\text{риг.ср.}} = 3,55 \cdot (7,2 \cdot 6) + 3,5 = 156,9 кН.$$

де: $q_{їîêð.}$ – вага 1 м^2 покриття, кН/м^2; $A_{кр.}$,$A_{ср.}$ – вантажні площі крайньої та середньої колони відповідно (див. рис.); $N_{ðèã..}$ – вага 1 м.п. ригеля перекриття.

б) навантаження від перекриття:

Таблиця 3.2. Збір навантаження на плиту перекриття

№ п/п	*Найменування навантаження*	*Нормативне навантаження кПа*	*Коефіцієнти*		*Розрахункове навантаження кПа*
			γ_f	γ_n	
1	*Керамічна плитка б= 7 мм, ρ_m=1900 кг/м*	*0,14*	*1,1*	*0,95*	*0,146*
2	*Клей для плитки б=3мм, ρ_m=1800 кг/м^3*	*0,06*	*1,3*	*0,95*	*0,074*
3	*Цементно- піщана стяжка, б= 30 мм, ρ_m=1800 кг/м^3*	*0,66*	*1,3*	*0,95*	*0,82*

4	*Шлакобетон б=35 мм*	*0,42*	*1,3*	*0,95*	*0,52*
5	*Гідроізоляція б=5мм*	*0,075*	*1,3*	*0,95*	*0,093*
6	*Залізобетонна плита, б=220 мм, ρ_m=2600 кг/м^3*	*2,6*	*1,1*	*0,95*	*2,72*
7	*Вага перегородок*	*0,5*	*1,1*	*0,95*	*0,52*
8	***Постійне навантаження***	***4,46***			***4,89***
	Тимчасове навантаження	***2,00***	*1,3*	*0,95*	***2,47***
	довготривале	***1,20***	*1,3*	*0,95*	***1,48***
	короткотривале	***0,8***	*1,3*	*0,95*	***0,99***
	Повне навантаження,	***6,46***			***7,36***
	в т.ч. довготривале	***5,66***			***6,37***

На колони передається навантаження від перекриття:

$N_{пер.кр.} = (q_{пер.} \cdot A_{кр} + N_{риг.кр.}) \cdot n = (4,89 \cdot 7,2 \cdot 3 + 3,5) \cdot 5 = 545,6 кН.$

$N_{пер.ср.} = (q_{пер.} \cdot A_{ср} + N_{риг.ср.}) \cdot n = (4,89 \cdot 7,2 \cdot 6 + 3,5) \cdot 5 = 1073,4 кН.$

де: $q_{пер.}$ – вага 1 м^2 перекриття, кН/м^2; $A_{кр.}$,$A_{ср.}$ – вантажні площі крайньої та середньої колони відповідно (див. рис.); $N_{äèâ..}$ – вага 1 м.п. ригеля перекриття, n– число перекриттів.

в) навантаження від самонесучої стіни:

$N_{ст.} = q_{ст.}(A_{ст.} - A_{заскл..}) = 17 \cdot 0,51 \cdot (7,2 \cdot 21,8 - (1,8 \cdot 1,8 \cdot 4 +$

$+1,8 \cdot 1,2 \cdot 2)) = 1211 кН.$

де: $q_{ст.}$ – вага 1 м^2 зовнішньої стіни, кН/м^2; $A_{ст} = L \cdot H$; L – крок колон; H – висота стіни; $A_{заскл.}$ –площа засклення; питома вага цегли – 1700кг/м^3.

г) вага колони:

$N_{кол.кр.} = N_{кол.ср.} = G_{кол.} \cdot n = 13,8 \cdot 6 = 82,8 кН.$

де: $G_{кол.}$ – вага колони, м^2; n – кількість поверхів.

Тимчасові навантаження:

а) снігове навантаження:

$$N_{сн.кр.} = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot A = 1,26 \cdot 1,0 \cdot 21,6 = 27,2 кН$$

$$N_{сн.ср.} = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot A = 1,26 \cdot 1,0 \cdot 43,2 = 54,4 кН$$

де:

γ_{fm} – коефіцієнт надійності заграничним значенням снігового навантаженням, що визначається згідно ДБН В.1.2-2:2006.

S_0 – граничне розрахункове значення снігового навантаження на

горизонтальну проекцію покриття, що визначається згідно ДБН В.1.2-2:2006.

б) тимчасове навантаження на перекриття:

$$N_{тим.кр.} = \eta \cdot A_{ср} \cdot n = 2,47 \cdot 21,6 \cdot 4 = 213,4кН.$$

$$N_{тим.ср.} = \eta \cdot A_{ср} \cdot n = 2,47 \cdot 43,2 \cdot 4 = 426,8кН.$$

де: $\eta = 2,47\ кН/м^2$ - розрахункове рівномірно розподілене навантаження на перекриття; n – число перекриттів де діє тимчасове навантаження.

Таблиця 3.3. Збір навантажень на фундамент

№ п/п	Вид наватаження	Навантаження на фундамент			
		Крайній		Середній	
		N, кН	M, кН·м	N, кН	M, кНм
	Постійне				
1	Вага покриття	***78,4***	-	***156,9***	-
2	Вага перекриття	***545,6***	-	***1073,4***	-
3	Вага колон	***82,8***	-	***82,8***	
	Всього	***706,8***	-	***1313,1***	-
	Тимчасове				
4	Вага снігу	***27,2***	-	***54,4***	-
5	Вага тимчасового навантаження	***213,4***	-	***426,8***	-
	Всього	***240,6***	-	***481,2***	-
	Всього	***947,4***	***252,9***	***1794,3***	***210,6***
				-	
6	Вага самонесучої стіни	***1211***			
	Всього	***2158,4***	***252,9***	***1794,3***	***210,6***

3.2.1 Проектування фундаментів мілкого закладання

До фундаментів мілкого закладання відносяться: стрічкові, стовпчасті, плитні та ін. Їхнє призначення – передача навантаження від споруди на природні або штучні основи.

3.2.2 Глибина закладання підошви фундаментів

Глибина закладання підошви фундаменту прийнята від відмітки природного рельєфу.

3.2.3 Розрахунок площі підошви фундамента

Фундамент Фм1

Навантаження на обрізі фундаменту (крайня колона) згідно табл:

$N_{0//} = 2158,4кН$ – вертикальне розрахункове навантаження для II групи граничного стану на обрізі фундаменту;

$M_{y//} = 252,9кН$ – момент відносно головних осей інерції для II групи граничного стану на обрізі фундаменту;

Фундамент розглядаємо як центрально навантажений.

Площа підошви стовпчастого фундаменту:

$$A_\phi = \frac{N_{0//}}{R - \gamma_{m//} d};$$

$\gamma_{m//}$ – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту і матеріалу фундаменту, кН/м^3 (приймається: при наявності підвалу 17 кН/м^3, при відсутності підвалу - 20 кН/м^3);

$d=4,95$ – глибина закладання фундаменту, рахуючи від відмітки планування;

R – розрахунковий опір ґрунту, кПа.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma k_z b \gamma_{//} + M_q d_/ \gamma'_{//} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{//} + M_c c_{//}\right],$$

де:

d_b – глибина підвалу;

γ_{c1}, γ_{c2} – коеф. умов роботи.

$k=1$ – вважаємо, що характеристики властивостей ґрунтів прийняті дослідним шляхом;

$k_z=1$ – коеф. при b<10м (b – ширина фундаменту);

Основою фундаменту буде служити ґрунт суглинок лесоподібний з наступними фізико-механічними характеристиками:

$\gamma_{//} = 18,7 кН/м^3$, $\varphi_{//} = 20^\circ$, $c_{//} = 9кПа$.

Згідно таблиць приймаємо:

$M_\gamma = 0,51;\ M_q = 3,06;\ M_c = 5,66.$

$d_/ = \text{d} = 4,95\text{м}$ – глибина закладання фундаменту, рахуючи від відмітки планування.

Розрахунковий опір ґрунту для фундаменту **Фм1** шириною $b=1м$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} \cdot (0,51 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18,7 + 3,06 \cdot 4,95 \cdot 17,1 + (3,06 - 1) \cdot 2,48 \cdot 17,1 +$$

$$+ 5,66 \cdot 9) = 534кПа.$$

Площа підошви стовпчастого фундаменту **Фм1**:

$$A_\phi = \frac{N_{0//}}{R - \gamma_{m//} d} = \frac{2158,4}{534 - 17 \cdot 4,95} = 4,78м^2.$$

Отримане значення площі підошви збільшуємо на 20%:

Площа підошви стовпчастого фундаменту **Фм1**:

$$A_\phi = 4,78 \cdot 1,2 = 5,74м^2.$$

Розмір фундаменту встановлюємо:

- у випадку квадратної підошви $b = \sqrt{A_\phi} = \sqrt{5,74} = 2,39м$;

Прийнятий розмір підошви фундаменту $a=b=2,4м.$

Розрахунковий опір ґрунту для фундаменту **Фм2** шириною $b=2,4м$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} \cdot (0,51 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 18,7 + 3,06 \cdot 4,95 \cdot 17,1 + (3,06 - 1) \cdot 2,48 \cdot 17,1 + $$

$$+ 5,66 \cdot 9) = 551,2кПа.$$

Перевіряємо виконання наступних умов:

- середній тиск під підошвою фундаменту $\rho_{//} \le R$

$$\rho_{//} = \frac{N_{0//}}{\ell \times b} + \gamma_{m//} d = \frac{2158,4}{2,4 \cdot 2,4} + 17 \cdot 4,95 = 458кПа.$$

$$\rho_{//} = 458кПа \le R = 551,2кПа.$$

- максимальний крайовий тиск під підошвою фундаменту $\rho_{max//} \le 1,2R$

$$\rho_{max//} = \frac{N_{0//}}{\ell \times b} + \gamma_{m//} d + \frac{6M_{y//}}{b \times \ell^2} = \frac{2158,4}{2,4 \cdot 2,4} + 17 \cdot 4,9 + \frac{6 \cdot 252,9}{2,4 \cdot 2,4^2} = 567,8кПа.$$

$$\rho_{max//} = 567,8кПа \le 1,2R = 661,4кПа.$$

Умова виконується.

Фундамент Фм2

Навантаження на обрізі фундаменту (середня колона) згідно табл:

$N_{0//} = 1794,3кН$ – вертикальне розрахункове навантаження для II групи граничного стану на обрізі фундаменту;

$M_{y//} = 210,6кН$ – момент відносно головних осей інерції для II групи граничного стану на обрізі фундаменту;

Розрахунковий опір ґрунту для фундаменту **Фм2** шириною $b=1м$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} \cdot (0,51 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18,7 + 3,06 \cdot 4,95 \cdot 17,1 + (3,06 - 1) \cdot 2,48 \cdot 17,1 + $$

$$+ 5,66 \cdot 9) = 534кПа.$$

Площа підошви стовпчастого фундаменту **Фм2**:

$$A_\phi = \frac{N_{0//}}{R - \gamma_{m//} d} = \frac{1794,3}{534 - 17 \cdot 4,95} = 4,0.$$

Отримане значення площі підошви збільшуємо на 20%:

Площа підошви стовпчастого фундаменту **Фм2**:

$$A_\phi = 4 \cdot 1,2 = 4,8.$$

Розмір фундаменту встановлюємо:

- у випадку квадратної підошви $b = \sqrt{A_\phi} = \sqrt{4,8} = 2,2$;

Прийнятий розмір підошви фундаменту $a=b=2,4м.$

Розрахунковий опір ґрунту для фундаменту **Фм2** шириною $b=2,4м$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} \cdot (0,51 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 18,7 + 3,06 \cdot 4,95 \cdot 17,1 + (3,06 - 1) \cdot 2,48 \cdot 17,1 +$$

$$+ 5,66 \cdot 9) = 551,2 кПа.$$

Перевіряємо виконання наступних умов:

- середній тиск під підошвою фундаменту $\rho_{//} \le R$

$$\rho_{//} = \frac{N_{0//}}{\ell \times b} + \gamma_{m//} d = \frac{1794,3}{2,4 \cdot 2,4} + 17 \cdot 4,95 = 394,8 кПа.$$

- максимальний крайовий тиск під підошвою фундаменту $\rho_{max//} \le 1,2R$

$$\rho_{max//} = \frac{N_{0//}}{\ell \times b} + \gamma_{m//} d + \frac{6M_{y//}}{b \times \ell^2} = \frac{1794,3}{2,4 \cdot 2,4} + 17 \cdot 4,9 + \frac{6 \cdot 210,6}{2,4 \cdot 2,4^2} = 486,2 кПа.$$

$$\rho_{max//} = 486,2 кПа \le 1,2R = 661,4 кПа.$$

Умова виконується.

3.2.4 Розрахунок фундаменту

Фундамент Фм1

Розрахункове навантаження на фундамент N приймають з розрахунку колони першого поверху: $N=2158,4 кН.$

Розрахунковий тиск на грунт:

$$P_g = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{2158,4}{2,4 \cdot 2,4} = 374,7 кН / м^2.$$

Робоча висота плитної частини фундамента:

$$h_o = -\frac{h_{ef}}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P_g}} = -\frac{900}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{2158,4 \cdot 10^3}{0,75 + 0,375}} = 243мм,$$

де h_{ef} – розмір сторони підколонника.

Повна висота плитної частини фундаменту з урахуванням захисного шару $70мм$ $h = h_0 + 70 = 243 + 70 = 313мм$. Приймемо кратною $150мм$ і не менш за $600мм.$

Для нашого випадку приймемо висоту плитної частини фундаменту $600мм.$

Перевіряємо висоту нижнього уступу за умовою міцності на поперечну силу без поперечного армування в нахиленому перерізі:

$$Q \le 0,6 R_{bt} \cdot h_{01} \cdot b,$$

$$Q = 0,5(a - h_c - 2h_0) \cdot P_g =$$

$$= 0,5(2,4 - 0,4 - 2 \cdot 0,53) \cdot 374,7 = 179,1 кН < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 0,23 \cdot 2,4 = 248,4 кН,$$

де a – розмір підошви фундамента, h_c – розмір поперечного перерізу колони, h_0 – робоча висота плитної частини фундамента, h_{01} – робоча висота нижнього уступу фундамента, b – ширина розрахункового перерізу.

Умова міцності виконується.

Визначимо розрахункові згинальні моменти в перерізах I–I, II–II:

$$M_1 = 0{,}125 P_g (a - h_{cf})^2 \cdot a = 0{,}125 \cdot 374{,}7 (2{,}4 - 0{,}9)^2 \cdot 2{,}4 = 252{,}9 кН;$$

$$M_2 = 0{,}125 P_g (a - a_2)^2 a = 0{,}125 \cdot 374{,}7 (2{,}4 - 1{,}8)^2 \cdot 1{,}8 = 30{,}4 кНм.$$

Відповідно необхідна площа перерізу арматури на всю ширину фундамента:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0{,}9 H_0 \cdot R_s} = \frac{252{,}9 \cdot 10^6}{0{,}9 \cdot 530 \cdot 365} = 1453 мм^2,$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0{,}9 h_{02} \cdot R_s} = \frac{30{,}4 \cdot 10^6}{0{,}9 \cdot 530 \cdot 365} = 175 мм^2.$$

Приймаємо сітку з робочими стержнями в двох напрямках і кроком ***200мм*** і діаметром не меншим за ***10мм***.

На 1 м.п. необхідна площа перерізу арматури:

$$a_s = \frac{A_s}{a} = \frac{1453}{2{,}4} = 605 мм^2$$

Приймаємо сітку ***Ø14А-400***з кроком ***200мм***.

Підколонник армуємо конструктивно. Сітки підколонника виготовляємо з арматури ***Ø8А-240*** і встановлюємо з кроком $s = 200 мм$ по всій висоті стакана. Каркас підколонника виготовляємо з арматури ***Ø18А-400*** з кроком ***200мм*** (поздовжня) і ***Ø8А-400*** з кроком ***200мм*** (поперечна).

Фундамент Фм 2

Розрахункове навантаження на фундамент ***N*** приймають з розрахунку колони першого поверху: ***N=1794,3кН.***

Розрахунковий тиск на грунт:

$$P_g = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{1794{,}3}{2{,}4 \cdot 2{,}4} = 312 кН / м^2.$$

Робоча висота плитної частини фундамента:

$$h_o = -\frac{h_{ef}}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P_g}} = -\frac{900}{2} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{1794{,}3 \cdot 10^3}{0{,}75 + 0{,}312}} = 200 мм,$$

де h_{ef} – розмір сторони підколонника.

Повна висота плитної частини фундаменту з урахуванням захисного шару ***70мм*** $h = h_0 + 70 = 200 + 70 = 270 мм$. Приймемо кратною ***150мм*** і не менш за ***600мм.***

Для нашого випадку приймемо висоту плитної частини фундаменту ***600мм.***

Перевіряємо висоту нижнього уступу за умовою міцності на поперечну силу без поперечного армування в нахиленому перерізі:

$$Q \le 0{,}6 R_{bt} \cdot h_{01} \cdot b,$$

$$Q = 0{,}5(a - h_c - 2h_0) \cdot P_g =$$

$$= 0{,}5(2{,}4 - 0{,}4 - 2 \cdot 0{,}53) \cdot 312 = 146{,}6кН < 0{,}6 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}23 \cdot 2{,}4 = 248{,}4кН,$$

де a – розмір підошви фундамента, h_c – розмір поперечного перерізу колони, h_0 – робоча висота плитної частини фундамента, h_{01} – робоча висота нижнього уступу фундамента, b – ширина розрахункового перерізу.

Умова міцності виконується.

Визначимо розрахункові згинальні моменти в перерізах I–I, II–II:

$$M_1 = 0{,}125 P_g (a - h_{cf})^2 \cdot a = 0{,}125 \cdot 312(2{,}4 - 0{,}9)^2 \cdot 2{,}4 = 210{,}6кН;$$

$$M_2 = 0{,}125 P_g (a - a_2)^2 a = 0{,}125 \cdot 312(2{,}4 - 1{,}8)^2 \cdot 1{,}8 = 25{,}3кНм.$$

Відповідно необхідна площа перерізу арматури на всю ширину фундамента:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0{,}9 H_0 \cdot R_s} = \frac{210{,}6 \cdot 10^6}{0{,}9 \cdot 530 \cdot 365} = 1210мм^2,$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0{,}9 h_{02} \cdot R_s} = \frac{25{,}3 \cdot 10^6}{0{,}9 \cdot 530 \cdot 365} = 145мм^2.$$

Приймаємо сітку з робочими стержнями в двох напрямках і кроком $200мм$ і діаметром не меншим за $10мм$.

На 1 м.п. необхідна площа перерізу арматури:

$$a_s = \frac{A_s}{a} = \frac{1210}{2{,}4} = 504мм^2$$

Приймаємо сітку $Ø12A\text{-}400$ з кроком $200мм$.

Підколонник армуємо конструктивно. Сітки підколонника виготовляємо з арматури $Ø8A\text{-}240$ і встановлюємо з кроком $s = 200мм$ по всій висоті стакана. Каркас підколонника виготовляємо з арматури $Ø18A\text{-}400$ з кроком $200мм$ (поздовжня) і $Ø8A\text{-}400$ з кроком $200мм$ (поперечна).

3.2.5 Розрахунок осідання фундаментів

Фундамент Фм 1

Розрахунок осідання основи фундаменту виконано за методом елементарних шарів грунту в такій послідовності:

1. Середній тиск на підошву фундаменту:

$$p = \frac{N_{//} + \gamma_d d b \ell}{b \ell} = \frac{2158{,}4 + 17 \cdot 4{,}9 \cdot 2{,}4 \cdot 2{,}4}{2{,}4 \cdot 2{,}4} = 458кПа.$$

2. Вертикальні природні напруження на рівні підошви фундаменту:

$$\sigma_{zq0} = \sum \gamma_{//i} h_i = 17 \cdot 4{,}9 = 83{,}3кПа.$$

3. Додатковий середній тиск по підошві фундаменту:

$$p_0 = \sigma_{zp0} = p - \sigma_{zq0} = 458 - 83{,}3 = 374{,}7\,кПа.$$

4. Визначаємо шаг характерних точок по глибині від підошви фундаменту

$$z = \frac{\varsigma \cdot b}{z}$$

5. Додатковий середній тиск під центром фундаменту в характерних точках по глибині

$$\sigma_{zpi} = \alpha \cdot p_0, \text{ де } \quad \alpha = f\left(\varsigma = \frac{2 \cdot z}{b}; \eta = \frac{\ell}{b}\right)$$

а також природні напруження: $\sigma_{zqi} = \sum \gamma_{// i} \cdot h_i$

Примітка: якщо між характерними точками попадає границя між двома ІГЕ, то на границі слід ввести додаткову характерну точку.

6. Характерні точки розбиваємо по глибині до виконання умови:

при $E_i \rangle$ 5 Мпа, $\sigma_{zpi} \le 02\sigma_{zqi}$,

$$\sigma_{zpi} = 71{,}2 \le 0{,}2\sigma_{zqi} = 0{,}2 \cdot 374{,}7 = 74{,}9$$

7. Середнє значення додаткового середнього тиску в межах і-го елементарного шару грунту: $\sigma_{zpmi} = \frac{\sigma^{i\,i}_{zp} + \sigma^{i-1}_{zp}}{2}$

8. Товщина і-го елементарного шару грунту: $h_i = z_i - z_{i-1}$

Таблиця 2.8.

	z	$\varsigma = \frac{2 \cdot z}{b}$	α	$\sigma_{zqi} = \sum \gamma_{// i} \cdot h_i$	$\sigma_{zpi} = \alpha \cdot p_0$	$\sigma_{zpmi} = \frac{\sigma^{i\,i}_{zp} + \sigma^{i-1}_{zp}}{2}$
0	0	0	1,000	83,3	374,7	
1	0,8	0,7	0,804	96,9	301,3	338
2	1,6	1,3	0,507	110,5	213,6	257,5
3	2,3	1,9	0,311	122,4	116,5	165,1
4	3,1	2,6	0,190	136	71,2	93,9

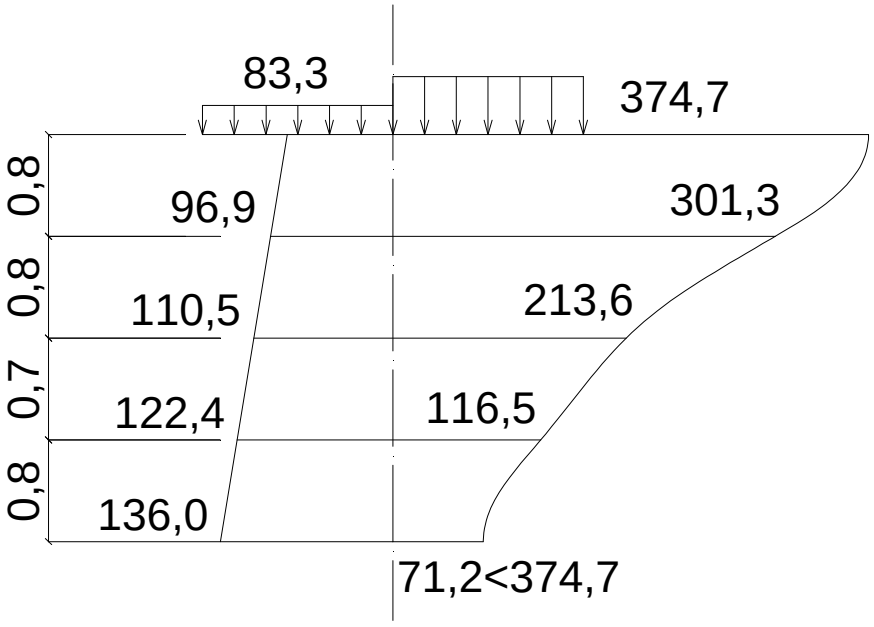


Рис. 3.6. Епюри розподілу додаткового середнього тиску під центром фундаменту та природних напружень в характерних точках по глибині в межах стисливої товщі.

9. Осідання і-го елементарного шару грунту: $s_i = \beta \frac{h_i \cdot \sigma_{zpmi}}{E_i}$

10. Осідання основи фундаменту становитиме: $s = \sum s_i$,

Осідання основи $s \langle [s]_u = 8см$.

Осідання основи фундаменту становитиме:

$$S = \frac{0,8 \cdot (0,8 \cdot 338 + 0,8 \cdot 257,5 + 0,7 \cdot 165,1 + 0,8 \cdot 93,9)}{17100} = 3,1см.$$

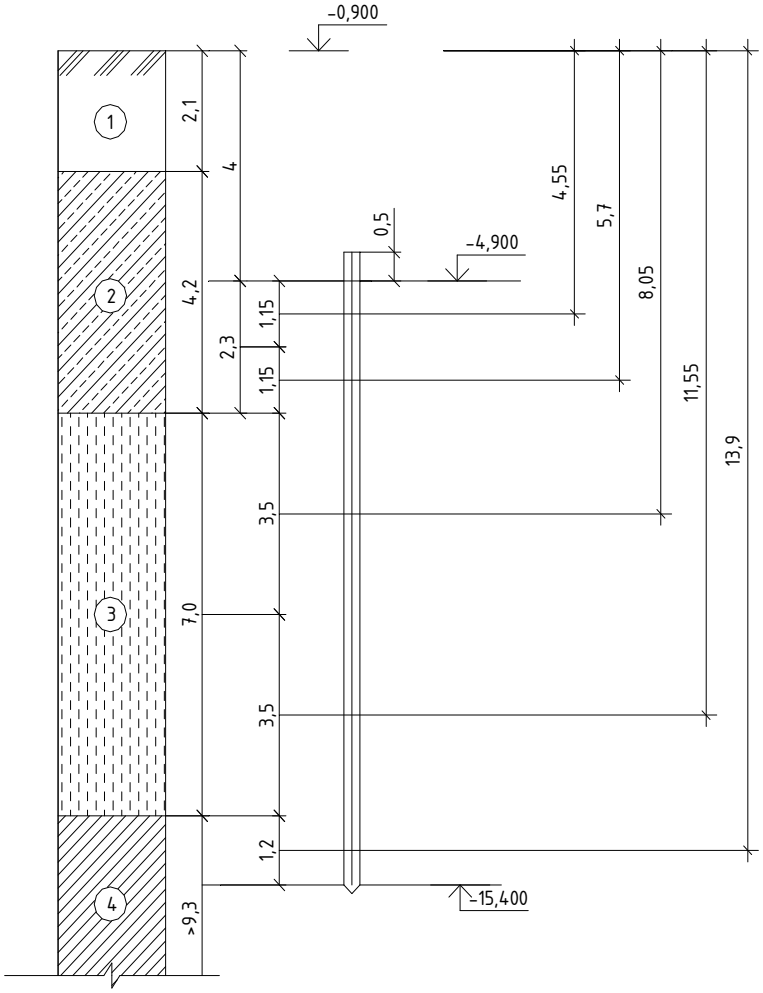
Осідання основи $s = 3,1см \langle [s]_u = 8см.$

Умова виконується.

Стислива товща ґрунту $H_c = n \cdot h_i = 3 \cdot 0,8 + 0,7 = 3,1м.$

Оскільки умова по фундаменту **Фм1,** який приймає на себе більше навантаження ніж **Фм2,** виконується, тоді можна сказати, що умова на просідання по **Фм2** також буде виконуватись.

3.3 Проектування палевих фундаментів



середня глибина розташування палі, м	fi (кПа)	y_{cf}	$y_{cf} f_i h_i$
4,55	28,05	1	1x28,05x1,15=32,26
5,7	30,4	1	1x30,4x1,15=34,96
8,05	6,0	1	1x6,0x3,5=21
11,55	6,0	1	1x6,0x3,5=21
13,9	50,0	1	1x50,0x1,2=60,0
			$Ey_{cf} f_i h_i$ =169,22

Рис. 3.7. Схема для розрахунку несучої здатності паль

3.3.1 Розрахунок несучої здатності паль

Несуча здатність висячої палі на вдавлюючі навантаження по грунту:

$$F_d = \gamma_c \left\lfloor \gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right\rfloor .$$

Розрахункове припустиме навантаження на палю по грунту:

$$F_{rs} = \frac{F_d}{\gamma_k} \geq N;$$

де, $\gamma_k = 1,4 -$ коефіцієнт надійності;

$\gamma_c = 1 -$ коефіцієнт умов роботи палі в грунті;

$\gamma_{cR} = 1, \gamma_{cf} = 1 -$ коефіцієнт умов роботи грунту відповідно під нижнім кінцем палі та на бічній поверхні згідно табл.3;

N – розрахункове навантаження , що передається на палю

Довжина палі: $L = \Delta_z + \sum h_{qi} + h_z$,

де $\Delta_z = (0,45 + 0,05)м -$ величина заробки палі у ростверк;

$\sum h_{qi} = 9,3м -$ висота прорізаємих шарів ґрунту;

$h_z = 1,2м -$ занурення палі в несучий шар.

$$L = 0,5 + 9,3 + 1,2 = 11м.$$

Приймаємо палі згідно з 1.011.1-10 ,,Сваи забивные железобетонные" С 11 – 30

Січення палі ***300х300 мм.***

Площа поперечного січення $A = 0,3x0,3 = 0,09м^2$.

Периметр поперечного січення $u = 1,2м^2$.

Глибина занурення нижнього кінця палі від природнього рівня ґрунту

$$d_c = d_z + h_1 + h_i + h_z = 4,0 + 2,3 + 7 + 1,2 = 14,5м.$$

Несучий шар ґрунту – суглинок важкий і середній,коричневий.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі згідно таблиць:

$R = 11700кПа$.

Розрахунковий опір на бічній поверхні забивних паль f_i, кПа приймаємо згідно таблиць.

Отже, несуча здатність висячої палі на вдавлюючі навантаження по грунту:

$$F_d = 1(1 \cdot 11700 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 169,22) = 1256кПа.$$

Розрахункове припустиме навантаження на палю по грунту:

$$F_{rs} = \frac{1256}{1,4} = 897,1 = F_q.$$

3.3.2 Конструювання палевого фундаменту

Ростверк РСм1

$N_{0/} = 2158,4кН$ – вертикальне розрахункове навантаження для І групи граничного стану на обрізі фундаменту;

$M_{y/} = 252,9кНм -$ момент відносно головних осей інерції для І групи граничного стану на обрізі фундаменту;

Середній тиск під підошвою ростверка:

$$P_q = \frac{F_q}{(3d)^2} = \frac{897,1}{(3 \times 0,3)^2} = 1107,5..$$

Площа підошви ростверку :

$$A_q = \frac{N_{0/}}{P_q - \gamma_f \gamma_m d_q} = \frac{2158,4}{1107,5 - 1,1 \cdot 17 \cdot 4,95} = \frac{2158,4}{1015,9} = 2,1м^2.$$

Приблизна вага ростверку:

$$N_q = \gamma_f A_q \gamma_m d_q = 1,1 \cdot 2,1 \cdot 17 \cdot 4,95 = 192,4кН.$$

Кількість паль:

$$n_p = \frac{\eta_m (N_{0/} + N_q)}{F_q} = \frac{1{,}1(2158{,}4 + 192{,}4)}{897{,}1} = 2{,}88$$ **-(приймаємо 4 палі).**

Розміщуємо палі в плані та визначаємо розміри ростверку (віддаль між осями забивних висячих паль повинна бути не менше 3d)

Розмір сторони ростверку:

- для рядового розташування паль:

$3d(n-1) + d + 200 = 3 \cdot 300(3-1) + 300 + 200 = 2100 мм.$

$b_p = 1800 мм -$ ширина ростверку,

$l_p = 2100 мм -$ довжина ростверку.

Виконуємо перевірку розрахункового навантаження на палю:
для відцентрово-навантаженого фундаменту:

$$N \le F_q;\ N_{p\,max} \le 1{,}2F_q.$$

$$N = \frac{N_/}{n_p}; \qquad N_{p\,max} = \frac{N_/}{n_p} + \frac{M_{y/}x}{\sum y_/^2};$$

Зусилля, що передаються на палі в рівні підошви:

$M_{y/} = 252{,}9 кНм -$ момент в рівні підошви ростверку.

Сумарне розрахункове навантаження на палі в рівні підошви

$N_/ = N_{0/} + N_q + N_{qq}$

$N_q = \gamma_f V_q \gamma_b = 1{,}1 \cdot 2{,}55 \cdot 25 = 70{,}13 кН -$ вага ростверку,

де $\gamma_f = 1{,}1 -$ коефіцієнт надійності по навантаженню.

$V_q = 0{,}45 \cdot 1{,}8 \cdot 2{,}1 + 0{,}9 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}05 = 2{,}55 м^3 -$ об'єм ростверку.

$\gamma_b = 25 kH / m^3 -$ питома вага залізобетону.

$N_{qq} = \gamma_f V_{qq} \gamma_/' = 1{,}1 \cdot 9{,}3 \cdot 17{,}1 = 174{,}9 кН -$ вага грунту на сходинах ростверку.

$\gamma_/' = 17{,}1 kH / m^3 -$ питома вага грунту засипки.

$N_/ = 2158{,}4 + 70{,}13 + 174{,}9 = 2403{,}43 \le F_{rs}.$

$$N = \frac{2403{,}43}{3} = 801{,}1.$$

$$N_{p\,max} = \frac{2403{,}43}{3} + \frac{252{,}9 \cdot 0{,}45}{(0{,}6 + 0{,}6)^2} = 801{,}1 + 79{,}03 = 880{,}13 \le 1{,}2F_{rs} = 1076{,}5.$$

Умова виконується.

Ростверк РСм2

$N_{0/} = 1794{,}3 кН$ – вертикальне розрахункове навантаження для I групи граничного стану на обрізі фундаменту;

$M_{y/} = 210{,}6 кНм -$ момент відносно головних осей інерції для I групи граничного стану на обрізі фундаменту;

Середній тиск під підошвою ростверка:

$$P_q = \frac{F_q}{(3d)^2} = \frac{897,1}{(3\times 0,3)^2} = 1107,5.$$

Площа підошви ростверку :

$$A_q = \frac{N_{0/}}{P_q - \gamma_f \gamma_m d_q} = \frac{1794,3}{1107,5 - 1,1\cdot 17\cdot 4,95} = \frac{1794,3}{1015,9} = 1,77\,м^2.$$

Приблизна вага ростверку:

$$N_q = \gamma_f A_q \gamma_m d_q = 1,1\cdot 1,8\cdot 17\cdot 4,95 = 164,9кН.$$

Кількість паль:

$$n_p = \frac{\eta_m (N_{0/} + N_q)}{F_q} = \frac{1,1(1794,3 + 164,9)}{897,1} = 2,4$$ **- (приймаємо 4 палі).**

Розміщуємо палі в плані та визначаємо розміри ростверку (віддаль між осями забивних висячих паль повинна бути не менше 3d)

Розмір сторони ростверку:

- для рядового розташування паль:

$$3d(n-1) + d + 200 = 3\cdot 300(3-1) + 300 + 200 = 2100мм.$$

$b_p = 1800мм -$ ширина ростверку,

$l_p = 2100мм -$ довжина ростверку.

Виконуємо перевірку розрахункового навантаження на палю:
для відцентрово-навантаженого фундаменту:

$$N \le F_q;\ N_{p\,max} \le 1,2F_q.$$

$$N = \frac{N_/}{n_p}; \qquad N_{p\,max} = \frac{N_/}{n_p} + \frac{M_{y/}x}{\sum y_/^2};$$

Зусилля, що передаються на палі в рівні підошви:

$M_{y/} = 210,6кНм -$ момент в рівні підошви ростверку.

Сумарне розрахункове навантаження на палі в рівні підошви

$$N_/ = N_{0/} + N_q + N_{qq}$$

$N_q = \gamma_f V_q \gamma_b = 1,1\cdot 2,79\cdot 25 = 70,13кН -$ вага ростверку,

де $\gamma_f = 1,1 -$ коефіцієнт надійності по навантаженню.

$V_q = 0,45\cdot 1,8\cdot 2,1 + 0,9\cdot 0,9\cdot 1,05 = 2,55м^3 -$ об'єм ростверку.

$\gamma_b = 25kH/m^3 -$ питома вага залізобетону.

$N_{qq} = \gamma_f V_{qq} \gamma_/' = 1,1\cdot 9,3\cdot 17,1 = 174,9кН -$ вага грунту на сходинах ростверку.

$\gamma_/' = 17,1kH/m^3 -$ питома вага грунту засипки.

$$N_/ = 1794,3 + 70,13 + 174,9 = 2039,33 \le F_{rs}.$$

$$N = \frac{2039,33}{3} = 679,8.$$

$$N_{p\,max} = \frac{2039,33}{3} + \frac{210,6\cdot 0,45}{(0,6+0,6)^2} = 679,8 + 65,8 = 745,6 \le 1,2F_{rs} = 1076,5.$$

Умова виконується.

Для остаточного вибору проектного рішення основ і фундаментів, були розглянуті і розроблені два варіанти влаштування фундаментів. З точки зору їх техніко - економічної доцільності були запроектовані монолітні стовчачті фундаменти під будівництво Медичного реабілітаційного центру. Техніко-економічне порівняння проектних варіантів приведені в укрупнених одиничних розцінках на земляні роботи, влаштування фундаментів. Техніко-економічне порівняння наведене в таблиці 2.9.

Таблиця 2.9. Порівняння варіантів фундаментів по вартості

№ п/п	Найменування робіт	од. вимір.	Вартість за од. виміру, грн.	К-кість	Загальна вартість, грн.
1	2	3	4	5	6
I варіант фундаментів					
А. Земляні роботи					
1	Розробка грунтів глубиною до 4 м	$м^3$	Не враховуємо, оскільки об'єм земляних робіт в обох варіантах однакові		
2	Доопрацювання грунту вручну	$м^3$			
3	Зворотня засипка з пошаровим ущільненням	$м^3$			
Б. Влаштування фундаментів					
1	Влаштування підготовки під фундаменти	$м^3$	***25,4***	***0,7***	***17,8***
2	Влаштування монолітних з/б фундаментів	$м^3$	***75,4***	***5,2***	***392,1***
Всього					***409,9***
II варіант фундаментів					
А. Земляні роботи					
1	Розробка грунтів глубиною до 4 м	$м^3$	Не враховуємо, оскільки об'єм земляних робіт в обох варіантах однакові		
2	Зворотня засипка з пошаровим ущільненням	$м^3$			
Б. Влаштування фундаментів					
1	Влаштування з/б паль	шт	***137,1***	***4***	***548,4***
2	Влаштування підготовки під ростверк	$м^3$	***25,4***	***0,46***	***11,7***
3	Влаштування монолітних з/б ростверків	$м^3$	***75,4***	***2,4***	***181***
Всього					***741,1***

РОЗДІЛ 4

ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

4.1. Визначення номенклатури та об’ємів робіт

Номенклатура і об'єми робіт на зведення будівлі визначені на підставі архітектурних і конструктивних креслень. Перелік робіт відповідає деталізації робіт, прийнятих в РЕКН. У початковій номенклатурі вказуються роботи:

- роботи, що виконуються у підготовчий період;
- земляні роботи;
- роботи по зведенню підземної частини об'єкта (нульовий цикл);
- роботи по зведенню надземної частини об'єкта (надземний цикл);
- покрівельні роботи;
- опоряджувальні роботи;
- спеціальні види робіт.

Таблиця 4.1. Відомість визначення номенклатури та об’ємів робіт по будівництву

N п/п	Види робіт	Ескізи,формули підрахунку	Од.вим. за РЕКН	Кількість		
				1захв.	2захв	3захв
1	2	3	4	5	6	7
І. Підготовчий період						
1	Планування території	93,8х41+21х41	1000м^2	4,7068		
ІІ. Земляні роботи						
2	Зрізання рослинного шару грунту бульдозером Д271	93,8х41+21х41	1000м^2	4,7068		
3	Разробка котловану экскаватором	$V_{к.}=(F_1+F_2)h/2$	100м^3	32,10	35,84	32,10
4	Знімання недобору грунту вручну	$V_{добр.}=V_{к.}$х0,1	м^3	321	358,4	321
ІІІ.Підземна частина						
5	Влаштування бетонної підготов. під фундаменти	axbxh	100м^3	0,183	0,203	0,183

1	2	3	4	5	6	7
6	Влаштування монолітних фундаментів	axbxh	м^3	140,4	130	140,4

7	Гідроізоляція цокольних блоків	axb	100м^2	3,88	3,74	3,88
8	Монтаж колон в стакани фундамент. вагою до 2 т		шт.	27	30	27
9	Влаштування стиків колони з фундамент.		шт.	27	30	27
10	Зворотня засипка котловану		100м^3	7,74	8,84	7,74
11	Монтаж ригелів масою до 1 т		шт.	9	6	9
12	Монтаж ригелів масою до 2 т		шт.	13	22	13
13	Електрозварювання колон з ригелями	1 ригель - 1 м.п.	10м.п.	2,2	2,8	2,2
14	Влаштування стиків колон з ригелем	1 ригель - 2 стика	шт.	44	56	44
15	Монтаж діафрагм жорсткості		шт.	4	5	4
16	Електрозварювання діафрагм	1 діафрагма - 2 м.п.	м.п.	8	10	8
17	Влаштування стиків між колоною і діафрагмою	1 діафрагма - 5,7 м.п.	100м.п.	0,228	0,285	0,228
18	Монтаж сходових маршів		шт.	2	3	2
19	Електрозварювання сходових маршів	1 марш - 1 м.п.	10м.п.	0,2	0,3	0,2
20	Монтаж елементів збірних ліфтових шахт		шт.	-	5	-
21	Монтаж плит перекриття		шт.	54	65	54
22	Монтаж цокольних блоків		шт.	270	264	270
23	Зворотня засипка пазух котловану		м^3	210,3	156,2	210,3
1	2	3	4	5	6	7
24	Ущільнення ґрунту	пошарово 20см	м^3	210,3	156,2	210,3
IV.Надземна частина						
25	Монтаж конструкцій першого поверху		шт.	153	161	153

26	Монтаж конструкцій другого поверху		шт.	153	161	153
27	Монтаж конструкцій третього поверху		шт.	153	161	153
28	Монтаж конструкцій четвертого поверху		шт.	153	161	153
29	Монтаж конструкцій технічного поверху		шт.	151	151	151
30	Цегляна кладка зовнішньої самонесучої стіни	axbxh	$м^3$	641,8	363,5	641,8
V.Покрівельні роботи						
31	Влаштування пароізоляції	axb	$100м^2$	5,75	5,44	5,75
32	Влаштування утеплювача					
33	Влаштування стяжки з керамзитобетону					
34	Влаштування покриття з руберoїду					
VI.Опоряджувальні роботи						
35	Монтаж вікон	axb	$100м^2$	2,60	4,04	2,67
36	Влаштування гіпсокартонних перегородок	axb	$м^2$	3348,6	3363	3322,3
37	Монтаж дверей	axb	$100м^2$	2,52	2,28	2,43
38	Шпаклювання стелі	Lxh	$100м^2$	28,77	28,48	28,77
39	Шпаклювання стін	Lxh	$100м^2$	14,49	6,43	14,43
40	Фарбування стелі	Lxh	$100м^2$	28,77	28,48	28,77
1	2	3	4	5	6	7
41	Фарбування стін	Lxh	$100м^2$	14,49	6,43	14,43
42	Влаштування гідроізоляції підлоги	axb	$100м^2$	28,77	28,48	28,77
43	Влаштування стяжки зі шлакобетону	axb	$100м^2$	28,77	28,48	28,77

44	Влаштування цементно-піщаної стяжки	axb	100м^2	28,77	28,48	28,77
45	Покриття підлоги керамічною плиткою	axb	м^2	2877,2	2848	2877,2
46	Штукатурка фасаду	axb	100м^2	12,59	8,18	12,64
47	Фарбування фасаду	axb	100м^2	12,59	8,18	12,64
VII.Спеціальні роботи						
48	Опалення і вентиляція		%	15		
49	Водопостачання і каналізація		%	14		
50	Електрифікація		%	10		
51	Благоустрій території		%	10		
52	Невраховані роботи		%	10		
53	Здача об’єкта		%	0,2		

Розробка калькуляції трудомісткості і затрат машинного часу

Технологічні розрахунки складаються за даними калькуляції трудових витрат і заробітної платні і є основою для побудови графіка виробництва робіт. Для нескладних процесів графіки виробництва робіт будуються безпосередньо за даними калькуляції.

У калькуляції визначаються усі затрати праці, машин і заробітна плата робітників на ведення робіт по кожному процесу, а також по всьому комплексу робіт по зведенню будівлі.

Таблиця 4.2. Калькуляція трудозатрат і заробітної плати

Номер процесу	Параграф ЕНиР	Назва процесу	Одиниці виміру	Обсяг робіт			На одиницю виміру		На весь обсяг				Склад ланок по ЕНиР
									Затрати праці, 1захв 2захв 3захв			Сума зарпл. грн.	
				1 захватка	2 захватка	3 захватка	Норма часу, люд-год. маш-год.	Розцінка, грн., коп.	люд-год. маш-год	люд-год. маш-год	люд-год. маш-год		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
І. Підготовчий період													
1	2-1-35	Планування території	1000 м^2	4,707			0,29	30,7	0,99			144,3	Машин. 6розр.-1
ІІ. Земляні роботи													
2	2-1-5	Зрізання рослинного шару бульдозером Д271	1000 м^2	4,707			1,8	91	8,5			428,3	Машин. 6розр.-1
3	2-1-10	Разробка котловану экскаватором	100м^3	32,10	35,84	32,10	2,3	44	73,8	82,4	73,8	4401,8	Машин. 6розр.-1
4	2-1-44	Знімання недобору грунту вручну	м^3	321	358,4	321	1,3	83,2	417,3	465,9	417,3	83233	Землекоп 2розр.-1
ІІІ.Підземна частина													
5	4-1-48	Влаштування бетонної підготовки під фундаменти	100м^3	0,183	0,203	0,183	18 6,1	13 32	3,3 1,1	3,7 1,2	3,3 1,1	7,4 18,2	Слюсар 4розр.-1 Бетонув. 2розр.-1 Машин. 4розр.-1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
6		Влаштування монолітних фундаментів	$м^3$	140,4	156	140,4	Див.техн.карту на влашт. фунд		444,5 28	490,6 29,5	444,5 28	102942	
7	4-1-4	Монтаж колон в стакани фундамент. вагою до 2 т	шт.	27	30	27	2,4 0,24	80 25,4	64,8 6,5	72 7,2	64,8 6,5	6720 2133,6	Монтажн. 5р.4р.2р.-1 Зрозр.-2 Машин. 6розр.-1
8	4-1-25	Влаштування стиків колони з фундаментом	шт.	27	30	27	1,2	89,4	32,4	36	32,4	7509,6	Монтажн. 4розр.-1 Зрозр.-1
9	2-1-34	Зворотня засипка котловану	$100м^3$	7,74	8,84	7,74	1	105,9	7,74	8,84	7,74	2575,5	Машин. 6розр.-1
10	4-1-6	Монтаж ригелів масою до 1 т	шт.	9	6	9	1 0,2	74,8 21,2	9 1,8	6 1,2	9 1,8	1795,2 508,8	Монтажн. 5р.4р.2р.-1 Зрозр.-2 Машин. 6розр.-1
11	4-1-6	Монтаж ригелів масою до 2 т	шт.	13	22	13	1,4 0,28	105 29,7	18,2 3,6	30,8 6,2	18,2 3,6	5040 1425,6	Монтажн. 5р.4р.2р.-1 Зрозр.-2 Машин. 6розр.-1
12	22-1-5	Електрозварювання колон з ригелями	10м.п.	2,2	2,8	2,2	13	83	28,6	36,4	28,6	597,6	Електрозварювальник 6р.5р.-1 4р.3р-1
13	4-1-25	Влаштування стиків колон з ригелем	шт.	44	56	44	0,97	72,3	42,7	54,3	42,7	10411	Монтажн. 4розр.-1 Зрозр.-1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
14	4-1-8	Монтаж діафрагм жорсткості	шт.	4	5	4	1,2 0,3	91,2 31,8	4,8 1,2	6 1,5	4,8 1,2	1186 413	Монтажн. 5р.4р.3р.-1 2розр.-1 Машин. 6розр.-1
15	22-1-5	Електрозварювання діафрагм	10м.п.	0,8	1,0	0,8	13	83	10,4	13	10,4	215,8	Електрозварювальник 6р.5р.-1 4р.3р-1
16	4-1-26	Влаштування стиків між колоною і діафрагмою	100м.п.	0,228	0,285	0,228	18,5	78	4,2	5,3	4,2	57,8	Монтажн. 4розр.-1 3розр.-
17	4-1-10	Монтаж сходових маршів	шт.	2	3	2	2,8 0,7	204 74,2	5,6 1,4	8,4 2,1	5,6 1,4	1428 519,4	Монтажн. 3р.2р.-1 4розр.-2 Машин. 6розр.-1
18	22-1-5	Електрозварювання сходових маршів	10м.п.	0,2	0,3	0,2	13	83	2,6	3,9	2,6	58,1	Електрозварювальник 6р.5р.-1 4р.3р-1
19	4-1-15	Монтаж елементів збірних ліфтових шахт	шт.	-	5	-	1,1 0,28	85 29,7	-	5,5 1,4	-	425 148,5	Монтажн. 5р.4р.3р.-1 Машин. 6розр.-1
20	4-1-7	Монтаж плит перекриття	шт.	54	65	54	0,88 0,22	62,3 23,3	47,5 11,9	57,2 14,3	47,5 11,9	10778 4030,9	Монтажн. 4р.3р.-2 2розр.-1 Машин. 6розр.-1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
21	4-1-1	Монтаж цокольних блоків	шт.	270	264	270	0,78 0,26	55,4 27,6	210,6 70,2	205,9 68,6	210,6 70,2	44541 22190	Монтажн. 4р.3р.2р.-1 Машин. 6розр.-1
22	11-40	Гідроізоляція цокольних блоків	100м^2	3,88	3,74	3,88	11,5	17	44,6	43	44,6	195,5	Гідроізол. 4розр.-1 3розр.-1 2розр.-1
23	2-1-34	Зворотня засипка пазух котловану	м^3	210,3	156,2	210,3	0,43	45,6	90,4	67,2	90,4	26302	Машин. 6розр.-1
24	2-1-59	Ущільнення грунту	100м^2	4,71	4,86	4,71	4,8	7	22,6	23,3	22,6	100	Землекоп 2розр.-1
IV.Надземна частина													
25		Монтаж конструкцій першого поверху	шт.	153	161	153	Див.техн.карту на влашт.тип. ярусу		586,2 80,8			43968	
26		Монтаж конструкцій другого поверху	шт.	153	161	153			586,2 80,8			43968	
27		Монтаж конструкцій третього поверху	шт.	153	161	153			586,2 80,8			43968	
28		Монтаж конструкцій четвертого поверху	шт.	153	161	153			586,2 80,8			43968	
29		Монтаж конструкцій технічного поверху	шт.	151	151	151			564,3 75,4			41752	
30	3-3	Цегляна кладка зовнішньої самонесучої стіни	м^3	641,8	363,5	641,8	3,7	76	2374	1344	2374	125179	Муляр 4розр.-1 3розр.-1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
V.Покрівельні роботи													
31	7-13	Влаштування пароізоляції	100м^2	5,75	5,44	5,75	6,7	49	38,5	36,4	38,5	830	Покрівельн 3розр.-1 2розр.-1
32	7-14	Влаштування утеплювача					5	35	28,8	27,2	28,8	592,9	Покрівельн 3розр.-1 2розр.-1
33	7-15	Влаштування стяжки з керамзитобетону					6,8	83	39,1	36,9	39,1	1406	Покрівельн 4розр.-1 3розр.-1 2розр.-1
34	7-2	Влаштування покриття з руберoїду					15,2	225,9	87,4	82,7	87,4	3826,8	Покрівельн 4розр.-1 3розр.-1 2розр.-1
VI.Опоряджувальні роботи													
35	6-13	Монтаж вікон	100м^2	2,60	4,04	2,67	20	30	52	80,8	53,4	279,3	Столяр 4розр.-1 2розр.-1
36	4-1-32	Влаштування гіпсокартонних перегородок	м^2	3348,6	3363	3322,3	0,12	9,5	401,8	403,6	398,7	95322	Монтажн. 4розр.-2 3розр.-1
37	6-13	Монтаж дверей	100м^2	2,52	2,28	2,43	18	87	45,4	41,1	43,7	629	Столяр 4розр.-1 2розр.-1
38	8-1-2	Шпаклювання стелі	100м^2	28,77	28,48	28,77	3,4	69	97,8	96,8	97,8	5935,4	Штукатур 5розр.-1 4розр.-1
39	8-1-2	Шпаклювання стін	100м^2	14,49	6,43	14,43	3,4	69	49,3	21,9	49,1	2439,2	Штукатур 5розр.-1 4розр.-1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
40	8-1-15	Фарбування стелі	100м^2	28,77	28,48	28,77	3,9	55	112,2	111,1	112,2	4731,1	Маляр 5розр.-1
41	8-1-15	Фарбування стін	100м^2	14,49	6,43	14,43	3,2	91	46,4	20,6	46,2	3216,9	Маляр 5розр.-1
42	Т-68	Влаштування гідроізоляції підлоги	100м^2	28,77	28,48	28,77	3,67	69,6	105,6	104,5	105,6	5987	Ізолювальн 3розр.-1 2розр.-1
43	19-37	Влаштування стяжки зі шлакобетону	100м^2	28,77	28,48	28,77	4,7	29	135,2	133,9	135,2	2494,6	Бетонувал. 3розр.-1
44	19-43	Влаштування цементно-піщаної стяжки	100м^2	28,77	28,48	28,77	18,5	58	532,2	526,9	532,2	4989,2	Бетонувал. 3розр.-2 2розр.-1
45	19-19	Покриття підлоги керамічною плиткою	м^2	787,8			0,64	47,7	504,2			37578	Облицюв. 4розр.-1 3розр.-1
46	8-1-2	Штукатурка фасаду	100м^2	12,59	8,18	12,64	3,4	90	42,8	27,8	43,0	3007	Штукатур 5розр.-1
47	8-1-18	Фарбування фасаду	100м^2	12,59	8,18	12,64	3,2	91	40,3	26,2	40,4	3040,3	Маляр 5розр.-1
		Загальні трудозатрати							$\frac{24384,2}{1213,3}$			1190358	
VII.Спеціальні роботи													
48		Опалення і вентиляція	%	15					3840			184547,5	
49		Сантехнічні роботи	%	5					1280			61515,8	
50		Електрифікація	%	3					768			36909,5	
51		Благоустрій території	%	2					512			24606,3	
52		Невраховані роботи	%	10					2560			123031,7	
53		Здача об’єкта	%	1					260,6			12303,2	

Загальні трудозатрати $\frac{24384,2 люд.-год}{1213,3 маш.-год}$.

Зарплата на весь об'єм робіт 1673230,5 грн.

4.2. Вибір методів виконання робіт

Елементи монтуються роздільним методом, тобто кран встановлює послідовно, в самостійних потоках, елементи одного найменування. Спочатку встановлюються на монтажній ділянці усі колони, після влаштування стиків колон на них укладаються усі ригелі, по ригелях - плити перекриття і так далі. Послідовність установки елементів в проектне положення вказані на листах шляхом нумерації на поетапних монтажних планах будівлі.

Для забезпечення потокового ведення будівельних процесів, максимально можливого поєднання їх в часі, будівля поділена на 3 захватки. В межах кожної захватки призначено 6 монтажних ярусів. За ярус прийнятий один поверх. Розмір захватки в плані дорівнює розміру однієї секції :

1 захватка - в осях 1-5 - 26,4 м, в осях Г-Н - 21,0 м;

2 захватка - в осях 6-10 - 21,0 м, в осях А-К - 30,0 м;

3 захватка - в осях 11-15 - 26,4 м, в осях Г-Н - 21,0м.

4.3 Підбір монтажних кранів

4.3.1 Вибір баштових кранів

Основними параметрами монтажних баштових кранів є:

– величина вантажного моменту $M_{ван}$ (або вантажопідйомність G);

– висота підйому гака $H_Г$;

– виліт стріли крана $L_{стр}$.

Розрахунок необхідних параметрів для баштових кранів:

1) необхідна вантажопідйомність: $G = G_м + \sum g$

$G_м$ – маса елемента, т;

$\sum g$ – маса монтажних пристосувань та технологічного оснащення, яке встановлюється на монтованому елементі до підйому разом із ним, т.

$G_{діафрагма} = 6,3 + 0,08 = 6,38$ т,

$G_{плита} = 2,8 + 0,08 = 2,88$ т,

$G_{колона} = 2 + 0,06 = 2,06$

2) необхідна висота підйому гака: $H_Г = h_0 + h_з + h_е + h_с$

$H_{діафрагма} = 10,8 + 0,5 + 3,3 + 3 = 17,6 м,$

$H_{плити} = 20,4 + 0,5 + 0,22 + 3 = 24,12 м,$

$H_{колона} = 17,4 + 0,5 + 3,3 + 2 = 23,2 м$

де h_0 – перевищення опори монтованого елемента над рівнем стоянки крана (для кранів встановлених на землі), або над рівнем встановлення на будівлі чи споруді, м;

$h_з$ – запас по висоті, необхідний за умовою монтажу для наведення конструкції над місцем встановлення або переносу її через змонтовані конструкції, $h_з \geq 0{,}5$ м;

h_e – висота елемента в монтажному положенні, м;

h_c – висота стропувальних пристроїв у робочому положенні від верху монтованого елемента до низу гака крана, м.

3) необхідний виліт стріли: $L_{ñòð.} = a/2 + b + c + r_n$

$$L_{стр.} = 8/2 + 2{,}25 + (30 + 0{,}2 + 0{,}51) = 36{,}96м,$$

де a – ширина підкранової колії, м;

b– відстань від підкранової колії до найбільш виступаючої частини будівлі (стіни, еркера, пілястри), м;

c – ширина будівлі від її грані з боку крана до осі протилежної поздовжньої стіни або до центра ваги найвіддаленішого від крана збірного елемента, м.

r_n – радіус габарита поворотної платформи, м.

Відстань від осі обертання крана до найближчої виступаючої частини будівлі повинна бути на 0,75 м більшою за радіус r_n габарита нижньої частини крана. Для крана КБ-503А.1 $r_n=5{,}5м$.

За визначеними параметрами підбираємо кран **КБ–503А.1**:

- вантажопідйомність 5,7 – 10т,(5,7т–при макс.вильоті);
- висота підйому 53м;
- виліт стріли 40м.

Відстань від осі обертання крана до найближчої виступаючої частини будівлі повинна бути на 0,75 м більшою за радіус r_n габарита нижньої частини крана. Для крана КБ-503А.1 $r_n=5{,}5м$. Тому $6{,}25 = a/2 + b = 8/2 + 2{,}25$. $6{,}25-0{,}75=5{,}5м= r_n$.

4.3.2 Вибір самохідних стрілових кранів

1) необхідна відстань від рівня стоянки крана до верху стріли:
   $H_c = h_0 + h_з + h_e + h_c + h_n = 17{,}4 + 0{,}5 + 0{,}22 + 3 + 3 = 24{,}12м,$
   де h_n – висота поліспаста в стягнутому стані.
2) найменший виліт стріли: визначено графічно (рис.4.2).
   $L_{стр.}=36{,}5м$.
3) найменша необхідна довжина стріли: визначено графічно (рис.4.2).
   $l=41{,}7м$.

Для визначення графічним способом будується схема монтажу (див. рис. 4.2.). У площині опори монтованого елементу проводиться горизонтальна лінія довжиною 1 м, тобто величина безпечного наближення осі стріли крана до раніше встановленої конструкції (точка С). Потім через центр нерухомого блока А і точку С проводимо пряму лінію до перетину з горизонтальною лінією, проведеною через п’яту стріли, на висоті 1,5 м від рівня стоянки крана

(точка D). Відстань AD визначає довжину стріли l, а FE – виліт стріли $L_{стр}$.

В даному випадку необхідно збільшення розрахункового вильоту стріли, використовуємо крани, обладнані гуськом. Монтаж плит покриття ведеться допоміжним гаком, а інших конструкцій – основним гаком. Якщо кран обладнують гуськом, у зв'язку з раціональнішим використанням параметрів, найменша довжина стріли для цього варіанту обладнання визначається за формулою:

$$l_{ä} = \frac{h_0 - h_{ø}}{\sin\alpha} - \frac{l_1 \cdot tg\varphi}{\cos\alpha} = \frac{17,4 - 1,5}{\sin 76^\circ} - \frac{5,5 \cdot tg14^\circ}{\cos 76^\circ} = 16,4 - 5,7 = 10,7 ì \ ,$$

де α - кут нахилу стріли до горизонту, при якому її проекція буде найменшою, α = 80…76°;

β - кут нахилу гуська до горизонту, β = 0…15°;

$L_г$ - довжина гуська, прийнята відповідно до стандартного сортаменту, м.

$$l_1 = l_2 - (e + c + d) = 10 - (0,5 + 1 + 3) = 5,5 ì \ .$$

$$l_2 = L_Г \cos\beta = L_Г \cos 0^\circ = 10 \cdot 1 = 10 м.$$

За визначеними параметрами підбираємо кран СКГ-63Д:

- вантажопідйомність 25-8,5т;
- висота підйому 30,6м;
- виліт стріли 18м.

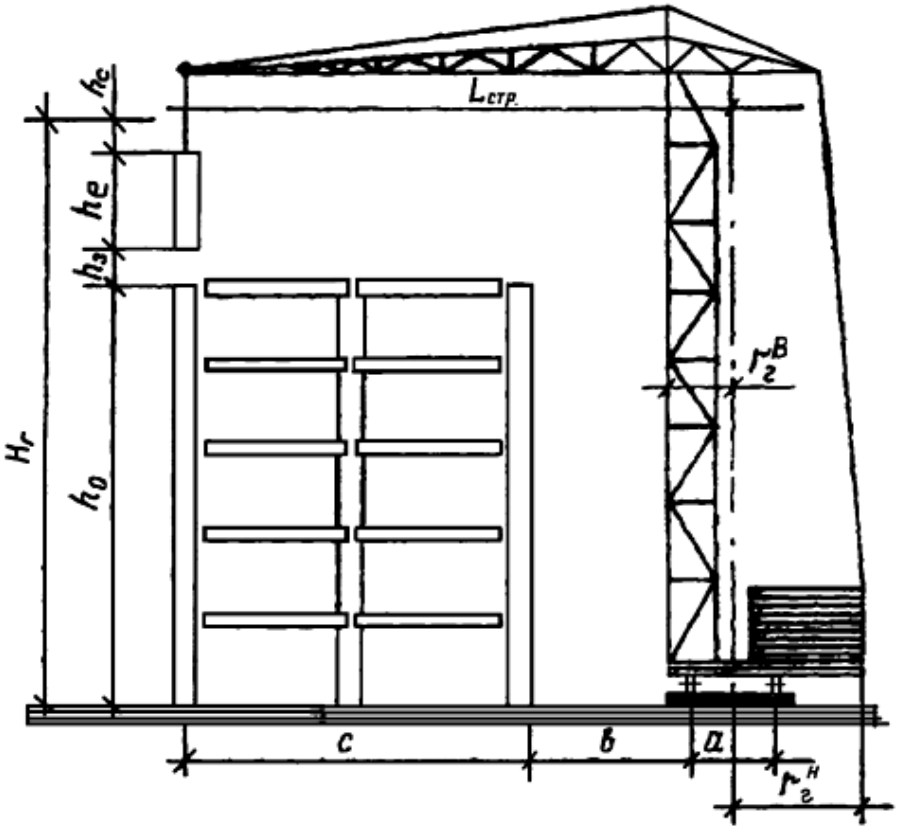


Рис.3.1. Схема визначення монтажних характеристик баштового крана

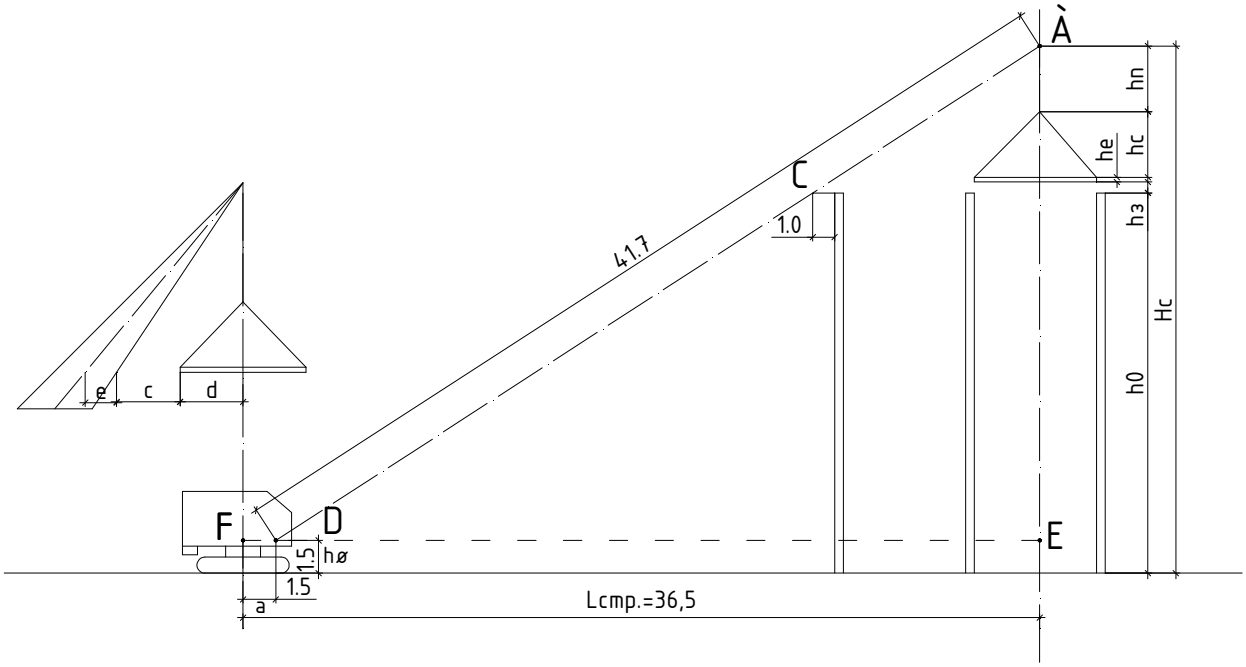


Рис.4.2. Схема визначення монтажних характеристик самохідного стрілового крана

Таблиця 4.3. Форма для попереднього вибору крана

Назва і, марка монтажних елементів	Монтажні параметри елементів конструкцій			Необхідні параметри крана				
	Маса, т	Необхідна висота підйому, м	Необхідна глибина подачі, м	Вантажопідйомність, т	Висота підйому гака, м	Виліт гака, м	Довжина стріли, м	Тип та марка крана
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Діафрагма жорсткості	6,3	17,6	24	10	53	-	40	КБ503А.1
				25	36	18	36	СКГ-63Д
Плита покриття	2,88	24,12	27	10	53	-	40	КБ503А.1
				25	36	18	36	СКГ-63Д
Колона	2,06	23,2	24	10	53	-	40	КБ503А.1
				25	36	18	36	СКГ-63Д

Підбір крану проводимо за оптимальними параметрами по вантажопідйомності, висоті підйому, вильоті стріли. Оскільки маса найважчої конструкції становить 6,3т тому вибираємо баштовий кран КБ-503А.1 з вантажопідйомністю 10т.

4.4 Визначення необхідності у транспортних засобах

Транспортні засоби вибираємо для доставки конструкцій на будівельний майданчик.

Для доставки конструктивних елементів використовуємо човниковий метод, оскільки він є найефективнішим, так як з терміну циклу виключається час на завантаження та розвантаження, а враховується час на причеплення та відчеплення причепів, який значно менший часу завантаження і розвантаження.

При виборі транспортних засобів враховуємо їх вантажопідйомність, масу, габарити, кількість та асортимент вантажу, віддаль перевезення. Підбираємо їх таким чином, щоб коефіцієнт використання вантажопідйомності не був меншим за 0,7 для кожного монтажного елемента згідно з таблицею 3.1.

Змінну експлуатаційну продуктивність однієї транспортної одиниці визначаємо для кожного виду конструкцій. Пізніше, для човникового способу руху транспортних засобів визначаємо:

- тривалість циклу руху транспортних засобів;
- потребу в автотранспортних засобах для перевезення та компонування кожної монтажної ділянки одним видом конструкцій;
- кількість рейсів кожної машини для одного виду конструкцій за зміну.

Змінна експлуатаційна продуктивність однієї транспортної одиниці:

$$П_е = \frac{60 G_н T_{зм} k_{вв} k_r}{t_{ца}}, \text{ (т/зм);}$$

де G_n – номінальна вантажопідйомність транспортної одиниці (із причепом), т;

$T_{зм}$ – час чистої роботи транспортної одиниці за зміну, (год.). Приймаємо 7,5 год;

$k_{в.в.}$ – коефіцієнт використання вантажопідйомності транспортної одиниці;

$$k_{вв} = \frac{m_i \cdot a}{G_н},$$

де m_i – маса одного елемента, т;

a – кількість перевезених елементів за один рейс, штук;

k_r – коефіцієнт використання машин у часі. Приймаємо 0,8;

$t_{ца}$ – тривалість робочого циклу автомобіля, для човникового способу:

$$t_{öà} = t_1 + \frac{2 \cdot 60 L}{V_{ñð}} + t_2 = 10 + \frac{2 \cdot 60 \cdot 15}{19} + 15 = 120, \text{ хв. або 2 год;}$$

де t_1, t_2 – час заміни причепів відповідно на заводі та будівельному майданчику (10-15хв.);

L – відстань транспортування (15 км);

V – середня швидкість транспортування (19 км/год).

Таблиця 4.4. Транспортні засоби та їх технічна характеристика

№ п/п	Назва збірного елемента	Вага ел-ту, т	Розміри елементу, мм	Транспортний засіб	Вантажопідйомність G_n, т	Кількість ел-тів за один рейс	Коефіцієнт використання $k_{вв}$	Зм. експлуатац. продуктивність $П_е$, т/зм
1	Фунд. блок	0,5	400х500 х900	МАЗ-504Б з напівпричепом-платформою ПК-10	10	20	1	1,5
2	Колона	2	400х400 х4950	МАЗ-504 з напівпричепом-платформою УПП-37	12	6	1	6
3	Ригель	1	450х200 х3000	МАЗ-504Б з напівпричепом-платформою П-12М,	14	14	1	3
4	Ригель	2	450х200 х6000	КрАЗ-258 з напівпричепом-платформою П-12А	24	12	1	6
5	Плита	2,6	6000х1500 х220	МАЗ-200 з напівпричепом-платфрмою НАМИ-790	16	6	0,975	7,8
6	Плита.	3,5	7200х1500 х220	КрАЗ-258 з напівпричепом-платформою УПП-16	24	6	0,875	10,5
7	Плита	1,4	3000х1500 х 220	ГАЗ-53А	4	2	0,7	4,2
8	Діафрагма	6,3	5600х3000 х140	МАЗ-504 з напівпричепом-панелевозом платфрмою НАМИ-790	16	2	0,789	18,9
9	Сходовий марш	5,8	6000х1500 х220	КрАЗ-221 з напівпричепом-платформою ПР-20	20	3	0,87	17,4
10	Цегла	3,3	250х120 х65	Цегловоз КВ-3-У	10	3	0,99	9,9

4.5 Розробка технологічних карт на виконання будівельних процесів

4.5.1. Технологічна карта на влаштування фундаментів

Сфера застосування

Технологічна карта розроблена на бетонування фундаментів мілкого закладання під колони 6-ти поверхового 3-х секційного медичного реабілітаційного центру, з висотою поверху 3,3 м, на першу захватку в осях 1–5 і Д–Н. Для бетонування фундаментів передбачено застосування бетононасосів. Роботи проводяться у дві зміни у весняний період.

Організація і технологія будівельного процесу

1. До початку бетонування фундаментів мають бути виконані наступні роботи:
- організовано відведення поверхневих і ґрунтових вод і підготовлена основа; - закінчена установка опалубки (окрім опалубки стакана), арматури і закладних частин;
- влаштовані необхідні сходи і робочі майданчики;
- влаштовані, передбачені проектом виробництва робіт, з'їзди в котлован, встановлені на опори бетононасоси;
- підведена електроенергія і влаштовано освітлення робочих місць і зон бетонування із забезпеченням необхідної освітленості;
- змонтований тимчасовий водопровід;
- перевірені правильність і надійність установки опалубки, кріплень і риштувань;
- складені акти на приховані роботи з підготовки основи, по армуванню і установці закладних частин.

2. Безпосередньо перед укладанням бетонної суміші необхідно:
- очистити опалубку і арматуру від бруду, сміття та іржі, що відшаровується; - усунути виникаючі дефекти опалубки, випуклість дощок, розкриття щілин; - перевірити готовність всіх механізмів і пристосувань, що забезпечують виробництво бетонних робіт заданими темпами.

3. Бетонування фундаментів виробляється за наступною схемою: автобетонозмішувач – бетононасос – конструкція.

4. Бетонування фундаментів проводиться по захваткам. Об'єм бетонної суміші, що укладається на кожній захватці, повинен відповідати змінній продуктивності комплексу механізмів, що беруть участь в процесі укладання бетонної суміші.

5. Укладання бетону у фундаменти проводиться в три етапи.
Перший етап – бетонування сходинок фундаменту; другий – бетонування підколонника до низу відмітки стакана підколонника (при цьому бетонування виконується пошарово 0,3 – 0,5 м); третій етап – укладання бетонної суміші після установки і вивіряння опалубки стакану.

6. Бетонна суміш вкладається рівномірними шарами 35 – 50 см. Кожний наступний шар вкладається до початку твердіння попереднього шару бетону і ретельно ущільнюється глибинними вібраторами. У кутах і в стінках опалубки бетонна суміш додатково ущільнюється вібраторами.

7. При ущільненні бетонної суміші кінець робочої частини вібратора повинен занурюватися в раніше укладений шар бетону на глибину 5 – 10 см. Перевстановлення вібратора ведеться так, щоб не залишалося не ущільнених місць. Опирання і дотик вібраторів до арматури під час роботи не допускається.

8. Вібрування на даній позиції закінчується після припинення осідання бетонної суміші і появи цементного молока на поверхні бетону.

9. Кожен замонолічений фундамент під час перших днів тверднення бетону повинен періодично поливатися водою. Поливання починати не пізніше чим через 10 – 12 годин.

Матеріально - технічні ресурси

Таблиця 4.5. Основні матеріали, напівфабрикати, будівельні деталі та конструкції

№ п./п.	Назва матеріалів, конструкцій	Марка	Одиниця виміру	К-сть.
1	Бетонна суміш	В15	$м^3$	140,4
2	Арматурні сітки 2,4х2,4м	Ø14А-400	шт.	16
3	Арматурні сітки 2,4х2,4м	Ø12А-400	шт.	11
4	Комплект опалубки	Paschal	$м^2$	224,1

Таблиця 4.6. Машини, обладнання, механізований інструмент, інвентар та пристрої.

№ п./п.	Назва	Тип	Марка	К-сть.	Технічна характеристика
1	Бетононасос		Р715TD/TE	2	Подача 80м, виробн.20$м^3$/год
2	Автокран		КС-3571	1	Q=6т
3	Вібратор		ІВ-3. 15	7	

Таблиця 4.7. Техніко-економічні показники технологічної карти

№ п./п.	Найменування показників	Одиниця виміру	Показники
1	Трудомісткість на весь об’єм робіт	люд.–зм.	27,78
2	Трудомісткість на весь об’єм робіт	маш.–зм.	1,75
3	Трудомісткість на 1 $м^3$ конструкції	люд.–зм./$м^3$.	1,18
4	Заробітна плата на весь об’єм робіт	грн.	33206
5	Заробітна плата на 1 $м^3$ бетону	грн.	83,7

4.5.2 Технологічна карта на монтаж конструкцій типового ярусу

Сфера застосування

Технологічна карта розроблена на монтаж збірних залізобетонних конструкцій типового поверху 6–ти поверхової будівлі, з висотою поверху 3,3м.

Розміри секцій в осях:

1 секція–26,4 х 21 м;

2 секція–21 х 24 м;

3 секція–26,4 х 21 м.

Організація і технологія будівельного процесу

1. До початку монтажу колон мають бути виконані наступні роботи:

- змонтовані, закріплені і замонолічені колони, ригелі, діафрагми і плити перекриття першого ярусу;
- доставлені в зону монтажу необхідні монтажні пристосування, інвентар і устаткування;
- завезені і вивантажені колони на майданчиках складування, розташованих в зоні дії баштового крану;
- укомплектовані бригади монтажників;
- оформлена технічна документація, видані виконавцям робочі креслення і технологічна карта.

2. Стропування і монтаж колон робиться за допомогою пристосування для монтажу колон вантажопідйомністю 5 т.

3. Тимчасове закріплення і вивірювання колон виконується за допомогою кондукторів.

4. Влаштування стиків між колонами робиться після остаточного вивірювання встановлених за зміну колон механізованим способом. Кондуктори знімають після досягнення бетоном в стиках не менше 70% проектної міцності.

5. Збірні залізобетонні елементи, що поступають на монтажний майданчик, повинні відповідати проекту (робочим кресленням), діючим нормам.

6. До початку монтажу ригелів і діафрагм жорсткості мають бути виконані наступні роботи:

- монтаж і проектне закріплення колон з перевіркою правильності їх положення в плані і по висоті;
- доставку монтажних пристосувань;
- комплектування бригади монтажників;
- оформлення технічної документації;
- видачу виконавцям робочих креслень і технологічної карти, ознайомлення їх із запроектованою технологією монтажу ригелів.

7. Очищення закладних деталей випусків ригелів, діафрагм і колон, а також закладних деталей від іржі і цементних напливів, нанесення осьових рисок.

8. Остаточне закріплення ригеля і діафрагми в проектне положення електрозварюванням випусків ванним способом, а потім закладних деталей.

9. Замонолічування стиків діафрагм і ригелів з колонами.

10. До початку монтажу сходових маршів і плит перекриття мають бути виконані наступні роботи:

- монтаж, проектне закріплення і замонолічуваннястиків діафрагм і ригелів з колонами;
- комплектування бригади монтажників, оформлення технічної документації, видачу виконавцям робочих креслень і технологічної карти, нарядів на роботи, ознайомлення із запроектованою технологією монтажу сходових маршів і плит перекриття;
- завезення збірних залізобетонних сходів і плит.

11. Монтаж сходів і плит перекриття складається з наступних операцій:

- стропування елементу за монтажні петлі 4-ох вітковими стропами;
- підйом і подача елементу до місця установки, установка його в проектне положення;
- проектне закріплення елементу до ригеля електрозварюванням не менше чим в двох точках.

Матеріально - технічні ресурси

Таблиця 4.8. Основні матеріали, напівфабрикати, будівельні деталі та конструкції

№ п./п.	Назва матеріалів, конструкцій	Марка	Одиниця виміру	К-сть.
1	Колона К-1		шт.	24
2	Колона К-2		шт.	49
3	Колона К-3		шт.	2
4	Колона К-4		шт.	4
5	Ригель Р-1		шт.	45
6	Ригель Р-2		шт.	23
7	Плита П-1	ПК60.15	шт.	102
8	Плита П-2	ПК72.15	шт.	56
9	Плита П-3	ПК30.15	шт.	2
10	Діафрагма жорсткості		шт.	13
11	Сходовий марш		шт.	6
12	Елем. ліфтової шахти		шт.	5
13	Бетон	В15	$м^3$	1,2

Таблиця 4.9 . Машини, обладнання, механізований інструмент, інвентар та пристрої.

№ п./п.	Назва	Тип	Марка	К-сть.	Технічна характеристика
1	Баштовий кран		КБ-503А.1	1	Q=10т,L=40м,H=53м
2	Вібратор		С-727	2	
3	Захват для монт.кол			2	Q=5т
4	Кондуктор			2	Для тимч.закр.кол.
5	Стропи 4-ох віткові			1	Q=5т
6	Ящики для бетону			4	V=0,25м^3
7	Риштування			4	
8	Електрозвар. апарат		СТЕ-24	1	
9	Нівелір з рейкою		НВ-1	1	

Таблиця 4.10. Техніко-економічні показники технологічної карти

№ п./п.	Найменування показників	Одиниця виміру	Показники
1	Трудомісткість на весь об’єм робіт	люд.–зм.	36,64
2	Трудомісткість на весь об’єм робіт	маш.–зм.	5,05
3	Трудомісткість на одиницю продукції	люд.–зм./шт.	1,43
4	Заробітна плата на весь об’єм робіт	грн./шт.	43968
5	Заробітна плата на одиницю продукції	грн./шт.	94,15

4.6 Складання календарного плану виконання робіт

Розробка календарного плану виконання робіт на об’єкті полягає в наступному: визначається номенклатура робіт, за робочими кресленнями підраховуються об’єми робіт; для кожного виду робіт встановлюються методи їх виконання і вибираються необхідні машини та механізми; розраховується трудомісткість робіт у людино-днях і машино-змінах; призначається змінність робіт, встановлюється технологічна послідовність виконання кожного виду робіт і визначається їх тривалість; розраховується склад ланок і бригад; складається графік виконання робіт.

Найменування робіт залежить від номенклатури будівельних процесів, що виконуються, розташованих у їх технологічній послідовності. При цьому роботи згруповані за видами і періодами їх виконання, виражаючи їх у нормативних одиницях.

4.6.1 Техніко-економічні показники календарного плану

1. Тривалість будівництва

$$T \leq T_{норм},$$

T – тривалість робіт за календарним графіком, днів;

$T_{норм}$ – нормативна тривалість будівництва, днів.

$$T = 415 \ дн. < T_{норм} = 783 \ дн.$$

2.Показник суміщення будівельних процесів в часі.

$$K_{сум.} = \frac{\sum t}{T} = \frac{783}{415} = 1{,}96 \approx 2$$

де $\sum t = 783$ дн. – сумарна тривалість виконання всіх будівельних процесів при послідовному веденні робіт;

$T=415$ дн. – тривалість робіт за календарним планом.

3.Показник нерівномірності руху робочої сили:

$$K_{нер} = N_{max} / N_{ср} = 29 / 10 = 2{,}9$$

$N_{max} = 29$ чол. – максимальне число робітників в зміну;

$N_{ср} = 10$ чол. – середньоспискове число робітників, яке визначається за формулою:

$$N_{ср} = \sum Q / T = 3802{,}8 / 415 = 10 \ чол.$$

де $\sum Q = 3802{,}8$ люд.-дн. –сумарна працеємність.

4. Показник змінності – загальна кількість змін поділена на кількість відпрацьованих днів:

$$K_{змін} = \frac{N}{\sum t} = \frac{98}{415} = 0{,}24 .$$

4.7 Проектування будгенплану об’єкта

4.7.1 Визначення потреби в інвентарних будинках

Потребу в інвентарних будинках на будівельному майданчику визначаємо виходячи із кількості працюючих на виробництві. Кількість працюючих на будівельному майданчику із врахуванням структури, прийнятого для житлово-цивільного будівництва:

- робітники складають 85% від кількості працюючих;
- ІТП – 8%;службовці – 5%; МОП і охорона – 2%;

Кількість працюючих визначається за формулою:

$$N_{заг} = (N_{роб.} + N_{ІТП} + N_{служб.} + N_{МОП})k,$$

де $N_{заг}$ – загальна кількість працюючих на будівельному майданчику, чол.;

$N_{роб.}$ – кількість робітників, що береться за календарним планом, чол.;

$N_{ІТП}$ – кількість інженерно-технічних працівників (ІТР), чол.;

$N_{служб.}$ – кількість службовців, чол.;

$N_{МОП}$ – кількість молодшого обслуговуючого персоналу (МОП), чол.;

k – коефіцієнт, що враховує відпустки, хвороби, виконання суспільних обов’язків, $k = 1{,}05\text{-}1{,}06$.

$$N_{заг} = (29. + 3 + 2. + 1)1{,}05 = 37 чол.$$

Розрахунок площі інвентарних будинків санітарно-побутового призначення здійснюємо, виходячи із кількості працюючих, які зайняті на

будівельному майданчику у найбільш чисельну зміну і визначається по календарному графіку:

$$N_{max} = 29 \text{ чол.}$$

Таблиця 4.11. Розрахунок тимчасових споруд

№ п/п	Найменування інвентарних споруд	Одиниці виміру	Нормативні показники	Розрахункова кількість працюючих	Площа, м^2
1.	Контора	м^2	4,00	6	24,0
2.	Гардеробна	м^2	0,60	37	22,2
3.	Умивальна	м^2	0,06	29	1,74
4.	Приміщення для прийому їжі	м^2	0,25	29	7,25
5.	Приміщення для обігріву працюючих	м^2	0,50	29	14,5
6.	Медичний пункт	м^2	0,05	29	1,45
7.	Душова з перед душовою	м^2	0,82	29	23,78
8.	Сушильня	м^2	0,20	29	5,8
9.	Туалет	м^2	0,14	29	4,06

Таблиця 4.12. Експлікація тимчасових споруд

№ п/п	Найменування інвентарних будинків	Розрахункова площа м^2	Розміри в плані м,	К-сть будинків	Прийнята площа м^2	Конструктивна характеристика	Використаний типовий проект
1	Контора	24	9х2,7	1	24,3	Пересувний тип	420-01
2	Гардеробні	22,2	6х4	1	24	Зб./розб.	420-04-10
3	Приміщення для прийому їжі, умивальня	8,99	5х3	1	15	Контейнер	420-04-10
4	Приміщення для обігріву	14,5	5х3	1	15	Контейнер	420-04-10
5	Медичний пункт	1,45	5х3	1	15	Контейнер	420-04-10
6	Душова з переддушовою	23,8	9х2,7	1	24,3	Контейнер	420-01
7	Сушильня	5,8	5х3	1	15	Контейнер	420-04-10
8	Туалет	4,1	1,5х1	2	6	Збірний з дерева	-

4.7.2 Розрахунок площі складських приміщень

Розрахунок здійснюється у табличній формі табл.

Для зберігання 8...10 видів матеріалів чи конструкцій розраховується площа відкритих та закритих складів.

Потрібна площа складів для зберігання матеріалів, виробів та обладнання визначається розрахунком на підставі:

- нормативів площі складів;
- нормативів запасів основних матеріалів та виробів;
- середньодобової витрати матеріалів;
- нерівномірності споживання матеріалів та виробів із врахуванням коефіцієнту 1,3.

Для організації складського господарства на будівельному майданчику передбачаємо:

- відкриті майданчики для зберігання цегли, залізобетонних конструкцій та інших матеріалів і конструкцій, на які не впливають коливання температури і вологість;
- приміщення для зберігання столярних виробів, рулонних матеріалів, азбоцементних листів та ін.;
- закриті склади двох типів: опалювальні (для збереження лакофарбових матеріалів, хімікатів і т.п.) і неопалювальних (для зберігання войлоку, мінеральної вати, гіпсокартонних листів, скла, покрівельної сталі, електротехнічних матеріалів, фанери і т.п.).

Площа складів розраховується за кількістю матеріалів:

$$Q_{зап} = Q_{заг} / T \alpha n k ,$$

де $Q_{зап}$ - запас матеріалів на складі;

$Q_{заг}$ - загальна кількість матеріалів**,** необхідних для будівництва;

α - коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів на склади (для авто- та залізничного транспорту $\alpha = 1,1$);

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

n - норма запасів матеріалів, днів.

Приймаються наступні норми запасу матеріалів:

- місцеві – 2…5 днів (цегла, бутовий камінь, щебінь, пісок, шлак, збірні з/б конструкції, блоки, панелі, утеплювач, перегородки);
- привізні – 10…15 днів (цемент, вапно, скло, рулонні матеріали, віконні блоки, двері, металеві конструкції).

k - коефіцієнт нерівномірності витрат матеріалів, $k = 1,3$.

Корисна площа складу F без проходів визначається за формулою:

$$F = Q_{зап} / q,$$

де q - кількість матеріалів, що вкладається на 1 м^2 складу.

Загальна площа складу:

$$S = F / \beta,$$

де β - коефіцієнт на проходи .

Таблиця 4.13. Розрахунок площі складів

Конструкції, вироби, матеріали	Одиниці виміру	Загальна потрба $Q_{заг}$	Тривалість вкладання матеріалів у конструкцію T,	Найбільша добова витрата, $Q_{заг} / T$	Кількість днів запасу, **n**	Коефіцієнт нерівномірності постачання α	Коефіцієнт нерівномірності витрат k	Запас на складі $Q_{зап}$	Норма зберігання на 1 м^2 площі q	Корисна площа складу F, м^2	Коефіцієнт використання площі складу β	Повна площа складу S, м^2	Розміри складу, м	Характеристика складу
Фундаментні блоки	шт.	804	26	40	2	1,1	1,3	11	3,2	3,5	0,6	5,8	4х1,5	відкр.
Цегла	м^3	1647,1	38	43,3	2	1,1	1,3	15,2	2,4	6,3	0,6	10,5	7х1,5	відкр
Плити перек. покрит.	шт.	820	52	16	2	1,1	1,3	6	0,7	8,6	0,6	14,5	10х1,5	відкр.
Колони	шт.	479	79	6	2	1,1	1,3	12	0,5	6	0,6	10	7х1,5	відкр
Ригелі	шт.	462	42	11	2	1,1	1,3	4	0,5	8	0,6	13,4	7х2	відкр
Сход. марші	шт.	41	9	4	2	1,1	1,3	2	0,3	6,7	0,6	11,2	7х2	відкр
Діафрагма	шт.	65	7,5	9	2	1,1	1,3	3	0,4	7,5	0,6	12,5	8х2	відкр
Вікна	м^2	931	23,5	40	10	1,1	1,3	3	1,5	2	0,5	4	2х2	навіс
Двері	м^2	723	5,5	131	10	1,1	1,3	9	1,5	4,5	0,5	9	4,5х2	навіс
Рубероїд	м^2	1694	5,5	308	10	1,1	1,3	21,5	4	5,4	0,5	10,8	4х3	навіс
Плити теплоізоляції	м^2	1694	2,5	677,6	5	1,1	1,3	94,8	1,1	86,2	0,7	123,1	24х5	закрит.
Гіпсокартон	м^2	10034	13	771,8	5	1,1	1,3	117	35	3,4	0,5	6,8	3х2,5	закрит.

4.7.3 Розрахунок водопостачання будівельного майданчику

При проектуванні тимчасового водопостачання необхідно визначити потребу, вибрати джерело, запроектувати схему, розрахувати діаметри трубопроводів і прив'язати трасу і споруди на будгенплані. В першу чергу розраховується найбільша секундна витрата води на виробничі, господарсько-життєві й протипожежні потреби:

а) господарські витрати води за годину, м^3:

$$Q_{госп} = \frac{N \cdot D \cdot K_1}{n \cdot 1000} = \frac{29 \cdot 60 \cdot 2{,}7}{16 \cdot 1000} = 0{,}3 \ м^3,$$

де $N = 29$ чол. – максимальна кількість працюючих у зміну;

$D = 60$ літрів – питоми витрати води на одного працюючого в зміну;

$K_1 = 2{,}7$ – коефіцієнт нерівномірності водопостачання за годину;

$n = 16$ год. – число годин у зміну.

Виробничі витрати води за годину:

$$Q_{вироб.} = \frac{\rho_{пр} \cdot D \cdot K_2}{n \cdot 1000} =$$

$$= \frac{(15,4 + 25,3 + 8,6 + 116,5 + 58,3) \cdot 1760 \cdot 1,6}{16 \cdot 1000} = 39,4 \ м^3$$

де $\rho_{пр}$ – обсяг роботи, що виконується в зміну;

D – питома витрата води на одиницю обсягу роботи, л;

$K_2 = 1,6$ – коефіцієнт нерівномірності водопостачання.

Витрати води за годину на охолодження ДВЗ:

$$Q_{дв} = \frac{1,2 \cdot W_t \cdot N}{1000} = \frac{1,2 \cdot 85 \cdot 180}{1000} = 18,4 \ м^3$$

де W_t – питомі витрати води на 1 к.с. потужності двигунів внутрішнього згорання;

N– потужність двигуна .

Сумарні витрати води на виробничі і господарські потреби:

$$\sum Q = Q_{госп} + Q_{вир} + Q_{дв} = 0,3 + 39,4 + 18,4 = 58,7 \ м^3$$

Розрахункові секундні витрати води:

$$q_{розр} = \frac{\sum Q \cdot 1000}{3600} + q_{пож} = \frac{58,7 \cdot 1000}{3600} + 10 = 26,3 \ л/с$$

де $q_{пож}$ =10 л/с – витрати води на протипожежні потреби.

Діаметр водопровідної лінії:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{розр} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 26,3 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 150 \ мм$$

де V – швидкість руху води, м/с.

4.7.4 Розрахунок електропостачання будівельного майданчика

Потреба в загальній електричній потужності з врахуванням втрат і одночасної роботи всіх споживачів:

$$P_{заг} = 1,1(\frac{K_1 \cdot \sum P_c}{\cos\varphi} + K_2 \cdot \sum P_т + K_3 \cdot \sum P_{оп} + K_4 \cdot \sum P_{ОВ}) =$$

$$= 1,1(\frac{0,4 \cdot 65,3}{0,75} + 55,4 + 0,9 \cdot 4,8 + 4,82) = 96,3 кВт,$$

де:

$\cos\varphi$ = 0,75 – коефіцієнт потужності;

$K_1=0,4$, $K_2=1,0$, $K_3=0,9$, $K_4=1,0$ – коефіцієнт попиту;

$\sum P_c = 65,3$ кВт – витрати електроенергії для живлення електродвигунів

$\sum P_т = 55,4$ кВт – потужність на технічні потреби;

$\sum P_{оп} = 4,8$ кВт –витрати електроенергії на освітлення майданчика;

$\sum P_{ОВ} = 4,82$кВт –для освітлення приміщень;

Розрахунок проводимо у відповідності до таблиці 3.14.

Таблиця 4.14. Розрахунок електропостачання

№ п\п	Найменування споживачів	Од. виміру	Обсяг або кількість	Потужність на одиницю, кВт	Загальні витрати ел.енергії
Силова електростанція					120,7
1	Кран КБ-503А.1	шт.	1	65,3	65,3
2	Зварювальний апарат СТЕ-24	шт.	2	27,7	55,4
Внутрішнє освітлення					4,82
3	Контора і побутові приміщення	$м^2$	114,3	0,015	1,7145
4	Душові	$м^2$	24,3	0,003	0,0729
5	Навіси	$м^2$	73,5	0,003	0,22
6	Закриті склади	$м^2$	187,5	0,015	2,81
Зовнішнє освітлення					4,8
7	Територія майданчика	100 $м^2$	137,70	0,005	0,6
8	Відкриті складські майданчики	100 $м^2$	3	0,05	0,2
9	Освітлення робочого місця прожектором	шт.	4	1	4

За отриманими даними приймаємо трансформаторну станцію КТП 100-10 потужністю 100 кВт .

Б) Розрахунок і організація освітленості будівельного майданчика.

Проектування освітленості будівельного майданчика полягає у визначенні необхідної освітленості, підборі і розташування джерел світла, розрахунку необхідної для їх споживання потужності.

Розрахунок кількості прожекторів ***n*** для будівельного майданчика розраховуємо через питому потужність:

$$n = pES/P_л = 0,26 \cdot 5 \cdot 13770/500 = 36 .$$

де ***p*** - питома потужність,

p = 0,25...0,40 Вт/м²·лк - при освітленні прожекторами ПЗС-35,

E - освітленість, лк;

S - площа, що підлягає освітленню, $м^2$;

$P_л$ - потужність лампи прожектора, Вт. $P_л = 500$ і 1000 Вт для ПЗС-35,

Приймаємо 36 прожекторів ПЗС-35.

4.7.5 Техніко-економічні показники будгенплану

1. Площа території майданчика, $F_м = 13770\ м^2$.
2. Площа, що зайнята постійними спорудами, $F_{пс} = 0\ м^2$
3. Площа, що зайнята тимчасовими спорудами, $F_{тс} = 138,6\ м^2$.

4. Склади $\boldsymbol{F_c}$:
   - відкриті – ***300 м²;***
   - закриті – ***187,5 м².***
5. Довжина автошляхів:
   - постійних – ***0 пог. м;***
   - тимчасових – ***400,4 пог. м.***

6. Довжина електромережі:
   - постійної – ***0 пог. м;***
   - тимчасової – ***464 пог. м.***

7. Довжина водопроводу:
   - постійного – ***72,2 пог. м.***
   - тимчасового – ***136,2 пог. м.***

8. Довжина огородження – ***469,4 пог. м.***

РОЗДІЛ 5

СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА

5.1 Порівняння варіантів конструкцій влаштування фундаментів

5.1.1 Описання прийнятих до розрахунку варіантів

Для економічного проектування, тобто пошуку оптимальних конструктивних рішень необхідні глибокі знання конструкцій, технології їх виготовлення, відстань перевезення від постачальника до будівельного майданчика, види транспортних засобів, відомості транспортної схеми, кранове обладнання.

Вибір порівняння варіантів влаштування фундаментів.

До розгляду приймаю два види фундаментів:

а) перший варіант –пальові фундаменти;

б) другий варіант - плитні

Порівняльний аналіз виконуватимемо на основі кошторисної вартості та на основі кошторису одиничної вартості з урахуванням затрат праці робітників та відповідних механізмів та витрати сировини. До уваги братимуться тільки матеріали витрачені на влаштування залізобетонної монолітної плити та буро набивних паль із ростверком. Конструктивні розрахунки проводились на основі діючих навантажень у відповідних елементах конструкції. Остаточні розміри елементів конструкції прийматимуться на основі детального розрахунку.

5.1.2 Аналіз і обґрунтування вибору варіантів для подальшого розроблення

Таблиця 5.1-Порівняння показників вартості

Назва показника	Фундаменти із паль	Фундаменти із монолітною плитою	Різниця показників
Затрати праці, люд/год	8248	20694	12446
Загальна кошторисна вартість,грн	744450	3028680	2284230

На основі техніко-економічної оцінки технічних рішень, що порівнюються для подальших інженерно-технічних розрахунків, проводимо вибір оптимального варіанту конструкцій за найменшими витратами сировини та за найменшою кошторисної вартістю.

Згідно виконаних розрахунків витрати по пальових фундаментів менші, отже для подальшого розрахунку приймаємо цей варіант фундаменту .

Кошторис у сумі 3028,688 тис.грн.

Затверджено

Замовник

_____

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

"____" _____ 20__ р.

Шифр проекту - 123

Локальний кошторис № 2-1-1

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість	1807,528 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	42,651 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	619,986 тис. грн.
Середній розряд робіт	3,5 розряд

Складений в поточних цінах станом на 31 листопада 2019 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кіль-кість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуа-тації машин	всього	заробіт-ної плати	експлуа-тації машин	не зайнятих обслуго-вуваням машин	
				заробіт-ної плати	в тому числі за-робітної плати			в тому числі за-робітної плати	тих, що обслуговують машини	
									на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Е1-24-1	Розроблення грунту бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням грунту до 10 м, група грунтів 1 1000м3	0,56	2928,75 --	2928,75 494,04	1640	-	1640 277	- 40,15	- 22
2	Е1-15-1	Розроблення грунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими електричними кар'єрними з ковшом місткістю 8 [6,3-10] м3, група грунтів 1 1000м3	1,23	3670,94 49,37	3621,57 705,68	4515	61	4454 868	3,57 51,11	4 63
3	Е5-53-1	Буріння свердловин діаметром 300 мм обертальним [роторним] способом у грунтах і породах групи 1 м	1250	48,47 8,25	40,22 11,93	60588	10313	50275 14913	0,52 1,10	650 1372

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	Е5-61-1	Установлення у свердловину арматурного каркаса	300	1031,06	976,02	309318	16512	292806	3,98	1194
		свердл.		55,04	161,56			48468	11,27	3380
5	Е5-62-1	Бетонування паль	6784	82,26	71,35	558052	73335	484038	0,80	5427
		м3		10,81	17,42			118177	1,21	8220
6	Е6-19-1	Улаштування поясів в опалубці	12,69	33193,27	17398,25	421223	200078	220784	1196,25	15180
		100м3		15766,58	2902,25			36830	202,55	2570
		Разом прямі витрати по кошторису, грн.				1355336	300299	1053997		22455
								219533		15627
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				1040				
		всього заробітна плата, грн.				519832				
		Загальновиробничі витрати, грн.				452192				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				4569				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				100154				
		Прямі витрати будівельних робіт , грн.				1355336				
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				1040				
		заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.				300299				
		заробітна плата в експлуатації машин, грн.				219533				
		Загальновиробничі витрати, грн.				452192				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				4569				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				100154				
		Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.				**1807528**				
		кошторисна трудомісткість, люд.-год.				**42651**				
		кошторисна заробітна плата, грн.				**619986**				
		Всього по кошторису, грн.				**1807528**				
		Кошторисна трудомісткість, люд.-год.				**42651**				
		Кошторисна заробітна плата, грн.				**619986**				

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)	56033
ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1, 3Х0,9)%	21804

ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	47134
ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	75038
Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	5763
ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	356008
ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	82120
ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	72479
ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-
	Разом по кошторису:	**2523907**
	Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	**504781**
	Всього по кошторису	**3028688**
	Зворотні суми у тому числі:	8405

- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	8405

Директор (або головний інженер) проектної організації _____ .

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:
Замовник _____

Форма №3

Кошторис у сумі 3028,688 тис.грн.

Затверджено

Замовник

_____

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

“____” _____ 20__ р.

ОБ`ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

Кошторисна вартість об`єкта 1807,528 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість 42,651 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 619,986 тис.грн.
Вимірник одиничної вартості
Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 31 листопада 2019 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 Влаштування фундаменту із паль	1807,528	-	-	-	1807,528	42,651	619,986	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
		Всього:	1807,528	-	-	-	1807,528	42,651	619,986	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
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)	56,033	-	-	-	56,033	-	-	-
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3Х0,9)%	21,804	-	-	-	21,804	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	47,134	47,134	-	-	-
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	75,038	75,038	-	-	-
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	5,763	5,763	-	-	-
		Разом:	1885,365	-	-	127,935	2013,300	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	356,008	-	-	-	356,008	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	82,120	82,120	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	67,873	-	-	4,606	72,479	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Разом крім ПДВ	2309,246	-	-	214,661	2523,907	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	504,781	504,781	-	-	-
		Всього по кошторису	2309,246	-	-	719,442	3028,688	-	-	-
		Зворотні суми у тому числі:	-	-	-	-	8,405	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	8,405	-	-	-

Директор (або головний інженер) проектної організації _____ .

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

Форма № 1

(назва організації, що затверджує)

Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 3028,688 тис.грн.
У тому числі зворотних сум 8,405 тис.грн.

(посилання на документ про затвердження)

"___" _____ 20__ р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Складений в поточних цінах станом на 31 листопада 2019 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
		Глава 2. Основні об'єкти будівництва					
1	2-1	Зведення профілакторію	1807,528	-	-	-	1807,528
		Разом по главі 2:	1807,528	-	-	-	1807,528
		Разом по главах 1-7:	1807,528	-	-	-	1807,528
		Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди					
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)	56,033	-	-	-	56,033

1	2	3	4	5	6	7	8
		Разом по главі 8:	56,033	-	-	-	56,033
		Разом по главах 1-8:	1863,561	-	-	-	1863,561
		Глава 9. Інші роботи та витрати					
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3Х0,9)%	21,804	-	-	-	21,804
		Разом по главі 9:	21,804	-	-	-	21,804
		Разом по главах 1-9:	1885,365	-	-	-	1885,365
		Глава 10. Утримання служби замовника і авторський нагляд					
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	47,134	47,134
		Разом по главі 10:	-	-	-	47,134	47,134
		Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи					
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	75,038	75,038
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	5,763	5,763
		Разом по главі 12:	-	-	-	80,801	80,801
		Разом по главах 1-12:	1885,365	-	-	127,935	2013,300
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	**Кошторисний прибуток**	356,008	-	-	-	356,008
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	**Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій**	-	-	-	82,120	82,120

1	2	3	4	5	6	7	8
	ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	**Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва**	67,873	-	-	4,606	72,479
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	**Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами**	-	-	-	-	-
		Разом	2309,246	-	-	214,661	2523,907
		Разом крім ПДВ	2309,246	-	-	214,661	2523,907
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	**Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)**	-	-	-	504,781	504,781
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	2309,246	-	-	719,442	3028,688
		Зворотні суми	-	-	-	-	8,405
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	8,405

Директор (або головний інженер) проектної організації _____ .

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

Кошторис у сумі 7440,448 тис.грн.

Затверджено
Замовник

_____
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

"____" _____ 20__ р.

Шифр проекту - 1992

Локальний кошторис № 2-1-1
на Влаштування плитного фундаменту

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість	4388,547 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	100,765 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	1520,902 тис. грн.
Середній розряд робіт	3,2 розряд

Складений в поточних цінах станом на “31 листопада 2019 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кіль-кість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуа-тації машин	всього	заробіт-ної плати	експлуа-тації машин	не зайнятих обслуго-вуваням машин	
				заробіт-ної плати	в тому числі за-робітної плати			в тому числі за-робітної плати	тих, що обслуговують машини	
									на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Е1-15-1	Розроблення грунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими електричними кар'єрними з ковшом місткістю 8 [6,3-10] м3, група грунтів 1 1000м3	29,225	3670,94 49,37	3621,57 705,68	107283	1443	105840 20623	3,57 51,11	104 1494
2	Р1-12-1	Засипка траншей та котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт при переміщенні грунту до 5 м, група грунту 1 100м3	12,34	238,08 --	238,08 40,16	2938	-	2938 496	- 3,26	- 40
3	Р2-9-1	Улаштування монолітних бетонних фундаментів 100м3	10,32	21033,96 7677,03	13342,50 2570,46	217070	79227	137695 26527	596,97 178,65	6161 1844
		Разом прямі витрати по кошторису, грн.				327291	80670	246473 47646		6265 3378

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				148				
		всього заробітна плата, грн.				128316				
		Загальновиробничі витрати, грн.				111256				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				1122				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				24586				
		– – –

Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	2608
ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	89868
ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	20730
ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	17715
ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-
	Разом по кошторису:	**620373**
	Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	**124075**
	Всього по кошторису	**744448**
	Зворотні суми у тому числі:	2039
	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	2039

Директор (або головний інженер) проектної організації _____ .

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:
Замовник _____

Форма №3

Кошторис у сумі 744,448 тис.грн.

Затверджено

Замовник

_____

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

"____" _____ 20__ р.

ОБ`ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

Кошторисна вартість об`єкта 43988,547 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість 100,765 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 1520,902 тис.грн.
Вимірник одиничної вартості
Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 31 листопада 2019 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 Влаштування плитного фундаменту	43888,547	-	-	-	43888,547	10,765	152,902	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
---		Всього:	43888,547	-	-	-	438,547	10,765	152,902	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
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)	13,595	-	-	-	13,595	-	-	-
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3Х0,9)%	5,290	-	-	-	5,290	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	11,436	11,436	-	-	-
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	20,584	20,584	-	-	-
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	2,608	2,608	-	-	-
		Разом:	457,432	-	-	34,628	492,060	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	89,868	-	-	-	89,868	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	20,730	20,730	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	16,468	-	-	1,247	17,715	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Разом крім ПДВ	563,768	-	-	56,605	620,373	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	124,075	124,075	-	-	-
		Всього по кошторису	563,768	-	-	180,680	744,448	-	-	-
		Зворотні суми у тому числі:	-	-	-	-	2,039	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	2,039	-	-	-

Директор (або головний інженер) проектної організації _____ .

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

Форма № 1

(назва організації, що затверджує)

Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 744,448 тис.грн.
У тому числі зворотних сум 2,039 тис.грн.

(посилання на документ про затвердження)

"___" _____ 20__ р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Складений в поточних цінах станом на 31 листопада 2019 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**	438,547	-	-	-	438,547
		Разом по главі 2:	438,547	-	-	-	438,547
		Разом по главах 1-7:	438,547	-	-	-	438,547
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)	13,595	-	-	-	13,595

1	2	3	4	5	6	7	8
		Разом по главі 8:	13,595	-	-	-	13,595
		Разом по главах 1-8:	452,142	-	-	-	452,142
		Глава 9. Інші роботи та витрати					
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3Х0,9)%	5,290	-	-	-	5,290
		Разом по главі 9:	5,290	-	-	-	5,290
		Разом по главах 1-9:	457,432	-	-	-	457,432
		Глава 10. Утримання служби замовника і авторський нагляд					
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	11,436	11,436
		Разом по главі 10:	-	-	-	11,436	11,436
		Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи					
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	20,584	20,584
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	2,608	2,608
		Разом по главі 12:	-	-	-	23,192	23,192
		Разом по главах 1-12:	457,432	-	-	34,628	492,060
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	**Кошторисний прибуток**	89,868	-	-	-	89,868
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	**Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій**	-	-	-	20,730	20,730

1	2	3	4	5	6	7	8
	ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	**Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва**	16,468	-	-	1,247	17,715
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	**Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами**	-	-	-	-	-
		Разом	563,768	-	-	56,605	620,373
		Разом крім ПДВ	563,768	-	-	56,605	620,373
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	**Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)**	-	-	-	124,075	124,075
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	563,768	-	-	180,680	744,448
		Зворотні суми	-	-	-	-	2,039
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	2,039

Директор (або головний інженер) проектної організації _____ .

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

РОЗДІЛ 6
ОБГРУНТУВАННЯ ЕКОНОМІЧНОЇ ЕФЕКТИВНОСТІ

6.1 Визначення кошторисної вартості будівництва

Кошторисна вартість розрахована відповідно до порядку визначення вартості будівництва і вільних (договірних) цін на будівельну продукцію в умовах розвитку ринкових відносин.

Для визначення кошторисної вартості складений локальний кошторис на загальнобудівельні роботи, об'єктний кошторис по основній будівлі, зведений кошторисний розрахунок вартості будівництва.

6.2 Визначення кошторисної вартості в локальних і об'єктних кошторисах

Вартість, визначувана локальними кошторисами, включає прямі витрати, накладні витрати, кошторисний прибуток.

Прямі витрати на загальнобудівельні роботи по основній будівлі встановлені на основі об'ємів робіт і єдиних районних одиничних розцінок або ресурсних показників і цін на відповідні ресурси.

Оцінка ресурсів для визначення вартості вироблена в базисному рівні. Базисний рівень цін в системі кошторисного ціноутворення, що діє з 1.01.1991 р., зафіксований на цю дату, а в їх складі оптових цін і тарифів – за станом на 31 листопада 2019 р.

У локальному кошторисі на загальнобудівельні роботи визначена сума прямих витрат по кожному розділу і в цілому по підсумку всіх розділів

Форма № 4

Локальний кошторис № 1-1-1
на Підготовчі роботи

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість	125,991 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	3,386 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	40,841 тис. грн.
Середній розряд робіт	2,0 розряд

Складений в поточних цінах станом на “31 листопада” 2019 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кіль-кість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуа-тації машин	всього	заробіт-ної плати	експлуа-тації машин	не зайнятих обслуго-вуваням машин	
				заробіт-ної плати	в тому числі за-робітної плати			в тому числі за-робітної плати	тих, що обслуговують машини	
									на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Е1-197-1	Корчування пнів у грунтах природного залягання викорчовувачами-збирачами на тракторі потужністю 79 кВт [108 к.с.] з переміщенням пнів до 5 м, діаметр пнів до 24 см 100 пнів	1,03	906,06 --	906,06 151,52	933	-	933 156	- 10,29	- 11
2	Е1-199-1	Засипання підкорінних ям бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] 100ям	1,03	828,07 --	828,07 132,44	853	-	853 136	- 8,86	- 9
3	Е1-200-1	Оббивання землі з викорчуваних пнів викорчовувачами-збирачами на тракторі потужністю 79 кВт [108 к.с.], діаметр пнів до 24 см 100 пнів	1,03	281,19 --	281,19 47,02	290	-	290 48	- 3,19	- 3
4	Е1-203-1	Зрізування густого чагарника і дрібнолісся у грунтах природного залягання кущорізами на тракторі потужністю 79 кВт [108 к.с.] га	1,1	1792,78 --	1792,78 264,34	1972	-	1972 291	- 18,33	- 20
5	Е1-214-3	Корчування і прибирання каменів з переміщенням до 100 м каменезбиральними машинами на тракторі потужністю 40 кВт [55 к.с.] 10м3	40,56	1810,11 --	1810,11 365,66	73418	-	73418 14831	- 34,50	- 1399

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
6	Р1-29-1	Планування площ за даними візирувальних позначок візуально в природних грунтах, група грунту 1 м2	11725	1,60 1,60	- -	18760	18760	- -	0,14 -	1642 -
		Разом прямі витрати по кошторису, грн.				96226	18760	77466 15462		1642 1442
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				-				
		всього заробітна плата, грн.				34222				
		Загальновиробничі витрати, грн.				29765				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				302				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				6619				
		Прямі витрати будівельних робіт , грн.				96226				
		в тому числі:								
		заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.				18760				
		заробітна плата в експлуатації машин, грн.				15462				
		Загальновиробничі витрати, грн.				29765				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				302				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				6619				
		Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.				**125991**				
		кошторисна трудомісткість, люд.-год.				**3386**				
		кошторисна заробітна плата, грн.				**40841**				
		Всього по кошторису, грн.				**125991**				
		Кошторисна трудомісткість, люд.-год.				**3386**				
		Кошторисна заробітна плата, грн.				**40841**				

Склав _____

Перевірив _____

Форма № 4

Локальний кошторис № 1-1-2
на Земляні роботи

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість	726,293 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	13,262 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	165,752 тис. грн.
Середній розряд робіт	2,1 розряд

Складений в поточних цінах станом на “31 листопада” 2019 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кіль-кість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуа-тації машин	всього	заробіт-ної плати	експлуа-тації машин	не зайнятих обслуго-вуваням машин	
				заробіт-ної плати	в тому числі за-робітної плати			в тому числі за-робітної плати	тих, що обслуговують машини	
									на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Р1-11-1	Розробка грунту бульдозерами потужністю 59 кВт при переміщенні до 10 м, група грунту 1 100м3	30	413,14 --	413,14 69,69	12394	-	12394 2091	- 5,66	- 170
2	Р1-5-1	Розробка грунту екскаватором з доробкою вручну, група грунту 1 100м3	292,25	1887,91 27,60	1860,31 387,06	551742	8066	543676 113118	2,53 33,21	739 9705
3	Р1-25-2	Кріплення дошками стінок котлованів та траншей шириною більше 2 м, глибиною до 3 м в стійких грунтах 100м2	11,25	819,23 604,61	214,62 55,06	9216	6802	2414 619	48,68 6,04	548 68
4	Р1-12-9	Засипка траншей та котлованів бульдозерами потужністю 79 кВт при переміщенні грунту до 5 м, група грунту 3 100м3	1,234	184,02 --	184,02 29,43	227	-	227 36	- 1,97	- 2
5	Р1-14-1	Ущільнення грунту пневматичними трамбівками, група грунту 1-2 100м3	12,34	2732,58 240,73	2491,85 493,68	33720	2971	30749 6092	21,08 47,52	260 586
		Разом прямі витрати по кошторису, грн.				607299	17839	589460 121956		1547 10531
		в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				-				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		всього заробітна плата, грн.				139795				
		Загальновиробничі витрати, грн.				118994				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				1184				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				25957				
		– – –

Форма № 4

Локальний кошторис № 1-1-3
на Опоряджувальні роботи

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість	108,101 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	4,231 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	56,752 тис. грн.
Середній розряд робіт	3,0 розряд

Складений в поточних цінах станом на “31 листопада” 2019 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кіль-кість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуа-тації машин	всього	заробіт-ної плати	експлуа-тації машин	не зайнятих обслуго-вуваням машин	
				заробіт-ної плати	в тому числі за-робітної плати			в тому числі за-робітної плати	тих, що обслуговують машини	
									на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Р18-22-1	Улаштування одношарових основ товщиною 15 см із щебеню фракції 40-70 мм з межею міцності на стиск понад 98,1 МПа [1000 кг/см2] 100м2	15,69	1227,43 71,40	1156,03 222,55	19258	1120	18138 3492	5,96 16,33	94 256
2	Р18-26-1	Улаштування бруківок товщиною 14 см з колотого або булижного каменю по готовій основі з ущільненням при трьох проходах котка 100м2	15,69	1293,27 1248,36	44,91 9,54	20291	19587	704 150	95,88 0,74	1504 12
3	Р18-77-1	Планування ділянки під озеленення механізованим способом 100м2	12,39	78,78 --	78,78 13,29	976	-	976 165	- 1,08	- 13
4	Р18-83-1	Садіння дерев та кущів з круглою грудкою землі розміром 0,2х0,15 м та 0,25х0,2 м вручну 10шт	15	207,75 97,78	109,97 11,44	3116	1467	1649 172	7,07 1,14	106 17
5	Р18-97-1	Улаштування корита під квітники механізованим способом, глибина корита 40 см 100м2	5,6	1057,55 697,67	359,88 74,88	5922	3907	2015 419	64,96 6,42	364 36
6	Р18-99-1	Садіння багаторічних квітників при густоті садіння 1,6 тис.шт квітів на 100 м2 100м2	5,6	3000,81 3000,81	- -	16805	16805	- -	243,77 -	1365 -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
7	Р18-96-1	Підготовка грунту для влаштування партерного та звичайного газонів механізованим способом без внесення рослинної землі 100м2	8,93	96,90 82,46	14,44 2,75	865	736	129 25	7,33 0,22	65 2
		Разом прямі витрати по кошторису, грн.				67233	43622	23611 4423		3498 336
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				-				
		всього заробітна плата, грн.				48045				
		Загальновиробничі витрати, грн.				40868				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				397				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				8707				
		Прямі витрати будівельних робіт , грн.				67233				
		в тому числі:								
		заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.				43622				
		заробітна плата в експлуатації машин, грн.				4423				
		Загальновиробничі витрати, грн.				40868				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				397				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				8707				
		Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.				**108101**				
		кошторисна трудомісткість, люд.-год.				**4231**				
		кошторисна заробітна плата, грн.				**56752**				
		Всього по кошторису, грн.				**108101**				
		Кошторисна трудомісткість, люд.-год.				**4231**				
		Кошторисна заробітна плата, грн.				**56752**				

Склав _____

Перевірив _____

Форма №3

Кошторис у сумі 1591,482 тис.грн.

Затверджено
Замовник

_____
[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

“____” _____ 20__ р.

ОБ`ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 1-1

Кошторисна вартість об`єкта 960,385 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість 20,879 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 263,345 тис.грн.
Вимірник одиничної вартості
Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 31 листопада 2019 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 1-1-1	на Підготовчі роботи	125,991	-	-	-	125,991	3,386	40,841	-
2	Л.кошторис 1-1-2	на Земляні роботи	726,293	-	-	-	726,293	13,262	165,752	-
3	Л.кошторис 1-1-3	на Опоряджувальні роботи	108,101	-	-	-	108,101	4,231	56,752	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
		Всього:	960,385	-	-	-	960,385	20,879	263,345	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
4	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)	29,772	-	-	-	29,772	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
5	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3Х0,9)%	11,585	-	-	-	11,585	-	-	-
6	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	25,044	25,044	-	-	-
7	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	41,773	41,773	-	-	-
8	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	4,403	4,403	-	-	-
		Разом:	1001,742	-	-	71,220	1072,962	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	174,414	-	-	-	174,414	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	40,232	40,232	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	36,063	-	-	2,564	38,627	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Разом крім ПДВ	1212,219	-	-	114,016	1326,235	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	265,247	265,247	-	-	-
		Всього по кошторису	1212,219	-	-	379,263	1591,482	-	-	-
		Зворотні суми у тому числі:	-	-	-	-	4,466	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	4,466	-	-	-

Директор (або головний інженер) проектної організації _____ .

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

Форма № 1

(назва організації, що затверджує)

Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 1591,482 тис.грн.
У тому числі зворотних сум 4,466 тис.грн.

(посилання на документ про затвердження)

"___" _____ 20__ р.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Складений в поточних цінах станом на 30 листопада 2019 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	1-1	**Глава 1. Підготовлення території будівництва** Зведення профілакторію	960,385	-	-	-	960,385
		Разом по главі 1:	960,385	-	-	-	960,385
		Разом по главах 1-7:	960,385	-	-	-	960,385
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)	29,772	-	-	-	29,772

1	2	3	4	5	6	7	8
		Разом по главі 8:	29,772	-	-	-	29,772
		Разом по главах 1-8:	990,157	-	-	-	990,157
		Глава 9. Інші роботи та витрати					
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3Х0,9)%	11,585	-	-	-	11,585
		Разом по главі 9:	11,585	-	-	-	11,585
		Разом по главах 1-9:	1001,742	-	-	-	1001,742
		Глава 10. Утримання служби замовника і авторський нагляд					
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	25,044	25,044
		Разом по главі 10:	-	-	-	25,044	25,044
		Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи					
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	41,773	41,773
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	4,403	4,403
		Разом по главі 12:	-	-	-	46,176	46,176
		Разом по главах 1-12:	1001,742	-	-	71,220	1072,962
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	**Кошторисний прибуток**	174,414	-	-	-	174,414
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	**Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій**	-	-	-	40,232	40,232

1	2	3	4	5	6	7	8
	ДБН Д.1.1-1-2000 п 3.1.19	**Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва**	36,063	-	-	2,564	38,627
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	**Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами**	-	-	-	-	-
		Разом	1212,219	-	-	114,016	1326,235
		Разом крім ПДВ	1212,219	-	-	114,016	1326,235
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	**Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)**	-	-	-	265,247	265,247
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	1212,219	-	-	379,263	1591,482
		Зворотні суми	-	-	-	-	4,466
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	4,466

Директор (або головний інженер) проектної організації _____ .

Головний інженер проекту _____

Начальник відділу _____

Узгоджено:

Замовник _____

РОЗДІЛ 7
ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

7.1 Охорона праці

7.1.1 Основні законодавчі акти України з охорони праці

Законодавство України про охорону праці являє собою систему взаємозв'язаних нормативно-правових актів, що регулюють відносини у галузі реалізації державної політики щодо правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних і лікувально-профілактичних заходів та засобів, спрямованих на збереження здоров'я і працездатності людини в процесі праці. Воно складається з Закону України «Про охорону праці», Кодексу законів про працю України, Закону України "Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності" та прийнятих відповідно до них нормативно-правових актів.

Основоположним документом в галузі охорони праці є Закон України «Про охорону праці», який визначає основні положення щодо реалізації конституційного права працівників на охорону їх життя і здоров'я у процесі трудової діяльності, на належні, безпечні і здорові умови праці, регулює за участю відповідних державних органів відносини між роботодавцем і працівником з питань безпеки, гігієни праці та виробничого середовища і встановлює єдиний порядок організації охорони праці в Україні. Інші нормативні акти мають відповідати не тільки Конституції та іншим законам України, але, насамперед, цьому Законові.

Відповідно до Конституції України, Закону України «Про охорону праці» та Основ законодавства України про загальнообов'язкове державне соціальне страхування у 1999 р. було прийнято Закон України «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності». Цей закон визначає правову основу, економічний механізм та організаційну структуру загальнообов'язкового державного соціального страхування громадян від нещасного випадку на виробництві та

професійного захворювання, які призвели до втрати працездатності або загибелі застрахованих на виробництві.

7.1.2 Охорона праці і техніка безпеки при зведенні санаторію

Правильна організація охорони праці під час виконання робіт в умовах існуючої забудови є надзвичайно важливим питанням через специфіку виконуваних робіт.

Земляні роботи в зоні діючих підземних комунікацій слід виконувати тільки під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра, а в охоронній зоні електричних кабелів, які знаходяться під напругою, або діючого газопроводу, крім того, - під наглядом працівників електро або газового господарства.

При механізованій розробці котловану потрібно керуватися технологічною картою. Щоб виключити можливість обвалення укосів котловану треба розташовувати техніку і вантажі за межами призми обвалення ґрунту. Людям слід спускатися в котлован по спеціально встановлених для цього сходах, або по з'їздам для бульдозерів. Засипку котловану бульдозером слід починати після дозволу виконавця робіт. Крім того, потрібно ретельно стежити за станом існуючих конструкцій. У разі виникнення найменших ознак їх деформування чи руйнування усі земляні роботи слід негайно припинити.

До монтажу та виконання робіт з складування і стропування збірних елементів робочі допускаються тільки після вступного інструктажу. Для виконання висотних робіт допускають монтажників не нижче 4-го розряду, старших 18 років і зі стажем роботи не менше двох років. Змонтовані міжповерхові перекриття та покриття повинні бути огороджені до початку наступних робіт. Усі сигнали подає тільки одна особа, крім сигналу "Стій!", який може подавати будь-який працівник, помітивши явну небезпеку.

При встановленні опалубки в декілька ярусів кожен подальший ярус встановлюється тільки після закріплення нижнього. Щодня перед початком укладання бетону необхідно перевіряти стан опалубки, у разі виявлення пошкоджень їх слід негайно усунути. Розбирати опалубку після досягнення бетоном заданої міцності можна тільки з дозволу виконавця робіт. Отвори в перекриттях або покриттях, що залишаються після зняття опалубки слід огороджувати.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщувати їх за струмопідвідні дроти не допускається, а при перервах у роботі і переходах з одного місця на інше вібратори слід вимикати. У процесі вібрування бетонної суміші через кожні 30 ÷ 35 хвилин вібратор вимикають на 5 ÷ 7 хвилин для охолодження. Корпуси вібраторів необхідно заземлювати, працювати з ними дозволяється тільки в гумових рукавичках і чоботах. Мити водою не рекомендується.

Зона електропрогрівання бетону повинна бути огороджена, у нічний час освітлена, мати світлову сигналізацію, що включається при подачі напруги в мережу обігріву. Перебування людей і виконання ними будь-яких робіт в цій зоні без відповідних засобів захисту не допускається. Підключення нагрівальних проводів, заміри температури бетону технічними термометрами проводиться при відключеній напрузі.

Не допускається користуватися відкритим вогнем в радіусі 50 м від місця застосування і складування матеріалів, які вміщують легкозаймисті або вибухонебезпечні речовини. лакофарбові, ізоляційні, оздоблювальні та інші матеріали, які виділяють вибухонебезпечні й шкідливі речовини, дозволяється зберігати на робочих місцях в кількостях, що не перевищують змінну потребу.

7.1.3 Вентиляція

Розрахункова місткість складає 953 чол. Згідно проекту передбачено встановлення окремої вентиляційної системи для забезпечення належної вентиляції згідно діючих норм.

Для приміщень, в яких відсутні виділення шкідливостей, розрахунок вентиляції здійснюється залежно від максимальної кількості людей що можуть перебувати у приміщенні.

Необхідна кількість повітря ($м^3$ /год.), яка забезпечує відповідність параметрів повітря робочої зони нормованим значенням, визначається за наступною формулою:

$$L = L' N$$

де L' – нормативна кількість повітря на одну людину, яка залежить від питомого об‘єму приміщення, $м^3$ /(год·люд);

N – кількістьлюдей.

Питомий об‘єм приміщення Vn, ($м^3$ /люд), визначається за формулою

$$Vn = V / N,$$

де V – об‘єм приміщення, $м^3$. Величина нормативної кількості повітря V' визначається за таблицею В.5 відповідного ДБН.

Визначаємо вільний об‘єм приміщення:

$$V = S·H·0,85 = 2150·12,5·0,85 = 22844 \text{ м}^3$$

де H- висота приміщення;

S-площа приміщення.

Питомий вільний об‘єм складає:

$$V' = V / N = 22844 / 953 = 23,97 \text{ м}^3 \text{ /люд} > 20 \text{ м}^3 \text{ /люд.}$$

Нормована кількість повітря на одну людину за табл. В.5 при $V' > 20 м^3$ /люд становить 30 $м^3$ /(год·люд).

Найменша необхідна кількість повітря для вентиляції: $L = L'· N = 30·953 = 28590$ $м^3$ /год.

Розрахована система вентиляції забезпечить виконання нормативних вимог з якості повітря робочої зони.

Висновки:

Організація охорони праці під час виконання добудови є надзвичайно складною через специфіку виконуваних робіт, особливо в умовах існуючої забудови .

Кожен громадянин України має право на належні, безпечні і здорові умови праці, гарантовані статтею 43 Конституції України.

7.2 Цивільний захист

7.2.1 Законодавство України про цивільну оборону.

Кодекс цивільного захисту України регулює відносини, пов’язані із захистом населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій, реагуванням на них, функціонуванням єдиної державної системи цивільного захисту, та визначає повноваження органів державної влади, Ради міністрів Автономної Республіки Крим, органів місцевого самоврядування, права та обов’язки громадян України, іноземців та осіб без громадянства, підприємств, установ та організацій незалежно від форми власності.

Кодекс цивільного захисту України складається з десяти розділів.

У першому розділі кодексу говориться, що цивільний захист - це функція держави, спрямована на захист населення, територій, навколишнього природного середовища та майна від надзвичайних ситуацій шляхом запобігання таким ситуаціям, ліквідації їх наслідків і надання допомоги постраждалим у мирний час та в особливий період.

Цивільний захист забезпечується з урахуванням особливостей, визначених Законом України "Про основи національної безпеки України", суб’єктами, уповноваженими захищати населення, території, навколишнє природне середовище і майно, згідно з вимогами Кодексу цивільного захисту - у мирний час, а також в особливий період - у межах реалізації заходів держави щодо оборони України. Координацію діяльності органів виконавчої влади у сфері цивільного захисту у межах своїх повноважень здійснюють: Рада національної безпеки і оборони України; Кабінет Міністрів України.

7.2.2 Евакуація відвідувачів приміщень при пожежах

У будівлях і спорудах на випадок виникнення пожежі необхідно передбачати евакуаційні шляхи і виходи.

Виходи вважаються евакуаційними, якщо вони ведуть:

• з приміщень першого поверху назовні безпосередньо або через коридор, вестибюль, сходову клітку;

• з приміщень інших поверхів в сходову клітку (безпосередньо, зокрема через хол або через коридор), яка має мати вихід назовні безпосередньо або через вестибюль, відокремлений від примикаючих коридорів перегородками з дверима;

• з приміщень в сусіднє приміщення в тому ж поверсі, забезпечене вказаними вище виходами.

В спортивних комплексах у багатьох випадках один евакуаційний вихід призначений для відвідувачів, інший – для обслуговуючого персоналу. Тамбури виходів не можна використовувати для торгівлі і зберігання (навіть тимчасового) будь-яких матеріалів та інвентаря.

На шляхах евакуації і в торгових залах передбачається аварійне освітлення. Підприємства торгівлі і громадського харчування, бази і склади мають бути забезпечені знаками безпеки.

Ширина евакуаційних проходів, протяжність шляхів евакуації, кількість і ширина евакуаційних виходів (дверей) визначаються розрахунковим шляхом.

Відстань по проходам від найвіддаленішої точки залу до виходу на евакуаційну сходову клітку або назовні слід приймати не більше 25м.

У разі неможливості виконати цю вимогу евакуаційні виходи розташовують по периметру залу з розрахунку один вихід на 100 чол. Відстань між виходами має бути не більшою 50 м. У залах двері для входу і виходу з нього необхідно влаштовувати в різних кінцях залу.

Для площі приміщень понад 300 м^2 кількість виходів з них повинна бути, як правило, не менше двох.

Місткість залів приймається з розрахунку не менше 1,35 м^2 на одну людину, в будівлях I і II ступеня вогнестійкості, необхідний час евакуації приймається 6 хв., в будівлях III і IV ступеня вогнестійкості – 4 хв., V ступеня – 3 хв.

Плани (схеми) евакуації людей на випадки виникнення пожежі мають бути розроблені і вивішені на видних місцях в будівлях і спорудах (окрім житлових будинків), які мають два поверхи і більше, якщо одночасно перебувають на поверсі більше 25 чоловік.

Забезпечення безпечної евакуації людей з будівлі досягнуто наступним чином:

- Відповідністю розмірів і числа шляхів евакуації і виходів вимогам норм;
- Забезпечення нормального ритму і організованого руху людей;
- Незадимлюваність шляхів евакуації;
- Двері евакуаційних виходів і інші двері на шляхах евакуації відкриваються у напрямку виходу з будівлі.

Відповідно до ДБН В.1.1.7–2002 «ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ОБ'ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА» спортивні зали відносяться до II ступеня вогнестійкості.

Спортивні зали мають площу 2150 м² кожен. Згідно ДБН В.1.1.7–2002 «ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ОБ'ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА» на одну людину, що знаходиться залі припадає 1,35 м². Тоді розрахункове число людей, що одночасно знаходяться в торговому залі визначається:

$$n = \frac{S}{s_1}, I_{ном} = \frac{I_K}{\kappa} = \frac{16{,}95}{3} = 5{,}65 \quad A \tag{7.9}$$

де S - площа залу, $S = 2150 м^2$

s_1 - площа на одну людину $s_1 = 1{,}35 м^2$

$$n = \frac{2150}{1,35} = 953 чол \; I_{ном} = \frac{I_K}{к} = \frac{16,95}{3} = 5,65 \quad A \tag{7.10}$$

Ширина основних евакуаційних проходів для залів площею понад 400 м² не менше 2,5 м.

Згідно норм на 1 м ширини евакуаційного виходу для залів II ступеня вогнестійкості припадає не більше 165 осіб. Тоді необхідна ширина виходів з торгових залів:

$$b = \frac{n}{n_1}, I_{ном} = \frac{I_K}{к} = \frac{16,95}{3} = 5,65 \quad A \tag{7.11}$$

де n - максимальне число людей, які знаходяться в торговому залі, $n = 880 чол$

n_1 - число людей на 1 м ширини евакуаційного виходу, $n_1 = 165 чол/м$

$$b = \frac{953}{165} = 5,8 м \; I_{ном} = \frac{I_K}{к} = \frac{16,95}{3} = 5,65 \quad A \tag{7.12}$$

Висновки:

У даній будівлі на випадок виникнення пожежі передбачені евакуаційні шляхи і виходи відповідно до вимог і норм. Необхідна ширина виходів з запроектованої будівлі становить 5,8м.

РОЗДІЛ 8
ЕКОЛОГІЯ

8.1 Вплив будівельної галузі на навколишнє середовище

Будівництво — галузь матеріального виробництва, в якій створюються основні фонди виробничого і невиробничого призначення: готові до експлуатації будівлі, будівельні конструкції, споруди, їх комплекси. Воно базується на будівельній індустрії, яка є сукупністю підприємств і організацій та здійснюється в навколишньому природному середовищі, взаємодіє з ним і негативно на нього впливає.

Будівництво є яскравим прикладом антропогенної діяльності, що часто справляє серйозну негативну дію не тільки на окремі компоненти навколишнього середовища і їх збереження, але і на стійкість екосистем в цілому.

Сьогодні одним з головних завдань при будівництві стає облік і аналіз всіх антропогенних навантажень на навколишнє середовище і оцінка дій на нього для збереження і підтримки екологічної рівноваги. У місцях будівництва спостерігається високий рівень забруднення повітря, води, ґрунту, що в кінцевому підсумку призводить до зменшення біорізноманіття. Це відбувається на всіх стадіях: при проведенні проектно-пошукових робіт, при влаштуванні доріг, безпосередньо при виконанні робіт на будівельному майданчику. Тому питання впливу об'єктів будівництва на довкілля є надзвичайно актуальним.

Основними джерелами забруднень при будівельних роботах є: буропідривні роботи, влаштування котлованів і траншей, вирубка лісу і чагарника, пошкодження грунтового шару і змив забруднень з будівельного майданчика, утворення звалищ будівельного сміття тощо.

На довкілля впливають також самі будівельні матеріали (радіоактивність, токсичність, пилоутворення), які використовуються в будівництві; будівельні машини і транспорт; організація виробництва (руйнування грунтового шару тимчасовими під'їзними шляхами, токсичні викиди машин і транспорту, шум, вібрація).

Роботи на майданчиках з будівництва та реконструкції різних об’єктів негативно відбиваються на стані навколишнього середовища. Ступінь впливу залежить від виду матеріалів, які використовуються, від технології зведення об’єкта, технологічного оснащення будівельного виробництва, типу і якості машин, механізмів і транспортних засобів, типів і потужності двигунів, організації технологічних процесів.

8.2 Вплив на екологію під час зведення профілакторію

При будівництві відбувається знищення екосистеми і створення на її місці штучної системи для життя людей. Наскільки вона буде прийнятна для людини, що є частиною екосистеми, а не техногенного середовища, залежатиме від мистецтва архітектора і будівельника не порушити рівновагу в природному середовищі, забезпечивши її стійкість, гармонійно поєднавши будівлі і споруди з природними компонентами екосистеми. Частим стало явище, коли людина в штучно створюваному архітекторами і будівельниками місці існування відчуває екологічний дискомфорт.

Основними джерелами забруднень при будівельних роботах є: влаштування котлованів і траншей, вирубка лісу і чагарника, пошкодження ґрунтового шару і змив забруднень з будівельного майданчика, утворення звалищ будівельного сміття тощо.

Окрім негативної дії на рослинність і ґрунт, зведений об'єкт змінює умови інсоляції. Будівлі затінюють території, змінюється режим випаровування вологи. Додатково забруднювачами виступають також різноманітні джерела шуму, зокрема розташування об’єкту будівництва біля колії.

Крім того будівництво супроводжується великим обсягом будівельних відходів. Разом зі сміттям щорічно в будівництві втрачається більше 1 млн. т металу, 30% скла, до 15% цементу, до 17% цегли перетворюється набій та йде у відходи, а 40% цеглин мають ті чи інші пошкодження. Одні відходи

вивозять на розміщені довкола міста звалища, частину спалюють на будівництві або на звалищах, частину закопують, що негативно впливає на ґрунт, повітряне середовище, водойми. На довкілля впливають також самі будівельні матеріали (радіоактивність, токсичність, пилоутворення), які використовуються в будівництві; будівельні машини і транспорт; організація і культура виробництва(руйнування ґрунтового шару тимчасовими під'їзними шляхами, токсичні викиди машин і транспорту, шум,вібрація, електромагнітні поля).

Будівельні машини та обладнання - основа будь-якого технологічного процесу зведення будівель, споруд. Вони виконують роботи, взаємодіють з навколишнім середовищем і негативно впливають на повітряне середовище, ґрунт, біосферу, поверхню, ґрунтові води тощо.

Забруднення води обумовлене високим антропогенним навантаженням на водозбори, відсутністю або слабкою інженерною облаштованістю водоохоронних зон, скиданням стічних вод.

Останнім часом у побутові стоки все більше потрапляє багато шкідливих синтетичних мийних речовин. Навіть незначна кількість їхніх домішок викликає неприємний смак і запах води, а утворення піни на поверхні відкритих водоймищ утруднює доступ атмосферного кисню і веде до замору і загибелі водяних організмів.

Природна вода, забруднена побутовими стоками, непридатна для водопостачання населення, оскільки шкідливі речовини та збудники хвороб, що містяться в ній, завдають великої шкоди здоров'ю людей, можуть викликати різні інфекційні захворювання (дизентерія, інфекційний гепатит, холера, ін.).

В умовах сучасних міст очищаються величезні об'єми води. Однак через постійний дефіцит реагентів відбувається повсюдне порушення технології очищення. Через великі об'єми оброблюваної води застосування фізико-хімічних методів очищення від важких металів стає неможливим. Використання хлору в якості знезаражуючого засобу призводить до того, що

взаємодіючи з водою, насичено органічними речовинами, він утворює високотоксичні хлорорганічні сполуки.

Роботи на майданчиках з будівництва різних об’єктів негативно відбиваються на стані навколишнього середовища. Ступінь впливу залежить від виду матеріалів, які використовуються, від технології зведення об’єкта, технологічного оснащення будівельного виробництва, типу і якості машин, механізмів і транспортних засобів, типів і потужності двигунів, організації технологічних процесів.

8.3 Заходи по зменшенні впливу на середовище

Рослинний шар ґрунту збирається і вивозиться на площадку складування. Через обмежені умови тимчасове складування ґрунту на будівельному майданчику не передбачено. При рекультивації ґрунту передбачаються заходи щодо захисту ґрунту від розмиву і забруднення. Рекультивація земель передбачає технічний і біологічний етапи.

Відходи будівництва направляються на переробку та подальше використання за умови обов'язкового радіаційного та санітарно-гігієнічного контролю відходів та продуктів їх переробки, а також наявності відповідних переробних потужностей. Відходи, переробка яких тимчасово неможлива, використовуються для засипання відпрацьованих кар'єрів і т.п. Допускається лише тимчасове складування відходів будівництва і тільки в спеціально обладнаних для цього місцях.

На об'єкті здійснюється роздільний збір та тимчасове зберігання відходів будівництва, що підлягають переробці та подальшому використанню, за сукупністю позицій, що мають єдиний напрямок використання, а також роздільний збір та тимчасове складування відходів будівництва, що підлягають захороненню за класами небезпеки. Збір відходів, що утворюються здійснюється переважно механізованим способом.

Граничний термін утримання відходів, що утворюються в місцях тимчасового зберігання не повинен перевищувати 7 календарних днів. Місця тимчасового складування відходів відповідають наступним вимогам:

- Розмір (площа) місця зберігання визначається розрахунковим шляхом, що дозволяє розподілити весь обсяг тимчасового зберігання відходів, що утворюються на площі місця зберігання з навантаженням не більше 3 т / кв.м;
- Місця зберігання мають огорожу по периметру майданчика ;
- Місця зберігання обладнані таким чином, щоб виключити забруднення відходами будівництва ґрунту;
- Розміщення відходів у місцях зберігання здійснюється з дотриманням чинних екологічних, санітарних, протипожежних норм і правил техніки безпеки, а також способом, що забезпечує можливість безперешкодного навантаження кожної окремої позиції відходів будівництва та погрузки на автотранспорт для їх вивезення з території. Відходи вивозяться не рідше ніж раз на 7 днів або по заповненню майданчиків їх складування. Вивіз здійснюється спеціалізованими організаціями за допомогою автотранспортних засобів.

Навантаження негабаритних відходів здійснюється за допомогою фронтальних навантажувачів.

Після закінчення будівельних робіт проводиться ретельне прибирання території та її благоустрій (при збиранні сміття не допускається скидання його з покрівлі будівлі без застосування закритих лотків і бункерів наповнювачів). Розбиваються газони, і здійснюється посів трав.

Для охорони навколишнього середовища при виконанні будівельних робіт передбачаємо наступні заходи на будівельному майданчику:

- Для перевезення будівельних вантажів застосовуємо автомашини на дизельному паливі та природному газі (наприклад, самоскид ЗІЛ-130 на природному газі);
- Застосовуємо зварювальні агрегати з електричним живленням;

- Постійно підтримуємо двигуни внутрішнього згоряння в справному стані (їх регулювання, що забезпечує найбільш повне згорання палива);

- Використовуємо каталітичні нейтралізатори для очищення вихлопів від продуктів неповного згоряння;

- Холоста робота двигунів машин на будівельному майданчику заборонена;

- Пилоподібні матеріали: гіпс, цемент, вапно - зберігаються лише в закритих ємностях.

Масло з машин і механізмів зливаємо в спеціальні маслоприйомники, що виключає можливість забруднення ґрунту і загоряння промаслених ганчірок, дрантя та ін.

З причини відсутності технічного водопроводу при будівництві використовується діючий водогін. Використана вода виводиться в очисні споруди типу «Біотал», це дає змогу знизити біологічне забруднення стічних вод, зменшити концентрацію синтетичних мийних речовин. Відведення поверхневих і талих вод з будмайданчика забезпечуємо вертикальним плануванням і направляємо в стічну каналізацію.

Висновки:

За рахунок використання будівельних машин та механізмів, що працюють на малотоксичному паливі було зменшено кількість шкідливих викидів в атмосферу. Застосовуючи спеціальні маслоприйомники для зливу масла з машин і механізмів ми виключили можливість забруднення ґрунтів.

Ступінь впливу будівництва на навколишнє середовище був знижений за рахунок заходів по боротьбі з загазованістю і шумом на будівельному майданчику, правильно обладнаних місць для тимчасового зберігання відходів, забезпечення відведення поверхневих і талих вод з буд майданчика.

Література

1. ДСТУ Б А.2.4-7-95 "Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень"- К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1996
2. Макланова Т.Г. и др. "Архитектура гражданских и промышленых зданий"– М.: Стройиздат,1981.
3. ДБН В. 2.2-9-99 "Громадські будинки і споруди"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2000
4. ДБН В.1.4-1.01-97 "Основні положення"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 1998
5. ДБН В.2.2.-10-2001 "Заклади охорони здоров'я" - К.:Держбуд України, 2001
6. ДБН В.2.6.-31:2006 "Теплова ізоляція будівель"- К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006
7. Шерешевский И.А. "Конструирования гражданских зданий и сооружений"– Л.: Стройиздат, 1979.
8. Барашикова А.Я. "Залізобетонні кострукції"- К.: Вища школа, 1995
9. ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи"-К.: Мінбуд України, 2006
10. ДБН Д.2.2-7-99"Бетонні та залізобетонні конструкції збірні". – К.: Мінбуд України, 1999.
11. ДБН В.2.6-98-2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011.
12. ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування " - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
13. ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування " - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
14. ДСТУ-Н Б В.1.1 – 27:2010 "Будівельна кліматологія" К.: Мінрегіонбуд України, 2010.
15. ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування " - К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
16. Кузима В. "Технологія та організація будівельних робіт"-Тернопіль. 2001
17. Методичні вказівки до виконання дипломних проектів спеціаліста та дипломних робіт магістра //Ковальчук Я.О.-Тернопіль: Видавництво ТНТУ. 2014
18. Павлов В.І. "Економіка будівництва / Методичні вказівки" – Луцьк: Надстир'я. 2002
19. Ситник И.П. "Организация, планирование, и управление строительством" – К.: Вища школа. 1978
20. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 " Визначення тривалості будівництва об'єктів" - К.: Мінрегіон України, 2014.
21. ДБН В.1.1-7:2016"Пожежна безпека об'єктів будівництва". – К.: Мінрегіон України, 2017.

22. ДБН В.2.5-28-2006 "Природне і штучне освітлення". – К.: Мінбуд України, 2006.
23. ДБН А.3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві ". – К.: Мінбуд України, 2009.
24. ДБН А.3.1-5:2016"Організація будівельного виробництва"- Мінрегіон України, 2016.
25.ДБН В.2.5-64-2012 "Внутрішній водопровід та каналізація" - К.: Мінбуд України, 2012.
26. ДБН В.2.5-74-2013 "Водопостачання." - К.: Мінбуд України, 2013.
27. ДБН В.2.5-75-2013 "Каналізація. Зовнішні мережі та споруди" - К.: Мінбуд України, 2013.
28. ДБН В.2.5-74-2013 "Водопостачання. Основні положення проектування" - К.: Мінбуд України, 2013.
29. ДБН В.2.5-67-2013 "Опалення, вентиляція та кондиціонування" - К.: Мінбуд України, 2013.
30. ДСТУ-Н Б В.2.5-73:2013 "Настанова з монтажу внутрішніх санітарно-технічних систем"- К.: Мінбуд України, 2013.
31. ДБН В.2.5-20-2001 "Газопостачання/Мінінвестбуд України"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2002.
32. Кондратьев А.И., Местечкина Н.М. "Охрана труда в строительстве" – М.:Высшая школа. 1990
33. Орлов Г.Г. "Инженерные решения по охране труда в строительстве" – М.: Стройиздат. 1985
34. Спельман Е.Л. "Техника безопасности при эксплуатации строительных машин и средств малой механизации" – М.:Стройиздат. 1986
35. Пугач В.І., Люлька Г.С. "Охорона праці в будівництві"-Навчальний посібник. – Харків: Рубікон. 1998
36. Нифонтов А.И. "Краткий справочник строителя" – К.: Будівельник. 1987