

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА**


**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

Кафедра будівельного проєктування

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

БАГАТОКВАРТИРНИЙ ЖИТЛОВИЙ БУДИНОК В МІСТІ МЕРЕФІ

Розробив: студент 3 курсу, групи БтаЦІ 2022-5у
Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія
ОПП – Промислове та цивільне будівництво

 Романовський Костянтин Юрійович

Керівник: канд. техн. наук, доцент

 Якименко Марина Валентинівна

Рецензент: доктор. техн. наук, професор

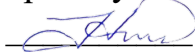
 Яровий Сергій Миколайович

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВНИЦТВА ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівельного
проектування

 к.т.н., доц. Спіранде К.В.

« 31 » травня 2025 року

ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА

Романовського Костянтина Юрійовича

Спеціальність 192 –Будівництво та цивільна інженерія
Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво
Тема кваліфікаційної роботи: **Багатоквартирний житловий будинок в місті
Мерефі**

затверджена наказом ректора ХНУМГ від « 30 » травня 2025 р. № 397-03

Термін подання завершеної роботи на кафедру « 16 » червня 2025 р.

Вихідні дані до кваліфікаційної роботи інженерно-геологічні умови, основні
вимоги до несучих та огорожувальних конструкцій будівлі, архітектурно-
планувальне рішення об'єкту.

Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити): архітектурно-будівельна частина, розрахунково-конструктивна частина, технологічні рішення та організація будівництва, розділ охорони праці.













Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- архітектурно-будівельна частина: архітектурно-конструктивне рішення об'єкту будівництва, плани першого та типового поверхів, розріз, фасад, генеральний план (1-2 листи формату А1)

- розрахунково-конструктивна частина: конструктивне рішення фундаментів, конструктивне рішення несучих конструкцій перекриття будівлі: опалубочні креслення, схеми армування, креслення арматурних виробів, специфікації (2-3 листи формату А1)

- технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта на виконання одного з основних видів робіт за завданням консультанта розділу

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		Казімагомедов Ф.І., доцент		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	Храпатова І.В., доцент		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	Якименко М.В., доцент		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		Джалалов М.Н., доцент		
4. Охорона праці		Косенко Н.В., доцент		
Нормоконтроль		Будалак І.М., інженер 1 кат.		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина	02.06-04.06.2025	виконано
2.	Розрахунково-конструктивна частина	05.06-12.06.2025	виконано
3.	Технологічні рішення та організація будівництва	13.06-16.05.2025	виконано
4.	Охорона праці	15.06-16.06.2025	виконано

Керівник кваліфікаційної роботи  к.т.н., доц. Якименко М.В.

Завдання прийняв до виконання  Романовський А.А.

Дата видачі завдання « 31 » травня 2025 р.

З М І С Т

Розділ 1 Архітектурно-будівельна частина	5
Розділ 2 Розрахунково-конструктивна частина	15
2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту	15
2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту	30
Розділ 3 Технологія будівельного виробництва.....	51
Розділ 4 Охорона праці	73
Список використаних джерел.....	84

1 Архітектурно-будівельна частина

1.1 Вихідні дані

На ділянці, призначеній для зведення об'єкта, що знаходиться в одному з міських районів, формуються специфічні умови. З її північного та західного боків межує вже забудована міська територія. Зі сходу та півдня об'єкт оточений вулицями з активним рухом міського транспорту.

Зазначена будівельна площа характеризується рівнинним рельєфом, що спрощує підготовчі роботи.

- Для будівництва виділено зону в одному з районів міста. На півночі і заході від неї розташований існуючий район. На сході і півдні є вулиці, де курсують міські транспортні засоби.
- Зона для будівництва має спокійний рельєф..
- Місто Мерефа розташоване у першому кліматичному районі. Тут мають місце наступні показники :
- характеристичне значення навантаження від вітру – 430 Па;
- характеристичне значення навантаження від снігу – 1600 Па;
- висота снігового покриву 0,7 м зі щільністю до 0,45 кг/м²;
- нормативна глибина промерзання ґрунту 1,0 м.

Температурні режими для розрахунків:

При проведенні розрахунків для зовнішнього повітря були взяті до уваги такі температурні показники:

Мінімальна температура найхолоднішої доби зимового періоду: $t_{n1} = -28^{\circ}\text{C}$.

Мінімальна температура найхолоднішої п'ятиденки: $t_{n5} = -23^{\circ}\text{C}$.

Середня температура повітря в липні: $20,7^{\circ}\text{C}$.

Класифікаційні характеристики об'єкта

Згідно з проєктними вимогами, будівля відноситься до:

- Класу відповідальності: СС2.
- Ступеня вогнестійкості: І.
- Категорії складності: ІІІ.

1.2 Генеральний план

Ділянка, визначена для забудови, має чітко окреслені межі: з північної сторони вона прилягає до існуючих житлових споруд, тоді як зі східної — межує з автомобільними дорогами.

Проектом передбачається не лише основна будівля, а й створення інтегрованих функціональних зон: зони для відпочинку та організованого паркування транспортних засобів.

Ландшафт ділянки характеризується переважно рівнинним рельєфом. Проте, на деяких локальних ділянках присутні насипні ґрунти. Також відзначається незначний ухил поверхні, що проявляється у зміні абсолютних відміток висот від 165,25 м до 165,75 м.

Озеленення території є невід'ємною частиною загальної концепції благоустрою, включаючи зелені насадження.

Позиціонування будівлі на генеральному плані було ретельно визначено з урахуванням конструктивних особливостей та розташування сусідніх будівель, що забезпечує гармонійну інтеграцію в існуюче середовище.

Розробка планувальних рішень базувалася на комплексному підході та враховувала наступні ключові аспекти:

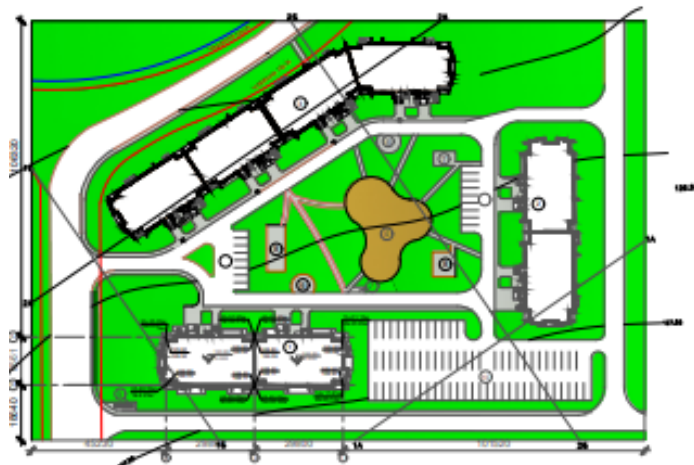
Гармонізація з існуючою забудовою, як у горизонтальному (планувальному), так і у вертикальному (висотному) відношенні.

Дотримання всіх санітарних норм та протипожежних вимог безпеки.

Відповідність положенням проєктування завдання.

Безумовне дотримання вимог Державних будівельних норм (ДБН) Б.2.2-12:2021 «Планування та забудова територій».

Всі проїзди для транспорту та пішохідні доріжки на території об'єкта будуть мати тверде покриття.



Умовні позначення

№ п/п	Найменування	Позначення
1	Існуючі будівлі та споруди	
2	будівля	
3	Асфальтове замощення тип I	
4	Тротуарна плитка	
5	Озеленення	
6	Майданчики	

Рисунок 1.1 – Генеральний план

Техніко-економічні показники генплану надані у таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - ТЕП генплану

№ п/п	Найменування показника	Одиниці вимірювань	Кількість
1.	Площа ділянки	м ²	6272
2.	Площа забудови	м ²	982
3.	Площа твердого покриття	м ²	1416
4.	Площа озеленення	м ²	482

При проектуванні було приділено особливу увагу ефективній системі водовідведення. Атмосферні опади від стін споруди спрямовуються безпосередньо до зливової каналізації.

По периметру будівлі передбачено влаштування керамзитобетонного вимощення, що має ширину 1 м та необхідний ухил для відведення вологи від фасадів.

1.3 Об'ємно-планувальні рішення

Розроблений дев'ятиповерховий будинок має прямокутну форму в плані, з наступними габаритними розмірами: довжина становить 56,4 м, а ширина — 15,9 м.

Проект будівлі включає наявність технічного поверху та технічного підпілля, що забезпечує розміщення інженерних комунікацій.

Висота кожного типового поверху визначена як 3,0 м.

Для вертикального переміщення в будівлі встановлені ліфти, що забезпечують вантажопідйомність [ВАЖЛИВО: додайте сюди значення вантажопідйомності, бо в оригіналі пропущено] т. Також передбачено сміттєпровід для зручності мешканців.

Сполучення між усіма поверхами здійснюється за допомогою двомаршових сходових кліток.

З верхнього поверху забезпечено прямий вихід на покрівлю по сходах, що є важливим для обслуговування та безпеки.

Загальна кількість житлових одиниць у цій дев'ятиповерховій будівлі складає 72 квартири. Серед них рівномірно розподілено 36 двокімнатних та 36 трикімнатних квартир.

Останній поверх повністю відведено під технічні приміщення, що забезпечують функціонування всіх систем будинку.

Представлена будівля характеризується наступними ключовими показниками:

Таблиця 1.2 – Техніко-економічні показники

Найменування показника	Показник
Будівельний об'єм наземної частини, $V_{\text{буд. наз.}}$, м ³	29869
Будівельний об'єм підземної частини, $V_{\text{буд. під.}}$, м ³	2453
Будівельний об'єм загальний, $V_{\text{заг.}}$, м ³	32322
Житлова площа, $S_{\text{житл.}}$, м ²	4047
Загальна площа, $S_{\text{заг.}}$, м ²	6272
Площа забудови, $S_{\text{заб.}}$, м ²	982
Площа всієї житлової будівлі, $S_{\text{буд.}}$, м ²	7634
Умовна висота будинку, H_y	25,200

1.4 Архітектурно-конструктивні рішення

Конструктивна система будівлі є бескаркасною, її стійкість забезпечується за рахунок повздовжніх та поперечних несучих стін.

Застосована будівельна система відповідає традиційному підходу.

Несучі стіни будинку виконані методом цегляної кладки з використанням силікатної цегли, при цьому передбачається також утеплення конструкції.

Перекрыття та покриття будівлі виконані зі збірних залізобетонних елементів

Проектом передбачається влаштування фундаментів на пильовій основі.

В конструкції фундаменту закладено монолітний залізобетонний ростверк.

На цьому монолітному залізобетонному ростверку розміщуються збірні бетонні блоки. Для фундаментної частини прийняті квадратні залізобетонні палі перетином 400x400 мм. Бетон, використаний для палей, відповідає класу С20/25, має морозостійкість F100 та водонепроникність W6.

Стіни підвального приміщення збудовані із збірних залізобетонних фундаментних блоків, що відповідає ДСТУ Б В.2.6-108:2010 «Блоки бетонні для стін підвалів. Технічні умови». Гідроізоляція зовнішніх стін підвалу виконується шляхом обмазки гарячим бітумом. Додатково застосовується гідроізол марки ГИ-Г, що відповідає ДСТУ Б В.2.7-262:2011 «Гідроізол. Технічні умови».

Для стінових конструкцій використовується силікатна цегла марки М250

та цементно-піщаний розчин марки М150. Розрахунковий опір стиску цегляної кладки становить 2,4 МПа (або 2400 кПа).

По периметру будівлі влаштовується керамзитобетонне вимощення з товщиною 0,2 м та шириною 1,5 м.

Зовнішні стіни виконані як багатошарова кладка із силікатної цегли, при цьому загальна товщина зовнішньої стіни складає 640 мм. В якості утеплювача застосовуються мінераловатні плити товщиною 140 мм.

Кладка зовнішнього шару стіни передбачає виконання з розшиванням швів, що покращує естетичний вигляд.

Для зведення стінових конструкцій застосовується силікатна цегла марки М250 у поєднанні з цементно-піщаним розчином марки М150. Розрахунковий опір стиску кладки становить 2,4 МПа (або 2400 кПа).

В якості міжповерхових перекриттів та покриття будівлі використовуються збірні багатопустотні залізобетонні плити. Опирання цих плит на несучі стіни здійснюється на глибину 120 мм. Шви між окремими плитами складають 20 мм.

Застосовані багатопустотні плити перекриття відповідають вимогам наступних серій:

Серія 1.141-1, В54, В63, а також ДСТУ Б В.2-6-53:2008, що передбачає використання бетону класу С12/15 та арматури класу А1000С.

Серія 1.243-4.Перегородки у приміщеннях - із силікатної цегли товщиною 88 мм, а у санвузлах із керамічної цегли товщиною 120 мм.

Міжкімнатні перегородки в житлових приміщеннях виконані з силікатної цегли товщиною 88 мм. У той же час, перегородки в санітарних вузлах влаштовані з керамічної цегли товщиною 120 мм.

Віконні прорізи обладнані двокамерними склопакетами в металопластикових рамах. Передбачені наступні стандартні розміри віконних блоків:

- 1320 x 1460 мм
- 1770 x 1460 мм

- 2070 x 1460 мм

Всі житлові кімнати забезпечені природним освітленням.

Кожна кімната у квартирах має **окремий вхід**, що забезпечує приватність.

Двері спроектовані таким чином, щоб відчинятися у напрямку руху до виходу, що відповідає вимогам пожежної безпеки та ергономіки. Усі дверні полотна обладнані ручками та замками.

Передбачені такі розміри дверних блоків:

- Вхідні двері в будівлю: 1500 x 2100 мм.
- Вхідні двері в квартири: 1000 x 2100 мм.
- Міжкімнатні двері: 900 x 2100 мм.
- Двері до санвузлів: 800 x 2100 мм.
- Вхідні двері до лоджій: 700 x 2100 мм.

Стіни житлових кімнат оздоблені шпалерами. Стіни кухонь покриті миючими шпалерами для практичності. Над санітарними приладами у санвузлах стіни облицьовуються керамічною плиткою.

Підлоги в санвузлах також покриті керамічною плиткою.

Стіни та стелі приміщень фарбуються клейовою фарбою у два шари на висоту до 2,1 м.

Підлоги в квартирах виконані з лінолеуму на теплоізолюючій основі. Підлоги в санітарних вузлах покриті керамічною плиткою. В якості основи для підлог передбачається цементно-піщана стяжка.

Сходові клітки складаються з двох маршів, причому кожен марш спирається на відповідні плити сходових майданчиків. Ухил сходів становить 1:2.

З верхнього рівня сходової клітки передбачений вихід на покрівлю.

Сходова клітина отримує природне освітлення через наявні віконні отвори. Огорожа сходів виконана у вигляді металевих перил.

Покрівля будівлі є плоскою та має ухил 2% для ефективного водовідведення.

В будівлі передбачені пасажирські ліфти з вантажопідйомністю 400 кг.

Системи опалення та водопостачання реалізовані як централізовані, з основною розводкою магістралей у підвальному приміщенні.

Система каналізації є внутрішньою, з подальшим врізанням у колодязі місцевої каналізаційної мережі.

Електропостачання будівлі здійснюється від найближчої трансформаторної підстанції.

Сміттепровід проектується з наявністю бункера-накопичувача. Відходи з бункера перевантажуються у сміттеві візки, а потім завантажуються у спеціалізовані сміттєзбиральні машини.

Верхня частина сміттєпроводу має сполучення з дахом для забезпечення належного провітрювання. Додатково передбачено окремий зовнішній хід до сміттєзбірника.

1.5 Теплотехнічний розрахунок стіни

Виконання розрахунків базується на положеннях ДБН В.2.6-31:2022 [20], що є основним нормативним документом у цій сфері.

Згідно з прийнятим проектним рішенням, для подальшого аналізу береться конструкція зовнішньої стіни будівлі.

Представлено склад, товщину шарів та коефіцієнти теплопровідності матеріалів, що формують зовнішню стіну:

1. Зовнішній облицювальний шар - силікатна цегла на цементно-піщаному розчині. Характеристики: $\delta=120\text{мм}$, $\rho=1800\text{кг/м}^3$, $\lambda=0,87\text{ Вт/м}^2\cdot\text{С}$.
2. Теплоізоляційний шар: мінераловатна плита. Характеристики: $\delta=140\text{ мм}$, $\rho=50\text{кг/м}^3$, $\lambda=0,05\text{ Вт/м}^2\cdot\text{С}$.
3. Несучий конструктивний шар: силікатна цегла на цементно-піщаному розчині. Характеристики: $\delta=380\text{мм}$, $\rho=1800\text{кг/м}^3$, $\lambda=0,87\text{ Вт/м}^2\cdot\text{С}$.
4. Внутрішнє оздоблення: цементно-піщана штукатурка. Характеристики: $\delta=20\text{ мм}$, $\lambda=0,81\text{ Вт/м}^2\cdot\text{С}$.

Для зовнішніх стін опалюваних будівель та споруд, а також внутрішніх міжквартирних конструкцій, де різниця температур повітря перевищує 3С, обов'язковою є вимога відповідності умові [3]:

$$R_{\Sigma пр} \geq R_{q min}, \quad (1.1)$$

Місто Харків розташоване у I температурній зоні, для якої мінімально допустимий опір теплопередачі $R_{q min} = 4,0 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{С}$.

Фактичний опір теплопередачі зовнішньої стіни $R_{\Sigma пр}$ визначається відповідно до методики [3] використовуючи формулу (1.2).

$$R_{\Sigma пр} = \frac{1}{\alpha_B} + R_{\kappa} + \frac{1}{\alpha_H} \quad (1.2)$$

де

$\alpha_B = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{К}$ - коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні конструкції, що захищає, який приймається за [3].

$\alpha_B = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{К}$ - коефіцієнт теплопередачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні конструкції, що захищає, який приймається за [3].

R_{κ} - термічний опір конструкції, що захищає, визначуваний по формулі:

$$R_{\kappa} = R_1 + R_2 + \dots + R_n + R_{B.П.} \quad (1.3)$$

R_1, R_2, R_n - термічні опори окремих шарів огорожувальної конструкції.

$$R_n = \frac{\delta_n}{\lambda_n} \quad (1.4)$$

δ – товщина шару (м).

λ – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності шарів матеріалу стіни в залежності від матеріалу, його щільності і умов експлуатації.

Визначаю фактичний опір теплопередачі стіни.

Після визначення значень згідно (1.3) та (1.4), підставив у (1.2), отримав:

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{\alpha_6} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_n}$$

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,12}{0,87} + \frac{0,14}{0,06} + \frac{0,38}{0,87} + \frac{1}{23} = 0,12 + 0,14 + 2,8 + 0,44 + 0,04 = 4,14 \text{Вт/}$$
$$\text{м}^2 \cdot \text{С}$$

Перевірка умови (1.1):

$$4,14 \text{м}^2 \cdot \text{К/Вт} \geq 4,0 \text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Після визначення необхідних значень згідно з формулами (1.3) та (1.4), а потім підстановки їх у вираз (1.2), було отримано наступний результат:

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{\alpha_6} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_n}$$

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,12}{0,87} + \frac{0,14}{0,06} + \frac{0,38}{0,87} + \frac{1}{23} = 0,12 + 0,14 + 2,8 + 0,44 + 0,04 =$$

$$4,14 \text{Вт/м}^2 \cdot \text{С}$$

Перевірка відповідності умові (1.1) демонструє:

$$4,14 \text{м}^2 \cdot \text{К/Вт} \geq 4,0 \text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Таким чином, вимоги виконано.

Це означає, що розглянута стінова конструкція повністю відповідає діючим нормативним положенням.

2. Розрахунково-конструктивна частина

2.1. Розрахунок підземної частини об'єкту

2.2.1 Описання конструкції

Будівля проектується як безкаркасна споруда, основу якої складають несучі поздовжні та самонесучі поперечні стіни. Ці стіни є опорою для багатопустотних плит перекриття. Навантаження від несучих стін передається на фундаментні блоки, які, своєю чергою, розподіляють його на палі.

Фундаментне пальове поле розроблено із застосуванням буронабивних паль. Кожна паля має довжину близько 7 м, ($L \approx 7\text{м}$) і діаметром $\varnothing 500\text{мм}$.

2.1.2. Геологічна будова і гідрогеологічні умови.

Шар	Грунт	Свердловина і потужність шару, м.			
		1	2	3	4
1	Насипний грунт	3,63	4,44	4,53	4,23
2	Пісок пилюватий, грязно-сірий. Із прошарками супіску, суглинку, мало вологий, пухкий	0,9	0,6	0,3	0,3
3	Пісок пилюватий, грязно-сірий, бурувато-сірий, із прошарками супіску, піску, середньої щільності, вологий	1,6	1,4	0,7	1,0
4	Пісок дрібний, сірий, із прошарками супіску, суглинку, середньої щільності, водонасичений	0,5	1,8	2,1	1,1
5	Пісок дрібний, зеленувато-сірий, із прошарками піску пилюватого, супіску, водо насичений, щільний	1,9	1,0	1,7	1,9
6	Пісок середньої крупності, сірий, із прошарками піску дрібного, середньої щільності, водонасичений	2,1	2,3	2,2	2,5
7	Пісок середньої крупності, сірий, зелено-сірий, щільний, водонасичений	2,8	2,2	1,2	2,0
6	Пісок середньої крупності, сірий, із прошарками піску дрібного, середньої щільності, водонасичений	1,5	1,3	1,9	1,5
8	Пісок крупний, середньої щільності, водо насичений	-	-	-	-
Рівень ґрунтових вод		123,9	123,75	123,99	124,2
Абсолютна позначка устя свердловини, м		129,73	129,99	129,92	129,83

2.1.3 Характеристики властивостей ґрунтів

№ п.п	Найменування	Умовні познач.	Од. вимір.	Шар							
				1	2	3	4	5	6	7	8
1	Щільність	ρ	Т/м ³	1,67	1,54	1,669	1,942	2,032	2,001	2,040	1,98
2	Щільність частинок	ρ_s	Т/м ³	-	26,7	2,43	2,66	2,66	2,66	2,65	2,66
3	Природна вологість	W	-	-	0,11	0,20	0,21	0,20	0,22	0,20	0,21
4	Вологість на границі тягучості	W_l	-	-							
5	Вологість на межі розкатування	W_p	-	-							
6	Кут внутрішнього тертя	ϕ	град.	-	28	28	30	36	36	38	40
7	Питоме щеплення	c	кПа	-	-	3	2	4	1	2	1
8	Модуль деформації	E	МПа	-	-	15	23,7	37,7	34,6	41,5	37

2.1.4. Інженерно-геологічні умови площадки

1-й шар: Перший шар складається з насипного ґрунту.

2-й шар: Другий шар представлений піском пилюватим:

Коефіцієнт пористості: $\rho = 1,54 \text{ т/м}^3$; $\rho_s = 2,67 \text{ т/м}^3$; $W = 0,11$;

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,67}{1,54} \cdot (1 + 0,11) - 1 = 0,9244;$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,11 \cdot 2,67}{0,9244 \cdot 1} = 0,3177$$

где ρ_w – густина води.

Висновок: Цей шар характеризується як пісок пилюватий, пухкий, маловологий.

3-й шар: Третій шар ідентифіковано як пісок пилюватий:

$\rho = 1,669 \text{ т/м}^3$; $\rho_s = 2,63 \text{ т/м}^3$; $W = 0,20$;

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,43}{1,669} \cdot (1 + 0,20) - 1 = 0,747;$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,20 \cdot 2,43}{0,747 \cdot 1} = 0,65$$

где ρ_w – густина води.

Висновок: Для даного шару характерні властивості піску пилюватого, середньої щільності, вологого.

4-й шар: Четвертий шар представлений дрібним піском.

$$\rho = 1.942 \text{ т/м}^3; \quad \rho_s = 2,66 \text{ т/м}^3; \quad W = 0,21;$$

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{1,942} \cdot (1 + 0,21) - 1 = 0,657;$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,21 \cdot 2,66}{0,657 \cdot 1} = 0,98$$

где ρ_w – густина води.

Висновок: Цей ґрунтовий шар є піском дрібним, середньої щільності, насиченим водою.

5-й шар: П'ятий шар також складається з дрібного піску.

$$\rho = 2.032 \text{ т/м}^3; \quad \rho_s = 2,66 \text{ т/м}^3; \quad W = 0,20;$$

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{2,032} \cdot (1 + 0,20) - 1 = 0,57;$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,20 \cdot 2,66}{0,57 \cdot 1} = 0,93$$

где ρ_w – густина води.

Висновок: Визначено як пісок дрібний, щільний, насичений водою.

6-й шар: Шостий шар представлений піском середньої крупності.

$$\rho = 2.001 \text{ т/м}^3; \quad \rho_s = 2,66 \text{ т/м}^3; \quad W = 0,22;$$

Коефіцієнт пористості: $e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{2,001} \cdot (1 + 0,22) - 1 = 0,623;$

Ступінь вологості: $S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,22 \cdot 2,66}{0,623 \cdot 1} = 0,939$

де ρ_w – густина води.

Цей шар віднесено до категорії піску середньої крупності, середньої

щільності, водонасиченого.

7-й шар: Сьомий шар складається з піску середньої крупності.

$$\rho = 2.04 \text{ т/м}^3; \quad \rho_s = 2,65 \text{ т/м}^3; \quad W = 0,20;$$

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2.65}{2.04} \cdot (1 + 0,2) - 1 = 0,558;$$

$$\text{Ступінь вологості:} \quad S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0.20 \cdot 2,65}{0,558 \cdot 1} = 0,949$$

де ρ_w – густина води.

Висновок: Характеризується як пісок середньої крупності, щільний, водонасичений.

8-й шар: Складається з піску крупного: $\rho = 1.98 \text{ т/м}^3$; $\rho_s = 2,66 \text{ т/м}^3$;
 $W = 0,21$;

$$\text{Коефіцієнт пористості:} \quad e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2.66}{1.98} \cdot (1 + 0,21) - 1 = 0,626;$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0.21 \cdot 2,66}{0,626 \cdot 1} = 0,892$$

где ρ_w – густина води.

Висновок: Характеризується як пісок крупний, середньої щільності, водонасичений.

2.1.5 Збір навантажень

№ п/п	Різновиди навантаження, характеристика елементів	Характеристична, кН/м ²	γ_f	γ_n	Розрахунок, кН/м ²
Навантаження від покрівлі					
1	Акваізол СБС-ПЕ-04	0,005	1,3	0,95	0,0068
2	Акваізол СХ 30	0,0035	1,3	0,95	0,0048
3	Грунтовка бітумна «Акваізол»	0,00045	1,3	0,95	0,0006
4	Стяжка ц/п розчину М100	0,45	1,3	0,95	0,6157
5	Керамзит	0,81	1,2	0,95	1,0231
6	З/б плита покриття	5,5	1,1	0,95	6,3684
Навантаження від підлоги технічного поверху					
7	Стяжка ц/п розчину М100	0,45	1,3	0,95	0,6157
8	Утеплювач «ISOVER»	0,095	1,2	0,95	0,12
9	З/б плита покриття	5,5	1,1	0,95	6,3684
Навантаження від підлог 2-10 поверхів					
10	Ліноліум на водостійкій мастиці	0,013	1,2	0,95	0,0164
11	Стяжка ц/п розчину М100	0,45	1,3	0,95	0,6157
12	З/б плита покриття	5,5	1,1	0,95	6,3684
Навантаження від підлоги 1-го поверху					
13	Ліноліум на водостійкій мастиці	0,013	1,2	0,95	0,0164
14	Стяжка ц/п розчину М100	0,45	1,3	0,95	0,6157
15	Керамзитобетон	1,8	1,2	0,95	2,2736
16	З/б плита покриття	5,5	1,1	0,95	6,3684
Тимчасове навантаження					
17	Перегородки (10 поверхів)	5	1,1	0,95	5,7894
18	Корисне навантаження (10 поверхів)	20	1,2	0,95	25,2632
19	Снігове навантаження	1,6	1,4	0,95	2,3578
Всього		100,844			120,767

Навантаження від цегляних стін:

$$g_{\text{цег}} = \gamma_{\text{цег}} \cdot V = 18 \cdot (4,95 \cdot 0,51 + 10,69 \cdot 0,51) \cdot 33 \cdot 18 = 4568,34 \text{ кН}$$

Навантаження від фундаментних бетонних блоків:

$$g_{\text{ф.бл}} = \gamma_{\text{ф.бл}} \cdot V = 25 \cdot 24,7268 = 618,17 \text{ кН}$$

Навантаження на фундамент:

$$N = q_m \cdot A + g_{\text{цег}} + g_{\text{ф.бл}} = 120,767 \cdot 47,4636 + 4568,34 + 618,17 = 10918,55 \text{ кН}$$

2.1.6 Визначення розрахункового навантаження на палю

Згідно з положеннями ДСТУ Б В.2.1-27:2010 «Основи та фундаменти споруд. Палі», несуча здатність F_d , кН, що вимірюється в кілоньютонах (кН), для набивної або бурової палі без розширення, яка занурюється з виїмкою ґрунту та подальшим заповненням бетоном, а також працює під дією стискаючого навантаження, визначається за наступною формулою:

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

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі; $\gamma_c = 1$;

γ_{cR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі; $\gamma_{cR} = 1$

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, вимірюється в кПа (тс/м²)

A=0,19625 м² - площа обпирання палі, яка для набивних та бурових палей без розширення приймається рівною площі поперечного перерізу палі;

u=1,57 м - периметр поперечного перерізу стовбура палі, в метрах;

$\gamma_{cf}=0.6$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, значення якого залежить від обраного способу утворення свердловини та умов бетонування;

f_i - розрахунковий опір і-го шару ґрунту на бічній поверхні стовбура палі, вимірюється в кПа (тс/м²)

h_i – потужність і-го шару ґрунту

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (R) розраховується за формулою:

$$R = 0,75 \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_1 d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h);$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються відповідно до чинних норм у залежності від кута внутрішнього тертя ґрунту;

γ'_1 - розрахункове значення питомої ваги ґрунту в кН/м³, що знаходиться в основі палі (для водонасичених ґрунтів враховується зважувальна дія води);

γ_1 - середнє (по шарах) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, в кН/м

3

, розташованих вище нижнього кінця палі (для водонасичених ґрунтів також враховується зважувальна дія води);

d - діаметр буронабивної палі в метрах;

h - глибина закладення нижнього кінця палі в метрах, яка відраховується від рівня планування.

$$\alpha_1 = 89,65; \alpha_2 = 156; \alpha_3 = 0,765; \alpha_4 = 0,235; d = 0,5\text{ м}; h = 6,75\text{ м}$$

$$\gamma'_1 = 20,01\text{ кН/м}^3$$

$$\gamma'_1 = \frac{16.7 + 15.4 + 16.69 + 19.42 + 20.32}{5} = 17.706\text{ кН/м}^3$$

$$R = 0.75 \cdot 0.235 \cdot (89.65 \cdot 20.01 \cdot 0.5 + 156 \cdot 0.765 \cdot 17.706 \cdot 6.75) = 2691.92\text{ кН/м}^3$$

Для визначення несучої здатності палі необхідні розрахункові величини зведені в таблицю

№ шару	z_i , м	h_i , м	f_i , кПа	γ_{cf}
1	0,925	0,95	35	0,6
2	1,7	0,6	21	0,6
3	2,7	1,4	25	0,6
4	4,3	1,8	38	0,6
5	5,7	1,0	42	0,6
6	6,7	1,0	60	0,6

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 2671.92 \cdot 0,19625 + 1.57 \cdot 0.6(35 \cdot 0.95 + 0.6 \cdot 21 + 1.4 \cdot 25 + 1.8 \cdot 38 + 1 \cdot 42 + 1 \cdot 60)) = 761.042\text{ кН}$$

2.1.7 Проєктування пальового куца

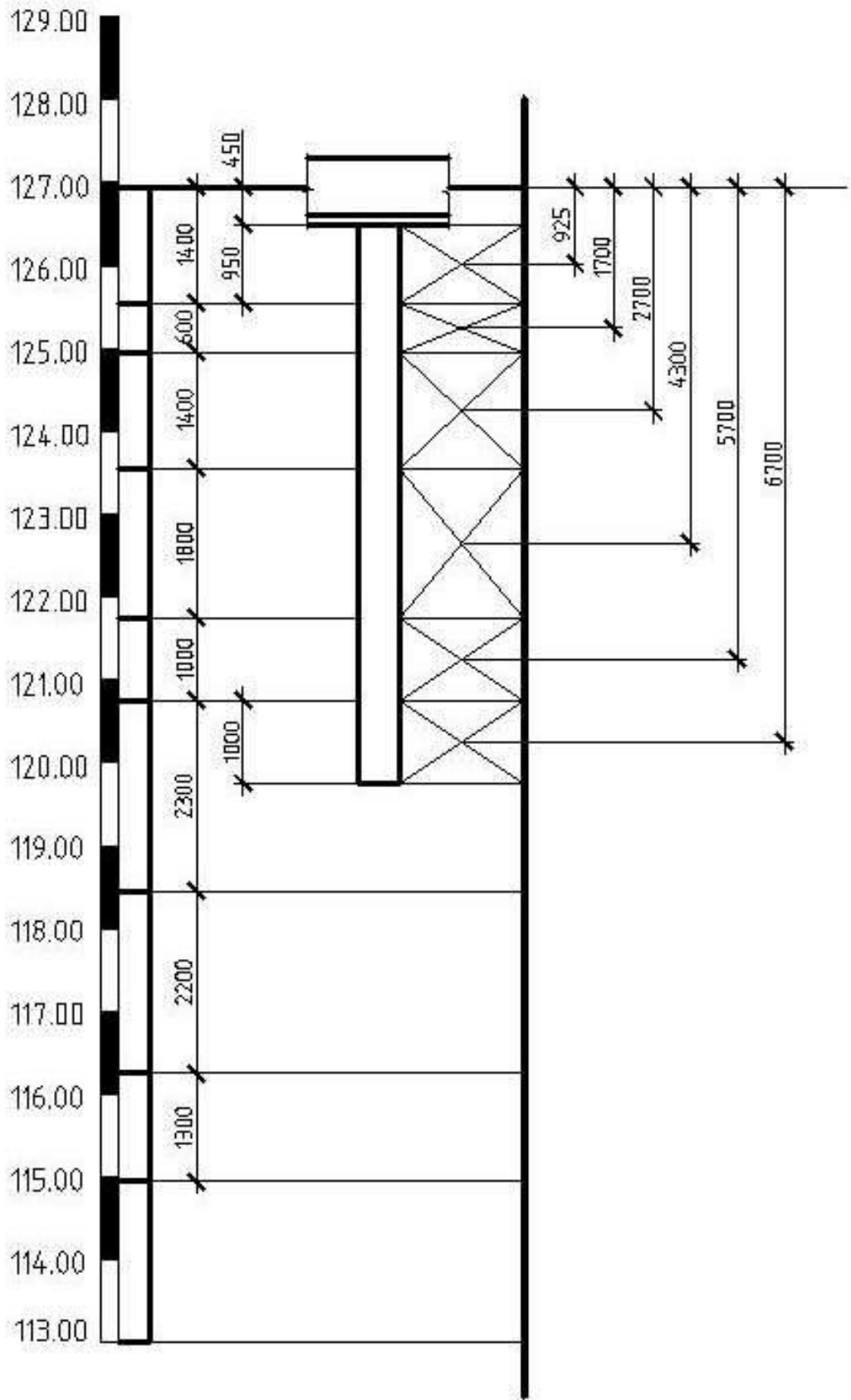
Необхідна кількість паль по повздовжній силі:

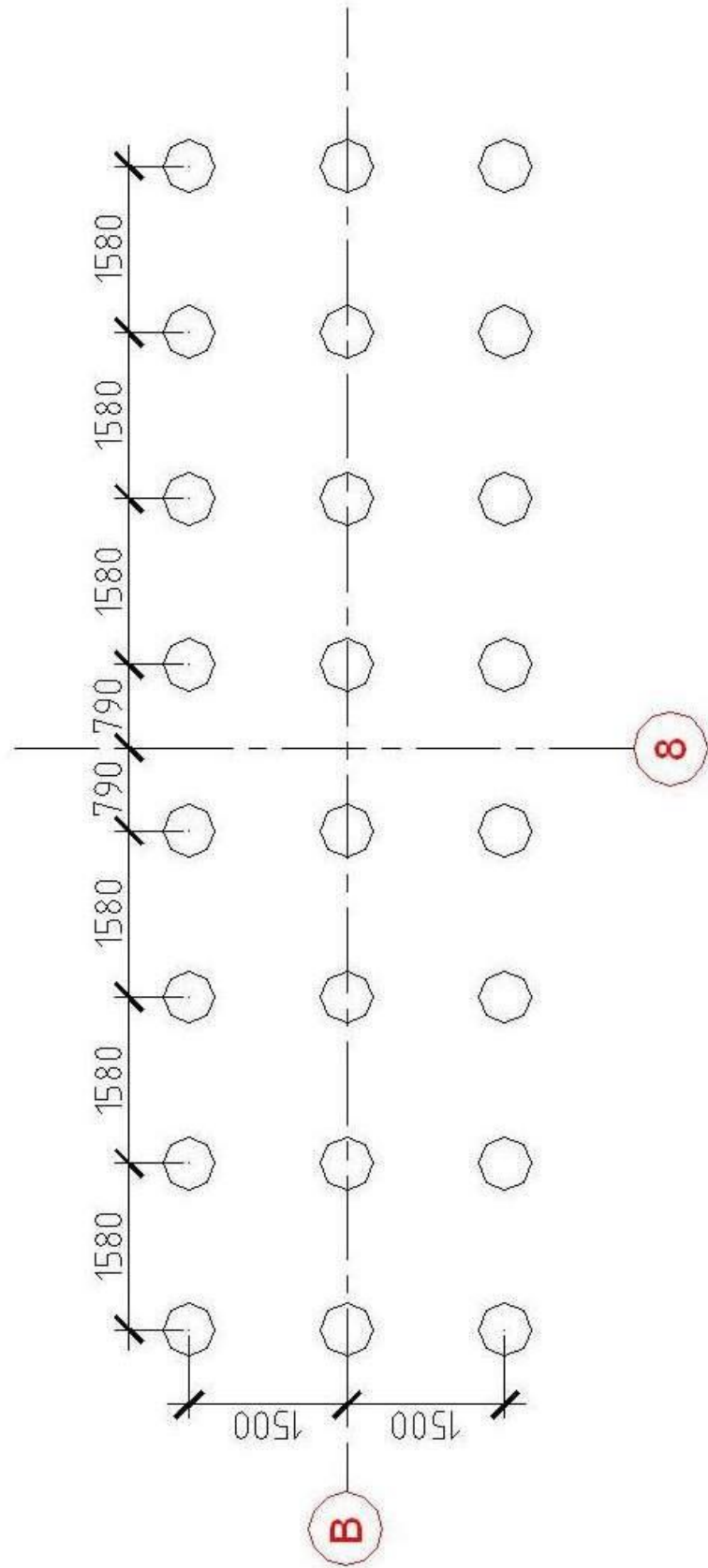
$$n = \frac{N_d \cdot 1.4}{F_d} = \frac{1.2 \cdot N \cdot 1.4}{761.042} = \frac{1.2 \cdot 10918.55 \cdot 1.4}{761.042} = 23.9 \approx 24\text{ шт}$$

$$N_d = 1.2 \cdot N = 1.2 \cdot 10918.55 = 13102.26\text{ кН}$$

$$N_{\max} = \frac{N_d + 1.25 \cdot G_p \cdot 1.1}{n} = \frac{13102.26 + 1.25 \cdot 1.1 \cdot 929.775}{24} = 599.196\text{ кН} \leq 761.042\text{ кН}$$

Умова виконується.





2.1.8 Розрахунок пального фундаменту за деформаціями

$$\varphi_{np} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i}$$

$$\varphi_{np} = \frac{28 \cdot (0.6 + 1.4) + 30 \cdot 1.8 + 36 \cdot 2}{0.6 + 1.4 + 1.8 + 2} = \frac{182}{5.75} = 31.38$$

$$b_y = B + 2Htg \frac{\varphi_{np}}{4} + d_n = 11,2 + 2 \cdot 6,75 \cdot tg \frac{31,38}{4} + 0,5 = 13,56(m);$$

$$l_y = L + 2Htg \frac{\varphi_{np}}{4} + d_n = 3 + 2 \cdot 6,75 \cdot tg \frac{31,38}{4} + 0,5 = 5,36(m);$$

$$A_y = b_y \cdot l_y = 13,56 \cdot 5,36 = 67,3216(m^2);$$

$$P_{cp} = \frac{N_d + G_1 + G_2 + G_3}{A_y}; \text{ де}$$

$$G_1 = 25 \cdot 6.75 \cdot 0.19625 \cdot 24 = 795.8125 \text{ кН} - \text{ вага всіх паль}$$

$$G_2 = 12.65 \cdot 4.2 \cdot 0.7 \cdot 25 = 929.775 \text{ кН} - \text{ вага розтверку}$$

$$G_3 = \gamma_{cp} \cdot A_y \cdot d = 19.17 \cdot 67.3216 \cdot 7.2 = 10031.81 \text{ кН} - \text{ вага ґрунту вище кінця палі}$$

$$\gamma_{cp} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{16.7 \cdot 1.4 + 15.4 \cdot 0.6 + 16.69 \cdot 1.4 + 19.42 \cdot 1.8 + 20.32 \cdot 1 + 20.01 \cdot 1}{1.4 + 0.6 + 1.4 + 1.8 + 1 + 1} = 19.17 \text{ кН} / \text{ м}^3$$

$$P_{cp} = \frac{13102.26 + 795.8125 + 929.775 + 10031.81}{67.3216} = 369.267 \text{ кПа}$$

$$M_\gamma = 1.24; M_q = 5.95; M_c = 8.24; \gamma_{c1} = 1.4; \gamma_{c2} = 1.3; k = 1;$$

$$K_z = \frac{z_0}{B_y} + 0.2 = \frac{8}{13.56} + 0.2 = 0.79,$$

$$C = 1(\text{кПа}), d = 7.2 \text{ м}$$

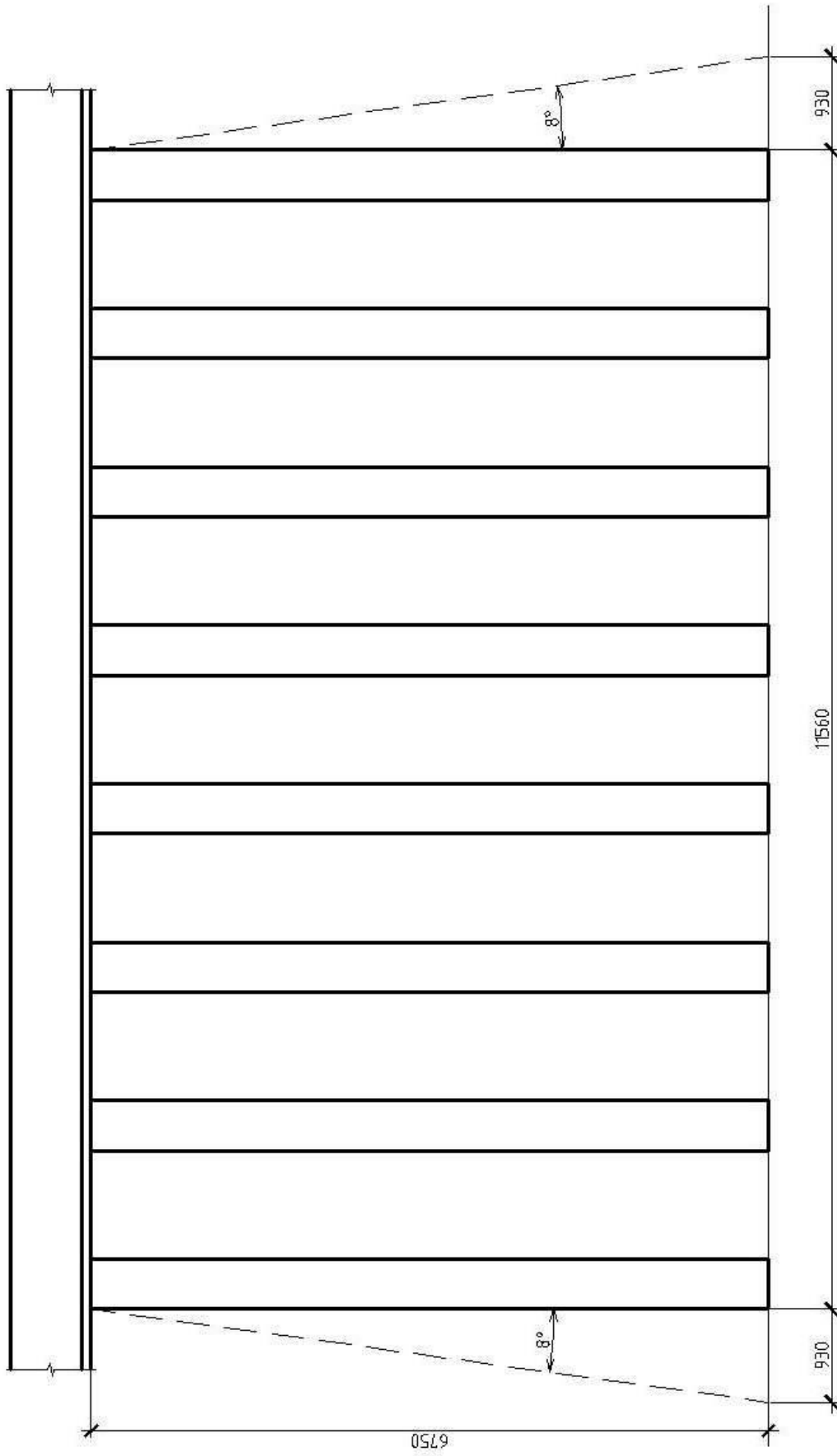
$$R = \frac{\gamma_{c1} + \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma K_z b_y \gamma_{II} + M_q d \gamma_{II} + M_c C_{II})$$

$$R = \frac{1,4 + 1,3}{1} (1,24 \cdot 0,79 \cdot 13,56 \cdot 20,01 + 5,95 \cdot 7,2 \cdot 19,17 + 8,24 \cdot 1) = 1993.415 \text{ кН} / \text{ м}^2$$

$$P_{нол} = 369.267 \text{ кН} / \text{ м}^2 < R = 1993.415 \text{ кН} / \text{ м}^2$$

Висновок:

Перевірка пального фундаменту за деформаціями підтвердила, що конструкція пального розтверку, палі та їхні геометричні розміри повною мірою задовольняють вимоги до несучої здатності основи.



2.1.9 Обчислення осідання

Осідання окремо розташованого фундаменту (s) розраховується за методом пошарового підсумовування. Цей метод базується на розрахунковій схемі у вигляді лінійно-деформованого півпростору і обчислюється за наступною формулою:

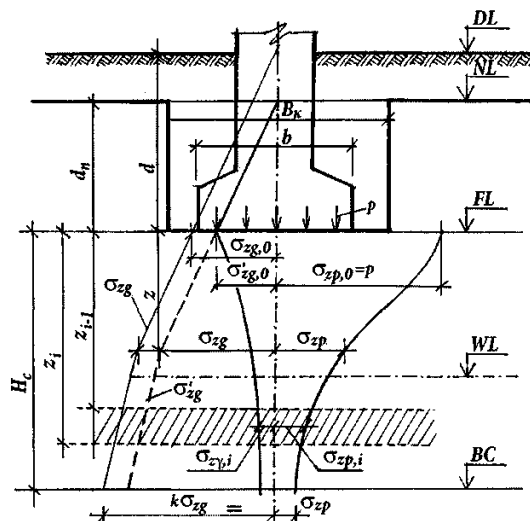
$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i},$$

β - безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$ – середнє значення вертикального нормального напруження, яке виникає від зовнішнього навантаження в i -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту;

h_i и E_i – відповідно товщина та модуль деформації i -го шару ґрунту;

n – кількість шарів, на які розділена товща основи, що стискається;



Для розуміння розрахунків і креслень у проєкті застосовані наступні позначення та параметри:

DL - позначає відмітку планування (що може бути результатом підсіпки або зрізки ґрунту); FL - це відмітка підшви фундаменту; WL - відображає відмітку рівня підземних вод; BC - визначає нижню межу стисливої товщі ґрунту; d і d_n - глибина закладання фундаменту, де d відраховується від рівня планування, а d_n — від поверхні природного рельєфу; H_c - позначає глибину стисливої товщі; b - ширина фундаменту; B_k - показує ширину котловану; p - репрезентує середній

тиск під подошвою фундаменту; σ_{zg} і $\sigma_{zg,0}$ - відповідають вертикальному напруженню від власної ваги ґрунту. фіксується на глибині z від подошви фундаменту і на рівні подошви з врахуванням планування поверхні ґрунтової основи підсипкою (або зрізкою); σ_{zp} і $\sigma_{zp,0}$ - це вертикальне напруження від зовнішнього навантаження, вимірюється на глибині z від подошви фундаменту і на рівні подошви; σ'_{zg} і $\sigma'_{zg,0}$ - позначають вертикальні напруження від власної ваги ґрунту, на глибині z від подошви фундаменту і на рівні його подошви; $\sigma_{zy,i}$ і $\sigma_{zy,0} = \sigma'_{zg,0}$ - Це вертикальні напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, утворені при природному рельєфі, що утворені при природному рельєфі, на глибині z від подошви фундаменту і на рівні його подошви; k - є коефіцієнтом для визначення нижньої межі стисливої товщі за умови Д10.

Визначаємо питому вагу ґрунтів:

$$\gamma_1 = 20.01 \text{ кПа}; \quad \gamma_3 = 19.8 \text{ кПа};$$

$$\gamma_2 = 20.4 \text{ кПа};$$

Далі визначаємо ординати епюр вертикальних напружень від дії власної ваги ґрунту та допоміжної епюри $0,2\sigma_{zg}$ за формулою:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \text{ згідно Д.8[1]}$$

де γ_i та h_i - відповідно питома вага і товщина i -го шару ґрунту.

на рівні подошви фундаменту:

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0,2\sigma_{zg} = 0;$$

на контакті першого та другого елементарних шарів:

$$\sigma_{zq1} = 26.0133 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg1} = 5.203 \text{ кПа};$$

на контакті другого та третього елементарних шарів:

$$\sigma_{zq2} = 70.893 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg2} = 14.179 \text{ кПа};$$

на контакті третього та четвертого елементарних шарів:

$$\sigma_{zq3} = 96.906 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg2} = 19.381 \text{ кПа};$$

на контакті четвертого та п'ятого елементарних шарів:

$$\sigma_{zq4} = 148.386 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg4} = 29.677 \text{ кПа};$$

на контактi п'ятого та шостого елементарних шарiв:

$$\sigma_{zq5} = 199.866 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg5} = 39.973 \text{ кПа};$$

на контактi шостого та сьомого елементарних шарiв:

$$\sigma_{zq6} = 251.346 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg6} = 50.269 \text{ кПа};$$

на контактi сьомого та восьмого елементарних шарiв:

$$\sigma_{zq7} = 302.826 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg7} = 60.656 \text{ кПа};$$

на контактi восьмого та дев'ятого елементарних шарiв:

$$\sigma_{zq8} = 354.306 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg8} = 70.861 \text{ кПа};$$

на контактi дев'ятого та десятого елементарних шарiв:

$$\sigma_{zq9} = 405.786 \text{ кПа}; \quad 0,2\sigma_{zg9} = 81.157 \text{ кПа};$$

Отриманi значення ординат як епюр вертикальних напружень, так i додаткової епюри, переносяться безпосередньо на геологiчний розрiз для вiзуального аналізу.

Далi необхідно визначити додатковий тиск по подошвi фундаменту:

$$P_{cp} = \frac{13102.26 + 795.8125 + 929.775}{67.3216} = 220.254 \text{ кН/м}^2$$

Товщина елементарного шару:

$$h_i \leq 0,4 \cdot b;$$

$$h_1 = 1,3 \text{ м}; \quad h_4 = 2,6 \text{ м}; \quad h_7 = 2,6 \text{ м};$$

$$h_2 = 2,2 \text{ м}; \quad h_5 = 2,6 \text{ м}; \quad h_8 = 2,6 \text{ м};$$

$$h_3 = 1,3 \text{ м}; \quad h_6 = 2,6 \text{ м}; \quad h_9 = 2,6 \text{ м};$$

Товща що стискається:

$$\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}; \quad 0,2 \cdot \sigma_{zg} = 0,2 \cdot 405.768 = 81.157 \text{ кПа}.$$

Додаткове вертикальне напруження вiд зовнiшнього навантаження на глибинi z :

$$z_1 = 1,3 \text{ м}; \quad \xi = \frac{2 \cdot 1,3}{13,56} = 0,198; \quad \alpha = 0,989; \quad P_0 = 220.254 \cdot 0,989 = 217.721 \text{ кПа}.$$

$$z_2 = 3,5 \text{ м}; \quad \xi = \frac{2 \cdot 3,5}{13,56} = 0,532; \quad \alpha = 0,977; \quad P_0 = 220.254 \cdot 0,977 = 215.188 \text{ кПа}.$$

$$z_3 = 4.8\text{м}; \quad \xi = \frac{2 \cdot 4.8}{13.56} = 0.729; \quad \alpha = 0,879; \quad P_0 = 220.254 \cdot 0.879 = 193.603 \text{кПа}.$$

$$z_4 = 7.4\text{м}; \quad \xi = \frac{2 \cdot 7.4}{13.56} = 1.125; \quad \alpha = 0,749; \quad P_0 = 220.254 \cdot 0.749 = 164.970 \text{кПа}.$$

$$z_5 = 10\text{м}; \quad \xi = \frac{2 \cdot 10}{13.56} = 1.520; \quad \alpha = 0,629; \quad P_0 = 220.254 \cdot 0.629 = 138.540 \text{кПа}.$$

$$z_6 = 12.6\text{м}; \quad \xi = \frac{2 \cdot 12.6}{13.56} = 1.915; \quad \alpha = 0,530; \quad P_0 = 220.254 \cdot 0.530 = 116.735 \text{кПа}.$$

$$z_7 = 15.2\text{м}; \quad \xi = \frac{2 \cdot 15.2}{13.56} = 2.310; \quad \alpha = 0,449; \quad P_0 = 220.254 \cdot 0.449 = 98.894 \text{кПа}.$$

$$z_8 = 17.8\text{м}; \quad \xi = \frac{2 \cdot 17.8}{13.56} = 2.705; \quad \alpha = 0,383; \quad P_0 = 220.254 \cdot 0.383 = 84.357 \text{кПа}.$$

$$z_9 = 20.4\text{м}; \quad \xi = \frac{2 \cdot 20.4}{13.56} = 3.100; \quad \alpha = 0,329; \quad P_0 = 220.254 \cdot 0.329 = 72.464 \text{кПа}.$$

Осідання основи:

$$S = \frac{0,8}{34600} \cdot \left(\frac{220.254 + 217.721}{2} + \frac{215.188 + 193.603}{2} \right) + \frac{0,8}{41500} \cdot \frac{217.721 + 215.188}{2} + \\ + \frac{0,8}{37000} \cdot \left(\frac{193.603 + 164.970}{2} + \frac{164.970 + 138.540}{2} + \frac{138.540 + 116.735}{2} + \frac{116.735 + 98.894}{2} + \right. \\ \left. + \frac{98.894 + 84.357}{2} + \frac{84.357 + 72.464}{2} \right) = 0.02819\text{м} = 2.819\text{см}.$$

$$S < S_u$$

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту. Збірне перекриття.

2.2.1 Вихідні дані

Район будівництва розташований у місті Мерефа. У проєкті передбачено використання збірного залізобетонного перекриття, представленого багатопустотними плитами.

2.2.2 Компонування збірного перекриття

Для формування перекриттів застосовуються панелі типу 1ПК. Це кругло-пустотні вироби висотою 220 мм та пустотами діаметром $\varnothing 159$ мм.

Конструкція перекриття будівлі передбачає, що багатопустотні плити опираються безпосередньо на несучі стіни.

Варто зазначити, що економічність усієї конструкції перекриття значною мірою залежить від раціональності її проєктування.

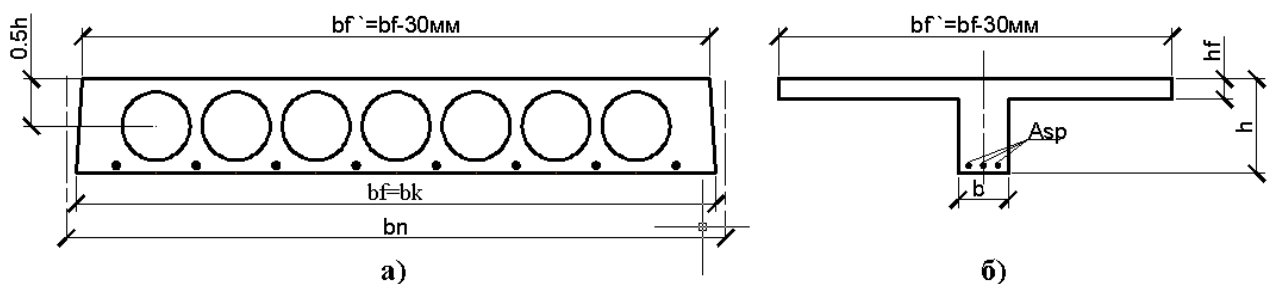


Рисунок 2.2.1 Поперечні перерізи плити: а) фактичний; б) розрахунковий.

2.2.3 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами I групи

Розглядувана плита перекриття має номінальну ширину 1,5 м та конструктивні розміри 7180 x 1490 x 220 мм.

Ця плита містить 7 пустот і виготовлена із застосуванням електротермічного натягування арматури на упори. Для її виробництва використано важкий бетон класу С16/20, що має наступні характеристики:

- розрахункове значення міцності бетону на стиск: $f_{cd}=11,5$ МПа;
- коефіцієнт прямокутної частини білінійної епюри напружень: $k=0,82$;
- коефіцієнт центра ваги: $\beta=0,457$;

- коефіцієнт повноти білінійної епюри напружень: $\omega_c = 0,91$;
- фактичний модуль пружності: $E_c = 27000$ МПа;
- $\varepsilon_{c3,cd} = 0,58$ ‰;
- $\varepsilon_{cu3,cd} = 3,23$ ‰.

Для армування використовується арматура класу А600С, з характеристиками:

Розрахункове значення опору на розтяг для граничних станів другої групи:
 $f_{pk} = 630$ МПа;

Характеристичне значення умовної гранці текучості: $f_{p,0.1k} = 575$ МПа;

Розрахункове значення модуля пружності попередньо напруженої арматурної сталі: $E_p = 190000$ МПа;

$$\varepsilon_{uk} = 0,02;$$

Розрахункове значення опору розтягу арматури:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{575}{1,2} = 479,17 \text{ МПа}, \quad (2.2.1)$$

де γ_c – коефіцієнт надійності за бетоном.

Збір навантажень та визначення зусиль

Для розрахунку плити приймаємо модель однопрольотної, вільноопертої балки. Розрахунковий прольот плити визначається як відстань між серединами її опор. З огляду на глибину опору 120 мм та загальну довжину плити 7180 мм, розрахунковий прольот становить:

$$l_0 = 7180 - 120 = 7060 \text{ мм} = 7,06 \text{ м} \quad (2.2.2)$$

Для проєктування важливо врахувати різні види навантажень, що діють на перекриття. Представляємо їх у розрахунковому та нормативному значеннях:

1. Повне розрахункове навантаження: $(g + v) = q = 11,3 \text{ кПа}$.
2. Повне нормативне навантаження: $(g^n + v^n) = q^n = 9,7 \text{ кПа}$.
3. Постійне і тривале навантаження: $(g_{ld}^n + v_{ld}^n) = q_{ld}^n = 8,7 \text{ кПа}$.
4. Короткочасне навантаження: $v_{cd}^n = 1,0 \text{ кПа}$.

Навантаження на 1 погонний метр довжини плити

Для детального аналізу конструкції визначено наступні навантаження, розподілені на один погонний метр довжини плити:

1. Розрахункове погонне навантаження: $q = q \cdot b_n = 11,3 \cdot 1,5 = 16,95 \text{кПа}$.
2. Повне нормативне погонне навантаження: $q = q \cdot b_n = 9,7 \cdot 1,5 = 14,55 \text{кПа}$.
3. Постійне та тривале погонне навантаження: $q = q \cdot b_n = 8,7 \cdot 1,5 = 13,05 \text{кПа}$
4. Короткочасне погонне навантаження: $q = q \cdot b_n = 1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{кПа}$.

Розрахунок згинаючих моментів

Згинаючі моменти визначаються за такою формулою:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{(q \cdot b) \cdot l_0^2}{8}, \quad (2.2.3)$$

де q – навантаження, кН/м²;

b – номінальна ширина панелі, м;

l_0 – розрахункова довжина панелей, м.

Поперечні (перерізуючи) сили розраховуються за формулою:

$$V = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{(q \cdot b) \cdot l_0}{2}. \quad (2.2.4)$$

Згинаючий момент від повного розрахункового навантаження (2.2.3):

$$M_{ed} = M_{max} = \frac{16,95 \cdot 7,06^2}{8} = 72,76 \text{кНм.}$$

Поперечна сила від повного розрахункового навантаження (2.2.4):

$$V_{ed} = V_{max} = \frac{16,95 \cdot 7,06}{2} = 49,66 \text{кН.}$$

Згинаючий момент від повного нормативного навантаження (2.2.3):

$$M_n = \frac{14,55 \cdot 7,06^2}{8} = 62,45 \text{кНм.}$$

Поперечна сила від повного нормативного навантаження (2.2.4):

$$V_n = \frac{14,55 \cdot 7,06}{2} = 42,63 \text{кН.}$$

Згинаючий момент від довготривалого навантаження (2.2.3):

$$M_l = \frac{13,05 \cdot 7,06^2}{8} = 56,02 \text{ кНм.}$$

Поперечна сила від довготривалого навантаження (2.2.4):

$$V_l = \frac{13,05 \cdot 7,06}{2} = 38,24 \text{ кН.}$$

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до повздовжньої осі

Для розрахунку багатопустотної плити переріз приводимо до таврового, висотою $h = 220$ мм.

На рис. 2.2.3 наведена розрахункова схема плити.

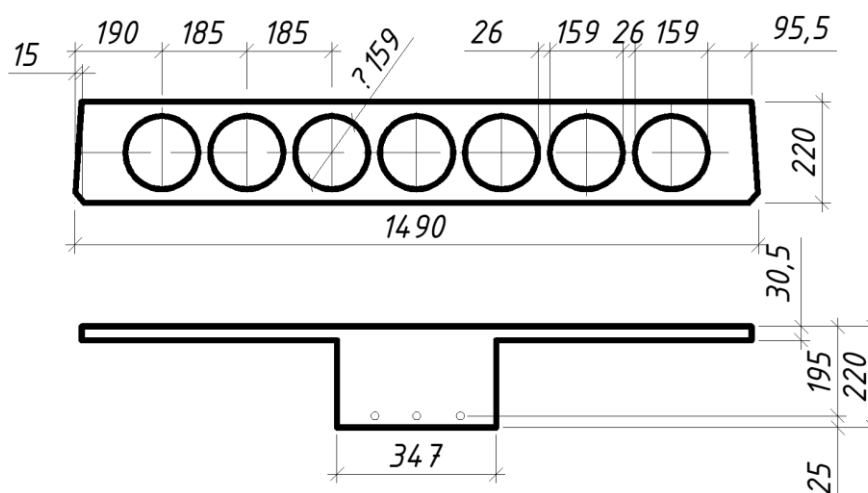


Рисунок 2.2.3 Розрахунковий переріз плити

Ширина полиці плити, враховуючи підрізки, становить $b_{eff} = 1460$ мм. Ширина ребра розрахункового перерізу визначається як сума товщин всіх ребер за формулою:

$$b_w = b_{eff} - 7 \cdot 159 = 347 \text{ мм,} \quad (2.2.5)$$

де 7 – кількість пустот в плиті, шт;

159 – діаметр пустоти, мм.

Висота стиснутої полиці розраховується наступним чином:

$$h_f' = (h - 159) / 2 = (220 - 159) / 2 = 30,5 \text{ мм.} \quad (2.2.6)$$

Робочу висоту перерізу приймаємо, припускаючи, що $a = 25$ мм:

$$d = h - a = 220 - 25 = 195 \text{ мм.} \quad (2.2.7)$$

Згинаючий момент, який сприймає переріз полиці (момент полиці):

$$M_{Rdf} = \alpha_{mf} \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2, \quad (2.2.8)$$

де α_{mf} – відносний момент, що дорівнює:

$$\alpha_{mf} = \omega_c \cdot \xi_f (1 - \beta \cdot \xi_f) = 0,91 \cdot 0,156 (1 - 0,457 \cdot 0,156) = 0,132, \quad (2.2.9)$$

де ξ_f – відносна висота стиснутої зони, що дорівнює:

$$\xi_f = \frac{h_f}{d} = \frac{30,5}{195} = 0,156. \quad (2.2.10)$$

$$M_{Rdf} = 0,132 \cdot 11,5 \cdot 1460 \cdot 195^2 = 84,27 \text{ кНм.}$$

На цьому етапі ми порівнюємо отримане значення несучої здатності стиснутої полиці M_{Rdf} з величиною згинаючого моменту від зовнішнього навантаження $M_{ed} = 72,76$ кНм.

Оскільки $M_{Rdf} \geq M_{ed}$, це означає, що нейтральна вісь проходить у полиці. Відповідно, подальший розрахунок та підбір арматури виконується як для прямокутного перерізу шириною $b = 1460$ мм, що працює під дією згинального моменту M_{ed} .

Далі необхідно визначити область деформування перерізу за умови, що нейтральна вісь розташована по нижній грані полиці. Для цього з'ясуємо, до якої області деформування, згідно зі значенням ξ потрапляє відносна висота полиці ξ_f :

$$\xi_a = \frac{\varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{c3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{0,58}{0,58 + 18} = 0,031, \quad (2.2.11)$$

де

$$\varepsilon_{ud} = \varepsilon_{uk} \cdot 0,9 = 0,02 \cdot 0,9 = 0,018 = 18\%. \quad (2.2.12)$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{3,23}{3,23 + 18} = 0,152. \quad (2.2.13)$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} = \frac{3,23}{3,23 + 2,5} = 0,564, \quad (2.2.14)$$

де

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{479,17}{190000} = 2,5\text{‰}, \quad (2.2.15)$$

При $\xi_b = 0,152 < \xi_f = 0,156 < \xi_{lim} = 0,564$ переріз працює в області деформування 2.

1. Значення відносного плеча внутрішньої пари сил:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2\beta \cdot \alpha_m}{1+k}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2 \cdot 0,457 \cdot 0,11}{1+0,82}} = 0,94, \quad (2.2.16)$$

де

$$\alpha_m = \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{72,76 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1460 \cdot 195^2} = 0,11. \quad (2.2.17)$$

2. Значення плеча внутрішньої пари сил:

$$z_c = \eta \cdot d = 0,94 \cdot 195 = 182,5 \text{ мм}. \quad (2.2.18)$$

3. Значення необхідної площі арматури:

$$A_{st} = \frac{M_{ed}}{f_{yd} \cdot z_c} = \frac{72,76 \cdot 10^6}{479,17 \cdot 182,5} = 832,03 \text{ мм}^2. \quad (2.2.19)$$

Виконання перевірки:

Значення висоти стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{d(1-\eta)}{\beta} = \frac{195(1-0,94)}{0,457} = 25,6 \text{ мм}, \quad (2.2.20)$$

Значення відносної деформації розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}(d-x)}{x} = \frac{3,23(195-25,6)}{25,6} = 21,37 \text{ ‰}. \quad (2.2.21)$$

Рішення: приймається $8\text{Ø}12 \text{ A}600$ ($A_{st} = 905 \text{ мм}^2$).

2.2.3.3 Розрахунок міцності перерізів похилих до повздожньої осі

Поперечна арматура класу A240C, яка має такі характеристики:

- $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$;
- $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$.

Кількість поперечний стержнів у складі каркасу становить $n=4$.

Визначається поперечна сила, яку може сприйняти без поперечного армування елемент:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d, \quad (2.2.22)$$

де $\gamma_c = 1,3$.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2,01 > 2, \quad (2.2.23)$$

Приймається $k = 2$.

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{905}{347 \cdot 195} = 0,013. \quad (2.2.24)$$

$$A_c = b_w \cdot h = 347 \cdot 220 = 76340 \text{ мм}^2. \quad (2.2.25)$$

$$V_{Rd,min} = (V_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d. \quad (2.2.26)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 11,5 = 2,3, \quad (2.2.27)$$

де N_{ed} – значення осової сили у поперечному перерізі, що викликана навантаженням чи попереднім напруженням у ньютонах, $N_{ed} > 0$ при стиску.

Сила попереднього напруження що прикладається до арматури P_{max} не повинна перевищувати величини:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max}, \quad (2.2.28)$$

де A_p – значення площі перерізу попередньо напруженої арматури;

$\sigma_{p,max}$ – максимальні напруження, які прикладені до попередньо напруженої арматури та обираються менші із двох:

$$\sigma_{p,max} = 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ МПа}; \quad (2.2.29)$$

$$\sigma_{p,max} = 0,9 f_{p01k} = 0,9 \cdot 575 = 517,5 \text{ МПа}; \quad (2.2.30)$$

За результатами приймаємо $\sigma_{p,max} = 504 \text{ МПа}$.

$$P_{max} = N_{ed} = 504 \cdot 905 = 456120 \text{ Н} = 456,12 \text{ кН}. \quad (2.2.31)$$

За виразом (2.2.27):

$$\sigma_{cp} = \frac{456120}{76340} = 5,97 > 0,2 \cdot f_{cd} = 2,3,$$

Становить $\sigma_{cp} = 2,3$.

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[\frac{0,18}{1,3} \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,013 \cdot 15)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 2,3 \right] \cdot 347 \cdot 195 = 50435 \text{ Н} \\ &= 50,435 \text{ кН} \end{aligned} \quad (2.2.32)$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 15^{\frac{1}{2}} = 0,39 \text{ Н.} \quad (2.2.33)$$

За виразом (2.2.26):

$$V_{Rd,min} = (0,39 + 0,15 \cdot 2,3) \cdot 347 \cdot 195 = 49734 \text{ Н} = 49,734 \text{ кН.}$$

$$V_{Rd,c} = 50,435 \text{ кН} > V_{Rd,min} = 49,734 \text{ кН.} \quad (2.2.34)$$

У висновку: не потрібне поперечне армування.

2.2.4 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами другої групи

Геометричні характеристики перерізу плити

Спершу визначимо коефіцієнти приведення арматури до бетону для нижньої та верхньої арматури відповідно:

$$\alpha_{sp} = E_p / E_{cm} = 190000 / 27000 = 7.037;$$

$$\alpha_{sc} = E_{sc} / E_{cm} = 170000 / 27000 = 6.296.$$

Верхня стиснута арматура представлена 8 стержнями діаметром– 8 Ø 3 Вр-I із кроком 200 мм загальна площа яких становить $A_{sc} = 100.5 \text{ мм}^2$.

Тепер вкажемо розміри перерізу та дані по армуванню:

$$b_{eff} = 1460 \text{ мм}; b_{ef} = 1490 \text{ мм}; b_w = 450 \text{ мм};$$

$$h_{eff} = 41.16 \text{ мм}; h_{ef} = 41.16 \text{ мм}; a_{sc} = c_1 = 20 \text{ мм};$$

$$a_{sp} = c_p = 28 \text{ мм}; A_{sc} = 100.5 \text{ мм}^2; A_{sp} = 452 \text{ мм}^2.$$

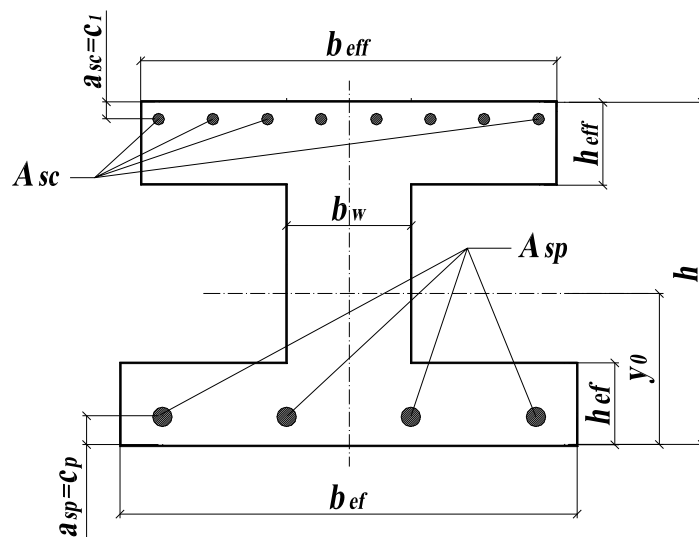


Рисунок 2.2.4 Схема розрахункового перерізу плити

1. Площа поперечного перерізу бетону:

$$A_c = b_{eff} h_{eff} + b_w (h - 2h_{eff}) + b_{ef} h_{ef} =$$

$$= 1460 \cdot 41.16 + 450(220 - 2 \cdot 41.16) + 1490 \cdot 41.16 = 183378 \text{ мм}^2;$$

Площа приведенного поперечного перерізу:

$$A_{red} = A_c + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha_{sc} A_{sc} = 183378 + 7.037 \cdot 452 + 6.296 \cdot 100.5 = 187192 \text{ мм}^2.$$

2. Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_c = b_{eff} h_{eff} (h - 0.5h_{eff}) + b_w (h - 2h_{eff}) \cdot 0.5h + b_{ef} h_{ef} \cdot 0.5h_{ef} =$$

$$= 1460 \cdot 41.16(220 - 0.5 \cdot 41.16) + 450(220 - 2 \cdot 41.16) \cdot 0.5 \cdot 220 +$$

$$+ 1490 \cdot 41.16 \cdot 0.5 \cdot 41.16 = 20061164 \text{ мм}^3.$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$S_{red} = S_c + \alpha_{sp} A_{sp} c_p + \alpha_{sc} A_{sc} (h - c_1) =$$

$$= 20061164 + 7.037 \cdot 452 \cdot 28 + 6.296 \cdot 100.5 \cdot (220 - 20) = 20276774 \text{ мм}^3.$$

3. Визначимо відстань від центру ваги бетонного та приведенного перерізів до: розтягнутої нижньої грані;

осей напруженої арматури;

осей стиснутої арматури.

$$y_{0,c} = \frac{S_c}{A_c} = \frac{20061164}{183378} = 109.4 \text{ мм};$$

$$y_{0,red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{20276774}{187192} = 108.3 \text{ мм};$$

$$y_{sp} = y_{0,red} - c_p = 108.3 - 28 = 80.3 \text{ мм};$$

$$y_{sc} = h - c_1 - y_{0,red} = 220 - 20 - 108.3 = 91.7 \text{ мм}.$$

4. Момент інерції бетонного перерізу:

$$I_c = \sum (I_{ci} + A_{ci} y_{ci}^2) = \frac{b_{eff} h_{eff}^3}{12} + b_{eff} h_{eff} (y_{0,c} - 0.5h_{eff})^2 + \frac{b_{eff} h_{eff}^3}{12} +$$

$$\begin{aligned}
& + b_{eff} h_{eff} (h - y_{0,c} - 0.5h_{eff})^2 + \frac{b_w (h - 2h_{ef})^3}{12} + b_w (h - 2h_{ef})(y_{0,c} - 0.5h)^2 = \\
& = \frac{1490 \cdot 41.16^3}{12} + 1490 \cdot 41.16 \times (109.4 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \\
& + \frac{1460 \cdot 41.16^3}{12} + 1460 \cdot 41.16 (220 - 109.4 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \\
& + \frac{450(220 - 2 \cdot 41.16)^3}{12} + 450(220 - 2 \cdot 41.16)(109.4 - 0.5 \cdot 220)^2 = \\
& = 1085827023 \text{ мм}^4.
\end{aligned}$$

Момент інерції приведенного перерізу

$$\begin{aligned}
I_{red} & = \frac{b_{ef} h_{ef}^3}{12} + b_{ef} h_{ef} (y_{0,red} - 0.5h_{ef})^2 + \frac{b_{eff} h_{eff}^3}{12} + \\
& + b_{eff} h_{eff} (h - y_{0,red} - 0.5h_{eff})^2 + \frac{b_w (h - 2h_{ef})^3}{12} + b_w (h - 2h_{ef})(y_{0,red} - 0.5h)^2 + \\
& + \alpha_{sp} A_{sp} (y_{0,red} - c_p)^2 + \alpha_{sc} A_{sc} (h - y_{0,red} - c_1)^2 = \\
& = \frac{1490 \cdot 41.16^3}{12} + 1490 \cdot 41.16 \times (108.3 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \\
& + \frac{1460 \cdot 41.16^3}{12} + 1460 \cdot 41.16 (220 - 108.3 - 0.5 \cdot 41.16)^2 + \\
& + \frac{450(220 - 2 \cdot 41.16)^3}{12} + 450(220 - 2 \cdot 41.16)(108.3 - 0.5 \cdot 220)^2 + \\
& + 7.037 \cdot 452(108.3 - 28)^2 + 6.296 \cdot 100.5(220 - 108.3 - 20)^2 = 1111878358 \text{ мм}^4.
\end{aligned}$$

5. Моменти опору приведенного перерізу:

- відносно нижньої грані $W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{1111878358}{108.3} = 10266652 \text{ мм}^3$;

- відносно верхньої грані $W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_{0,red}} = \frac{1111878358}{220 - 108.3} = 9954148 \text{ мм}^3$.

Попереднє напруження і втрати напружень у напруженій арматурі

Максимальні напруження, що виникають у напруженій арматурі при натягуванні, призначають меншим із двох значень:

$$\sigma_{p,max} = 0,8 \cdot f_{pk} \text{ або } \sigma_{p,max} = 0,9 \cdot f_{p0,1k}$$

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8 \cdot 630; 0,9 \cdot 575\} = \min\{504; 517,5\} = 504 \text{ МПа.}$$

Напруження, які передаються на конструкцію після перших (миттєвих) втрат, не повинні перевищувати меншого із двох значень:

$$\sigma_{pm0}(x) = 0,75 \cdot f_{pk} \text{ або } \sigma_{pm0}(x) = 0,85 \cdot f_{p0,1k}$$

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{0,75 \cdot 630; 0,85 \cdot 575\} = \min\{472.5; 488.75\} = 472.5 \text{ МПа.}$$

У всіх випадках, незалежно від класу арматури, значення напружень при натягуванні σ_p приймаються як:

$$0,3 f_{p0,1k} \leq \sigma_p \leq \sigma_{p,max} ,$$

тобто

$$0.3 \cdot 575 = 172.5 \text{ МПа} \leq \sigma_p \leq 504 \text{ МПа.}$$

Ми призначаємо напруження при натягуванні арматури $\sigma_p = 470 \text{ МПа}$.

Миттєві втрати попереднього напруження

Розглянемо миттєві втрати попереднього напруження:

1. Втрати від релаксації напружень в арматурі ΔP_r для арматури класу А600С при електротермічному способі натягування:

$$\Delta P_r = 0.03 A_{sp} \sigma_p = 0.03 \cdot 452 \cdot 470 = 6373 \text{ Н.}$$

2. Втрати від теплової обробки збірних залізобетонних плит є:

$$\Delta P_\theta = 0.5 A_{sp} E_p \alpha_c (T_{\max} - T_0),$$

де A_{sp} - це поперечний переріз напруженої арматури, мм²;

E_p - це модуль пружності напруженої арматури, МПа;

$\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ - це коефіцієнт лінійного температурного розширення (див.

п.3.1.2.4 ДБН В 2.6-98);

$\Delta t = T_{\max} - T_0$ - це різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури; за відсутності точних даних щодо перепаду температур допускається приймати $\Delta t = T_{\max} - T_0 = 65^\circ\text{C}$.

При використанні електротермічного способу натягу арматури та пропарюванні, коли форма з упорами нагрівається одночасно з виробом, втрати від температурного перепаду відсутні. Це означає, що: $\Delta P_\theta = 0$

3. Крім того, втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм (упорів), що виникають при неодноразовому натягуванні арматури на

форму, також не враховуються для електротермічного способу натягу. Отже:
 $\Delta P_4 = 0$.

6. Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону ΔP_{el} необхідно враховувати згідно з деформацією бетону. При цьому важливо враховувати порядок натягування арматури.

Ці втрати ΔP_{el} можуть прийматися як середні втрати для кожного стержня арматури:

$$\Delta P_{el} = A_{sp} E_p \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right];$$

$$\Delta P_{el} = 452 \cdot 190000 \sum \left[\frac{0.5 \cdot 2.73}{27000} \right] = 4342 \text{ Н},$$

де $\Delta \sigma_c(t)$ - це зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладеного в момент часу t ;

$j = (n-1)/2n$, де n - кількість успішно напружених ідентичних пучків. Для спрощення можна прийняти (Примітка: якщо зміни викликані постійними діями, прикладеними після попереднього напруження $j = 0.5$ ($j = 1$));

$E_{cm}(t)$ - це зміна модуля пружності з часом:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0.3} E_{cm},$$

де $E_{cm}(t)$ і $f_{cm}(t)$ - значення у віці t діб, а f_{cm} і E_{cm} - значення у віці 28 діб.

Зусилля попереднього напруження зі врахуванням миттєвих втрат

$$P_{0,c} = \sigma_p A_{sp} - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_3 - \Delta P_\mu(x) - \Delta P_4;$$

$$P_{0,c} = 470 \cdot 452 - 6373 - 0 - 0 - 0 - 0 = 206067 \text{ Н}.$$

$$\Delta \sigma_c(t) = \frac{P_{0,c}}{A_{red}} + \frac{P_{0,c} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} =$$

$$= \frac{206067}{187192} + \frac{206067 \cdot 81.4 \cdot 108.3}{1111878358} = 2.73 \text{ МПа},$$

де $z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 109.4 - 28 = 81.4 \text{ мм}$.

Сила попереднього напруження

У певний момент часу (t) і на відстані (або довжині дуги) від напруженого кінця арматури (x), середня сила попереднього напруження $P_{m,t}(x)$ дорівнює максимальній силі P_{\max} , прикладеній до напруженого кінця, за вирахуванням миттєвих і часозалежних втрат. Абсолютна величина $P_{m,t}(x)$ враховує всі ці втрати.

Величину початкової сили напруження арматури $P_{m,0}(x)$ яка діє на бетон відразу після натягу та анкерування (або передачі попереднього напруження на упори), отримуємо шляхом віднімання миттєвих втрат від сили натягу P_{\max} . Ця початкова сила не повинна перевищувати певних значень.

$$P_{m,0}(x) = A_{sp} \sigma_{pm0}(x) = 452 \cdot 472.5 = 213570 \text{ Н},$$

$$\text{де } \sigma_{pm0}(x) = \min\{0,75 \cdot 630; 0,85 \cdot 575\} = \min\{472.5; 488.75\} = 472.5 \text{ МПа.}$$

Зусилля попереднього напруження $P_{m,0}$ яке діє безпосередньо після передачі попереднього обтиску на конструкцію, з урахуванням миттєвих втрат, не повинно перевищувати $P_{m,0}(x)$:

$$P_{m,0} = P_{0,c} - \Delta P_{el}; P_{m,0} \leq P_{m,0}(x).$$

$$P_{m,0} = 206067 - 4342 = 201725 \text{ Н} < P_{m,0}(x) = 213570 \text{ Н},$$

то умова виконується.

Обмеження напружень у бетоні

Максимальні стискаючі напруження у бетоні в момент обтиску:

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{P_{m,0}}{A_{red}} + \frac{P_{m,0} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} = \\ &= \frac{201725}{187192} + \frac{201725 \cdot 81.4 \cdot 108.3}{1111878358} = 2.68 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

Напруження стиску у бетоні конструкції, що виникають внаслідок дії сили попереднього напруження та інших навантажень, прикладених під час натягування або передавання попереднього напруження, повинні обмежуватися величиною

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}(t) = 0.6 \cdot 15 = 9.0 \text{ МПа.}$$

де $f_{ck}(t)$ - характеристичний опір стиску бетону в момент часу t , коли до нього прикладається сила попереднього напруження.

Оскільки $\sigma_c = 2.68 \text{ МПа} < 9.0 \text{ МПа}$, то умова виконується.

Для елементів, арматура яких натягується на упори, напруження в момент передачі попереднього напруження може бути збільшене до $0,7f_{ck}(t)$, за умови, що випробуваннями або практикою підтверджено відсутність утворення поздовжніх тріщин.

Якщо напруження стиску в бетоні від попереднього напруження арматури перевищують $0,45f_{ck}(t) = 0.45 \cdot 15.0 = 6.75 \text{ МПа}$, необхідно обов'язково враховувати нелінійну повзучість бетону.

Тепер виконаємо перевірку напружень у верхніх розтягнутих фібрах бетону плити безпосередньо під час передачі попереднього напруження на бетон:

$$\begin{aligned}\sigma_{c(1)} &= -\frac{P_{m,0}}{A_{red}} + \frac{P_{m,0}z_{cp}}{W_{red}^{sup}} = -\frac{201725}{187192} + \frac{201725 \cdot 81.4}{9954148} = \\ &= 0.572 \text{ МПа} < f_{ctm} = 1.9 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Розрахункове армування верхньої зони плити не потрібне; вона армується конструктивно за допомогою 8 стержнів (8Ø3 Вр-I).

Клас бетону, в якому розташована попередньо напружена арматура без анкерів, має відповідати наступним вимогам:

Для арматури класів А600, А800, Вр1400, Вр1500 – клас бетону не нижче С16/20.

Для арматури класів А1000, Вр1200, Вр1300, К1400, К1500 – клас бетону не нижче С25/30.

Передаточна міцність бетону f_{cp} що контролюється аналогічно класу бетону на стиск під час його обтиснення, повинна бути не менше С12/15 і становити не менше 50% від прийнятого класу бетону.

Залежні від часу втрати попереднього напруження

Середнє значення сили напруження ($P_{m,t}(x)$) у момент часу $t > t_0$ повинно визначатись залежно від методу попереднього напруження арматури. На додаток до миттєвих втрат, необхідно враховувати залежні від часу втрати попереднього напруження ($\Delta P_{c+s+r}(x)$) як наслідок:

- Повзучості та усадки бетону.
- Довготривалої релаксації напруженої сталі.
- Таким чином, загальні втрати розраховуються за формулою:

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$$

Спрощений метод визначення втрат, що залежать від часу, на відстані x при дії постійних навантажень представлений виразом:

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = A_{sp} \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_{sp} \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_{sp}}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]} =$$

$$= 452 \frac{0.0003277 \cdot 190000 + 0.8 \cdot 48.2 + \frac{190000}{27000} \cdot 3.0 \cdot 4.04}{1 + \frac{190000 \cdot 452}{27000 \cdot 183378} \left(1 + \frac{183378}{1085827023} 81.4^2 \right) [1 + 0.8 \cdot 3.0]} = 74776 \text{ Н} \approx 74.78 \text{ кН},$$

де $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ - абсолютне значення зміни напружень в арматурі внаслідок повзучості і усадки та релаксації на відстані x в момент часу t ;

ε_{cs} - це обчислене значення деформації усадки згідно з п.3.1.3.8 ДСТУ, абсолютна величина;

E_p - це модуль пружності напруженої арматури;

E_{cm} - це середній модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_{pr}$ - є абсолютною величиною зміни напружень в арматурі на відстані x в момент часу t , викликана релаксацією напруженої арматури. Вона

визначається при напруженнях $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, де $\sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$ -

початкові напруження в арматурі, викликані попереднім напруженням, постійними та квазіпостійними впливами;

Для точного визначення часозалежних втрат, які впливають на попередньо напружену арматуру, необхідно враховувати наступні коефіцієнти та напруження: $\varphi(\infty, t_0) = 3.0$

$\varphi(t, t_0)$ - це коефіцієнт повзучості у момент часу t , що враховує час прикладання навантаження t_0 . Якщо $t = 100$ становить 100 діб або більше, для розрахунків можна прийняти значення граничного коефіцієнта повзучості $\varphi(\infty, t_0) = 3.0$ для бетону класу C16/20. Цей показник розраховується при відносній вологості навколишнього середовища 40–75%, згідно з таблицею 3.1 ДСТУ.

$\sigma_{c,QP}$ - це напруження у бетоні, що знаходиться безпосередньо біля арматури. Воно виникає внаслідок дії власної ваги, попереднього напруження та інших відповідних квазіпостійних впливів. Величина $\sigma_{c,QP}$ оже відображати наслідок часткової власної ваги та початкового напруження, або ж повне сполучення дії $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, залежно від стадії роботи конструкції, яка розглядається;

$$\sigma_{c,QP} = \frac{M_{Ed,l} z_{cp}}{I_c} + \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} z_{cp}^2}{I_c};$$

$$\sigma_{c,QP} = \frac{22.8 \cdot 10^6 \cdot 81.4}{1085827023} + \frac{201725}{183378} + \frac{201725 \cdot 81.4^2}{1085827023} = 4.04 \text{ МПа};$$

де $M_{Ed,l} = \frac{q_l l_0^2}{8} = \frac{8.4 \cdot 4.66^2}{8} = 22.8 \text{ кНм} = 22.8 \cdot 10^6 \text{ Нмм};$

$q_l = 8.4 \text{ кН/м}$ – навантаження від власної ваги (постійне) та тривале;

A_{sp} - площа всієї напруженої арматури на відстані x ;

A_c - площа перерізу бетону;

I_c - момент інерції перерізу бетону;

$z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 109.4 - 28 = 81.4 \text{ мм}$ - відстань між центром ваги перерізу бетону

і віссю напруженої арматури.

Повна деформація усадки (абсолютна величина) складається з двох основних компонентів: деформації усадки при висиханні та деформації внутрішньої усадки.

Отже, значення загальної деформації усадки ε_{cs} визначається як:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.0003169 + 10.81 \cdot 10^{-6} = 0.0003277,$$

де $\varepsilon_{cd}(t)$ - це деформація усадки при висиханні (абсолютна величина);

$\varepsilon_{ca}(t)$ - це деформація внутрішньої усадки (абсолютна величина).

Деформація усадки при висиханні має таке кінцеве значення:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_n \varepsilon_{cd,0} = 0.99 \cdot 0.00052 = 0.000515,$$

де $\varepsilon_{cd,0} = 0.52\text{‰} = 0.00052$ - прийняте за таблицею 7.2 для бетону С 16/20 при відносній вологості 60 % (очікуване середнє значення з коефіцієнтом варіації близько 30 %);

k_n - коефіцієнт, що залежить від умовного розміру h_0 (в мм), згідно із табл. 2.2.1

Таблиця 2.2.1 Номінальні значення усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,0}$ (‰) для бетону нормального твердіння на цементі згідно з ДСТУ Б В.2.7-46

$f_{ck} / f_{ck.cube}$, МПа	Відносна вологість, %					
	20	40	60	80	90	100
16/20	0,68	0,60	0,52	0,33	0,18	0,00
32/40	0,54	0,51	0,43	0,27	0,14	0,00
50/60	0,43	0,42	0,34	0,22	0,12	0,00

Умовний розмір поперечного перерізу

$$h_0 = 2A_c / u = 2 \cdot 183378 / 3390 = 108.2 \text{ мм}$$

де $u = 1490 + 1460 + 2 \cdot 220 = 3390$ мм - периметр тієї частини, яка піддається висушуванню (периметр поперечного перерізу плити);

$A_c = 183378 \text{ мм}^2$ - площа перерізу бетону.

Тоді $k_n = 1.0 - \frac{(1 - 0.85)}{100} (108.2 - 100) = 0.988 \approx 0.99$ (за пропорцією із табл. 2.2.2).

Таблиця 2.2.2 Масштабний коефіцієнт

h_0	k_n
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Розвиток деформації усадки при висиханні визначається із виразу:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \varepsilon_{cd}(\infty) = 0.6153 \cdot 0.000515 = 0.0003169,$$

де
$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} = \frac{(100 - 28)}{(100 - 28) + 0.04 \sqrt{108.2^3}} = 0.6153;$$

t - вік бетону, діб, в момент часу, що розглядається (для $t = 100$ діб);

t_s - вік бетону, діб, при початку усадки висихання (або набухання) (для $t_s = 28$ діб). Як правило, це час завершення догляду.

Деформації внутрішньої усадки (абсолютне значення) визначають:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{es}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 0.8646 \cdot 12.5 \cdot 10^{-6} = 10.81 \cdot 10^{-6},$$

де $\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5(15 - 10) \cdot 10^{-6} = 12.5 \cdot 10^{-6};$

$$\beta(t) = 1 - \exp(1 - 0.2t^{0.5}) = 1 - \exp(-0.2 \cdot 100^{0.5}) = 1 - \exp(-2) = 0.8646;$$

$t = 100$ - час, діб.

Відповідно до Єврокоду, арматура класифікується за релаксацією на три основні класи:

Клас 1: Дріт або канат зі звичайною релаксацією.

Клас 2: Дріт або канат із низькою релаксацією.

Клас 3: Гарячекатані або оброблені стрижні.

Значення ρ_{1000} можна приймати наступними:

8% для Класу 1;

2,5% для Класу 2;

4% для Класу 3.

Ці значення також можуть бути взяті безпосередньо з сертифіката на арматуру. Визначати слід із застосуванням нижченаведеного виразу:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}.$$

Для класу 3:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1.98 \cdot 4 \cdot e^{8 \cdot 0.75} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-0.75)} \cdot 10^{-5} = 0.102,$$

де $\Delta\sigma_{pr}$ - це абсолютне значення втрат від релаксації попереднього напруження;

σ_{pi} - при напруженні на упори – абсолютна величина початкових попередніх

напружень $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}(x) = 472.5$ МПа;

t - є часом після напруження, год (500000 год, тобто близько 57 років);

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$, де $f_{pk} = 630$ МПа - характеристичне значення міцності на розтяг

напруженої арматури: $\mu = 472.5 / 630 = 0.75$.

Тоді $\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0.102 = 472.5 \cdot 0.102 = 48.2$ МПа.

Середнє значення сили напруження $P_{m,t}(x)$ у момент часу $t > t_0$ (з врахуванням усіх втрат)

$$P_{m,t}(x) = P_{m0} - \Delta P_{c+s+r} = 201.73 - 74.78 = 126.95 \text{ кН}$$

Величина $P_{m,t}(x)$ повинна відповідати двом наступним умовам:

$$P_{m,t}(x) = 126.95 \text{ кН} \leq 0.65 f_{pk} A_{sp} = 0.65 \cdot 630 \cdot 452 \cdot 10^{-3} = 185.1 \text{ кН};$$

$$P_{m,t}(x) = 126.95 \text{ кН} \leq P_{m0}(x) - 100 A_{sp} = 201.73 - 100 \cdot 452 \cdot 10^{-3} = 156.53 \text{ кН}.$$

Умови виконуються.

Напруження у попередньо напруженій арматурі, яке враховує усі втрати:

$$\sigma_{sp} = P_{m,t}(x) / A_{sp} = 126950 / 452 = 280.9 \text{ МПа}.$$

Відносні деформації в арматурі ε_{sp} визначають, в залежності від напружень

σ_{sp} , відповідно до діаграми стану арматури за виразом:

$$\text{коли } 0 \leq \sigma_{sp} = 280.9 \text{ МПа} < f_{pd0} = 479.17 \text{ МПа:}$$

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp} / E_p = 280.9 / 190000 = 0.00148 = 1.48\%.$$

Розрахунок за деформаціями

Величину проліт/висота за формулою, якщо $\rho > \rho_0$:

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho}{\rho - \rho_0} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \right].$$

Або якщо $\rho < \rho_0$:

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right].$$

де $\frac{l}{d}$ – це граничне відношення проліт/висота.

$k = 1$ – це коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи.

$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{15} = 0,0039 \text{ см}^2$ – довідковий відсоток армування.

ρ – Це необхідний відсоток армування для розтягнутої арматури в середині прольоту, призначений для сприйняття моменту від розрахункового навантаження.

$$\rho = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} = \frac{905}{1500 \cdot 195} = 0,0031 \text{ см}^2.$$

Так як $\rho = 0,0031 \text{ см}^2 < \rho_0 = 0,0039 \text{ см}^2$ співвідношення проліт висота розраховуємо за формулою:

$$\frac{l}{d} = 1 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{15} \cdot \frac{0,0039}{0,0031} + 3,2 \cdot \sqrt{15} \cdot \left(\frac{0,0039}{0,0031} - 1 \right)^{3/2} \right] = 19,93.$$

Крім того, ще необхідно помножити отримане значення на $310/\sigma_s$.

$$\frac{l}{d} \cdot \frac{310}{\sigma_s} = 19,93 \cdot \frac{310}{426} = 14,5.$$

$$\frac{l}{d} = \frac{5980}{195} = 30,67 > 14,5.$$

Оскільки співвідношення проліт/висота не відповідає граничному значенню, перевірку прогину необхідно виконати розрахунковим методом.

Ми перевіряємо величину прогину при дії моменту 72,76 кНм. Кривизна в перерізі, отримана за деформаційною методикою при розрахунках за II групою граничних станів і для цього рівня навантаження, дорівнює 0,0049.

$$f = \frac{1}{r} \cdot k_m l^2 = 0,0049 \cdot \frac{5}{48} \cdot 5,98^2 = 0,018 \text{ м.}$$

$$f = 0,018 \text{ м} < f_u = \frac{1}{150} l = \frac{1}{150} \cdot 5,98 = 0,04 \text{ м.}$$

Перевірка виконана.

3 Технологічні рішення та організація будівництва

3.1 Підготовка будівництва

Підготовку будівельного виробництва необхідно організовувати як регулярно-функціональну систему взаємозв'язаних методів організаційного, технічного, технологічного і планово-економічного характеру, яка охоплює такі основні програмні напрямки:

- загальну організаційно-технічну підготовку;
- підготовку до будівництва об'єкта;
- підготовку будівельної організації;
- підготовку до виконання будівельно-монтажних робіт.

Загальна організаційно-технічна підготовка повинна виконуватись відповідно з діючими положеннями про підрядні контракти в будівництві України.

Підготовка до виконання будівельно-монтажних робіт:

Етап підготовки до виконання будівельно-монтажних робіт включає:

Розробку проекту виконання робіт (ПВР).

Прийняття та закріплення на місцевості геодезичних розбивочних знаків для окремих частин будівлі та видів робіт.

Розробку та реалізацію заходів з організації праці, а також, за необхідності, забезпечення будівельних бригад технологічними картами та інструкціями.

Організацію інструментального господарства для забезпечення бригад необхідними засобами малої механізації, інструментом, засобами вимірювання та контролю, огороженням та іншим, у складі та кількості, згідно з ПВР.

Обладнання майданчиків та стендів для укрупненого та конвеєрного збирання конструкцій.

Організацію запасу будівельних конструкцій, матеріалів та готових виробів, необхідних для виконання робіт з потрібною інтенсивністю.

3.2 Організаційно-технологічні схеми та методи будівництва

Головне завдання проектування організації будівельного виробництва полягає в плануванні робіт, які створюють сприятливі умови для досягнення високих виробничих показників. Потоковий метод виробництва робіт є ключовим у забезпеченні таких умов.

Потоковий метод – це спосіб організації будівництва, що забезпечує планомірний та ритмічний випуск будівельної продукції. Це досягається завдяки безперервній і рівномірній роботі трудових колективів незмінного складу, які своєчасно та комплексно забезпечуються всіма необхідними матеріально-технічними ресурсами.

Загальною задачею проектування організації будівельного виробництва є планування робіт, які створюють умови сприятливі досягненню високих виробничих показників.

Такі умови забезпечує потоковий метод виробництва робіт. Потоковим методом називають такий метод організації будівництва, який забезпечує планомірний ритмічний випуск будівельної продукції на основі безперервної і рівномірної роботи трудових колективів незмінного складу, забезпечених своєчасним і комплексним постачанням всіма необхідними матеріально-технічними ресурсами.

Організація потокового виробництва в будівництві передбачає:

виявлення об'єктів близьких між собою по об'ємно-планувальним і конструктивним рішенням, технології зведення, розчленування процесу виробництва будівельних об'єктів на окремі роботи переважно рівні і кратні по трудоемкості;

встановлення доцільної послідовності виконання робіт і об'єднання взаємопов'язаних робіт в загальний сукупний процес та їх синхронізацію, чим досягається неперервність будівельного виробництва;

закріплення окремих видів робіт за безпосередніми бригадами робітників, встановлення послідовності включення в потік окремих об'єктів і досягнення бригад в процесі виконання робіт на окремих об'єктах;

розрахунок основних параметрів потоку з урахуванням забезпеченості

виконання більшості робіт і узгодженістю між тривалістю виконання окремих видів робіт і числом провідних машин і робочих бригад;

розрахунок послідовності переходу провідних машин і робочих бригад на об'єкт з урахуванням дотримання запланованого ритму будівництва.

Загальною задачею проектування організації будівельного виробництва є планування робіт, які створюють умови сприятливі досягненню високих виробничих показників.

Такі умови забезпечує потоковий метод виробництва робіт. Потокним методом називають такий метод організації будівництва, який забезпечує планомірний ритмічний випуск будівельної продукції на основі безперервної і рівномірної роботи трудових колективів незмінного складу, забезпечених своєчасним і комплексним постачанням всіма необхідними матеріально-технічними ресурсами.

Організація потокового виробництва в будівництві передбачає:

виявлення об'єктів близьких між собою по об'ємно-планувальним і конструктивним рішенням, технології зведення, розчленування процесу виробництва будівельних об'єктів на окремі роботи переважно рівні і кратні по трудоемкості;

встановлення доцільної послідовності виконання робіт і об'єднання взаємопов'язаних робіт в загальний сукупний процес та їх синхронізацію, чим досягається неперервність будівельного виробництва;

закріплення окремих видів робіт за безпосередніми бригадами робітників, встановлення послідовності включення в потік окремих об'єктів і досягнення бригад в процесі виконання робіт на окремих об'єктах;

розрахунок основних параметрів потоку з урахуванням забезпеченості виконання більшості робіт і узгодженістю між тривалістю виконання окремих видів робіт і числом провідних машин і робочих бригад;

розрахунок послідовності переходу провідних машин і робочих бригад на об'єкт з урахуванням дотримання запланованого ритму будівництва.

В кожній групі однотипових будівель встановлюють технологічну послідовність робіт і визначають раціональні розміри захваток. Розбивку будівлі на захватки здійснюють з урахуванням наступного:

розміри захваток встановлюють виходячи з планувальних і конструктивних рішень будівлі і напрямку розвитку основних процесів по її зведенню;

в якості захваток приймають поверхи, секції, конструктивні об'єми по визначеній групі осей, рядів, відміток будівлі;

межі захваток часто співпадають з конструктивними елементами будівлі.

Цей підхід до організації будівельного виробництва дозволяє значно підвищити ефективність та забезпечити стабільний прогрес робіт.

3.3 Технологія виконання основних будівельно-монтажних робіт

Земляні роботи

Розробка ґрунту виконується за допомогою одноковшового екскаватора "Ковровец" КиТ-26 з об'ємом ковша $V_{\text{ков}} = 1,25 \text{ м}^3$. Видобутий ґрунт завантажують на автосамоскиди та вивозиться на відвал. При цьому допускається недобір ґрунту до 150 мм.

Залишковий ґрунт, що утворився після механізованої розробки, доопрацьовується вручну, без застосування механізованих інструментів.

Для запобігання скупченню води в період дощів котлован повинен мати зумпфи для збору та подальшого відкачування води.

Зворотна засипка та ущільнення ґрунту

Зворотна засипка ґрунту здійснюється бульдозером. Ущільнення ґрунту виконується пошарово за допомогою пневмотрамбовок.

Влаштування буронабивних паль

Для влаштування паль обрано установку BAUER MBG-24. Розробка ґрунту виконується без обсадних труб, під захистом глиняного розчину. Видобутий ґрунт вантажиться на автосамоскиди за допомогою екскаватора "Ковровец" КиТ-26 і транспортується на відвал.

Буріння свердловин та влаштування паль здійснюється з чергуванням: свердловини буряться та бетонуються через одну, а до пропущених повертаються після того, як бетонна суміш у вже влаштованих палях набере достатньої міцності (не раніше ніж через добу).

Армування паль виконується в'язаними арматурними каркасами, що виготовляються безпосередньо на місці. Арматурні каркаси опускаються у свердловини за допомогою стропів довжиною 2 м, які кріпляться до монтажних петель. Для цього використовується лебедочна установка BAUER MBG-24.

Подача бетону в свердловину здійснюється бетонолитною трубою. Ущільнення бетонної суміші виконується глибинними вібраторами.

Влаштування монолітних залізобетонних ростверків

Влаштування монолітних залізобетонних ростверків виконується по захватках.

Підготовка для влаштування ростверку складається з шару бетону В 7,5 товщиною 100 мм. Бетонування підготовки здійснюється автобетононасосом СБ-126Б. Важливо, щоб рівень низу подаючої труби перебував не вище 1 м від поверхні бетонування.

Застосовується уніфікована металева щитова опалубка з інвентарним кріпленням, робоча сторона якої обробляється емульсійною сумішшю.

Подача арматурних каркасів та окремих стрижнів виконується за допомогою самохідного крана КС-4572. Елементи просторового каркаса з'єднуються в'язальним дротом.

Бетонування захватки розпочинається лише після завершення всіх опалубних та арматурних робіт.

Подача бетону здійснюється бетононасосом СБ-126Б. Бетон ущільнюється за допомогою глибинного вібратора з гнучким валом та вбудованим електродвигуном.

Монтаж фундаментних стінових блоків

Транспортування та монтаж збірних залізобетонних конструкцій здійснюється відповідно до вимог ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні

конструкції. Основні положення». Монтаж цих конструкцій виконується за ділянками та ярусами.

Підготовчі роботи перед монтажем

Перед початком монтажних робіт необхідно виконати наступні підготовчі заходи:

1. Встановити кран нульового циклу.
2. Розбити та прив'язати осі фундаментів на місцевості.
3. Доставити в зону монтажу необхідні конструкції та монтажне оснащення.
4. Влаштувати під'їзні дороги та площадки для складування конструкцій.

Запас конструкцій повинен бути розрахований мінімум на три зміни роботи. Складування матеріалів має відбуватися відповідно до технологічної послідовності монтажу, у межах досяжності стріли крана. Монтаж конструкцій підвалу виконується краном КС-4572.

Стіни підвалів слід влаштовувати з дотриманням перев'язки блоків. Рядові блоки розміщуються таким чином, щоб їхній низ орієнтувався по обрізу блоків першого ряду, а верх – по розбивочній осі. Вертикальні та горизонтальні шви між блоками повинні бути повністю заповнені розчином та розшиті з обох боків.

Кам'яна кладка стін

Кам'яна кладка виконується з риштування. Риштування застосовуються для кладки наступних ярусів, якщо висота поверху менша за 5,0 м.

Кладка стін нижніх поверхів армується сіткою з вічком 50x50 мм (дроту Ø5мм Вр-І). Цегляні перегородки товщиною 120 мм армуються через кожні 4 ряди кладки сіткою з дроту Ø5мм Вр-1 (вічко 50x50 мм). Подача матеріалу для кам'яних робіт здійснюється за допомогою баштовим краном КБ-100.3А-1.

Кладку стін і перегородок на захватці необхідно виконувати паралельно з монтажем плит перекриття.

Товщина горизонтальних швів кладки з цегли та каменів правильної форми становить 12 мм, вертикальних швів — 10 мм.

Після завершення кладки кожного поверху обов'язково проводиться інструментальна перевірка горизонтальності та відміток верху кладки, незалежно від проміжних перевірок горизонтальності її рядів.

При переміщенні та подачі цегли на робоче місце вантажопідійомними кранами застосовуються піддони, контейнери або спеціальні вантажозахватні пристрої, що виключають падіння вантажу під час підйому.

Рівень кладки після переміщення засобів риштування повинен бути не менш ніж на 0,7 м вище рівня робочого настилу або перекриття.

Не допускається кладка стін наступного поверху без монтажу несучих конструкцій міжповерхового перекриття, а також площадок і маршів сходових клітин.

При зведенні стін підвалів обов'язково дотримуйтеся перев'язки блоків. Розміщуйте рядові блоки так, щоб їхній низ збігався з обрізом блоків першого ряду, а верх орієнтувався по розбивочній осі. Усі вертикальні та горизонтальні шви між блоками мають бути ретельно заповнені розчином і розшиті з обох боків.

Кам'яна кладка стін

Кам'яна кладка виконується з риштування. Риштування застосовуються для кладки наступних ярусів, якщо висота поверху менша за 5,0 м.

Кладка стін нижніх поверхів армується сіткою з вічком 50x50 мм (дроту Ø5мм Вр-І). Цегляні перегородки товщиною 120 мм армуються через кожні 4 ряди кладки сіткою з дроту Ø5мм Вр-1 (вічко 50x50 мм). Подача матеріалу для кам'яних робіт здійснюється за допомогою баштовим краном КБ-100.3А-1.

Кладку стін і перегородок на захватці необхідно виконувати паралельно з монтажем плит перекриття.

Товщина горизонтальних швів кладки з цегли та каменів правильної форми становить 12 мм, вертикальних швів — 10 мм.

Після завершення кладки кожного поверху обов'язково проводиться інструментальна перевірка горизонтальності та відміток верху кладки, незалежно від проміжних перевірок горизонтальності її рядів.

При переміщенні та подачі цегли на робоче місце вантажопідійомними кранами застосовуються піддони, контейнери або спеціальні вантажозахватні пристрої, що виключають падіння вантажу під час підйому.

Рівень кладки після переміщення засобів рихтування повинен бути не менш ніж на 0,7 м вище рівня робочого настилу або перекриття.

Не допускається кладка стін наступного поверху без монтажу несучих конструкцій міжповерхового перекриття, а також площадок і маршів сходових клітин.

Плити перекриття

Плити перекриття монтують на шар свіжого цементно-піщаного розчину марки М200 товщиною 10 мм.

Шви між плитами необхідно ретельно очистити від сміття та закрити цементно-піщаним розчином марки М200.

Отвори для пропуску комунікацій, розміром до 150 мм, пробивають за місцем. Це стосується лише отворів у межах пустот, що виконуються свердлінням без руйнування ребер плити.

Отвори в торцях плит на стінах закривають бетоном класу С12/15 на глибину 250 мм.

Монтажні роботи

Будівельно-монтажні роботи ведуться потоковим методом за ділянками (захватками) та ярусами, що дає можливість поєднувати в часі різні будівельно-монтажні процеси та інші роботи. Роботи циклу "вище відмітки нуля" виконуються баштовим краном КБ-100.3А-1.

Забезпечення безпеки на робочому місці

На захватці, де проводяться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт та перебування сторонніх осіб.

Заборонено виконувати роботи, якщо люди перебувають в одній секції на поверхах (ярусах), над якими здійснюється переміщення, встановлення або тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій чи обладнання.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій та обладнанні під час їхнього підйому та переміщення.

Під час перерв у роботі заборонено залишати підняті елементи конструкцій та обладнання у висячому положенні.

Монтаж та закріплення конструкцій

Змонтовані в проектне положення елементи конструкцій повинні бути надійно закріплені, щоб забезпечити їхню стійкість та геометричну незмінність.

Розстропування конструкцій та обладнання дозволяється лише після їхнього постійного або тимчасового надійного закріплення.

Обмеження за погодними умовами та безпека під елементами

Не допускається виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більше, а також при ожеледі, грозі або тумані, що унеможлиблює видимість у межах фронту робіт.

Заборонено перебування людей під монтованими елементами конструкцій та обладнанням до їхнього встановлення в проектне положення та закріплення.

Якщо виникає необхідність присутності працівників під монтованим обладнанням (конструкціями), мають бути вжиті спеціальні заходи, що гарантують їхню безпеку.

Допоміжні засоби та монтаж сходових клітин

Навісні монтажні площадки, сходи та інші пристосування, необхідні для роботи монтажників на висоті, слід влаштовувати та закріплювати на монтованих конструкціях до їхнього підйому.

Монтаж сходових маршів і площадок будівель, а також вантажопасажирських будівельних підйомників (ліфтів) повинен здійснюватися одночасно з монтажем конструкцій будинку. На змонтованих сходових маршах необхідно негайно встановлювати огороження.

Покрівля

Влаштування покрівлі з наплавлених рулонних матеріалів вести відповідно до заздалегідь розроблених заходів щодо протипожежного захисту й контролю за виконанням пожежної безпеки при виробництві будівельно-

монтажних робіт, а також у відповідності із ДСТУ Б В.2.7-236:2010 «Будівельні матеріали. Мастики на основі бітуму покрівельні та ізоляційні гарячі. Технічні умови» і «Посібником із застосування в покрівлях наплавлених рулонних матеріалів»:

роботи із влаштуванням покрівлі повинні виконуватися спеціалізованими бригадами під технічним контролем і керівництвом інженерно-технічних працівників;

роботи із влаштування покрівлі допускається виконувати при температурі зовнішнього повітря до -20°C і при відсутності снігопаду, ожеледі й снігу;

до початку ізоляційних робіт повинні бути виконані й прийняті: всі будівельно-монтажні роботи на ізолюючих ділянках, включаючи замонолічування швів між збірними плитами, установку й закріплення патрубків і склянок для пропуску інженерного встаткування, основа під покрівлю на всіх поверхнях, включаючи карнизні ділянки покрівель і місця примикань до виступаючим над покрівлею конструктивним елементам;

не допускається контакт покрівельних матеріалів з розчинниками, нафтою, маслом, тваринними жирами;

якщо матеріали піддавалися тривалому впливу температури нижче 15°C , то перед застосуванням їх необхідно витримати протягом 4-х годин при температурі від 15°C до 25°C .

Основою під покрівлю служить цементно-піщана стяжка з розчину М100. У стяжці влаштовуються температурно-усадочні шви шириною 6-10 мм, що розділяють стяжку на ділянки не більше 6х6 м (шви повинні розташовуватися над швами перекриття). Розчин стяжки повинен бути твердим (осаду конуса не більше 30 мм).

У місцях примикання покрівлі до стін і інших конструктивних елементів виконати перехідні бортики під кутом 45° з висотою не менш 100 мм із цементно-піщаного розчину. Стіни в цих місцях повинні бути оштукатурені розчином М50.

Після вкладання стяжки вона повинна бути погрунтована сумішшю з бітуму. Перед нанесенням ізоляційних шарів основа повинна бути сухою і

знепиленою.

Опоряджувальні роботи.

Весь комплекс опоряджувальних робіт організовується потоковим методом, розділеним на окремі цикли. Ці цикли технологічно взаємопов'язані та поєднуються в часі з завершальними будівельними, сантехнічними та електромонтажними роботами. При цьому кожна з двох основних захваток додатково розбивається на менші.

Підготовка та виконання робіт

На будівельному майданчику необхідно влаштувати під'їзди для транспортування оздоблювальних матеріалів, інвентарю, механізмів та обладнати приміщення для їхнього закритого зберігання.

Для подачі розчину в робочу зону використовується штукатурна станція «Салют». Нанесення розчину на поверхню здійснюється за допомогою форсунок УНІЛ-3.

Фарбувальні роботи виконуються за допомогою електрофарбопульту З-22.

Внутрішні опоряджувальні роботи проводяться з інвентарних столиків-риштувань, які переміщуються по підготовці покриття підлог.

3.4. Вибір крану

Вибір крана здійснюється на основі трьох основних характеристик:

- Монтажна маса (Q_M);
- Монтажна висота (H_M);
- Монтажний виліт стріли (L_M).

Щоб визначити монтажну масу, необхідно обрати найважчий елемент, що переміщуватиметься краном. Оскільки будівля зводиться за допомогою баштового крана, найважчим елементом вважаємо збірну залізобетонну конструкцію — багатопустотну плиту перекриття.

Дані для розрахунку монтажної маси:

Маса плити: 2950 кг

Маса стропу: 220кг—для плити перекриття.

Монтажну масу обчислюють :

$$Q_{\max} = Q_{\text{ел}} + q_{\text{стр}}$$

де $Q_{\text{ел}}$ – маса елементів для підйому на поверх.

$q_{\text{стр}}$ – маса стропуючих пристосувань.

$$Q_{\max} = 2,95 + 0,22 = 3,17 \text{ т.}$$

Монтажну висоту обчислюємо з умови необхідного переміщення плити перекриття із місця складування на відмітку покрівлі

Необхідна висота підйому гака.

$$H_{\max} = h_{\text{оп}} + h_{\text{стр}} + h_{\text{ел}} + h_{\text{зап}}$$

$h_{\text{оп}} = 33,6$ м – це висота опори, на яку монтується чи подається конструкція.

$h_{\text{стр}} = 1,7$ – це висота чотирьох гілкового стропу.

$h_{\text{ел}} = 0,22$ – це висота елемента, що подається краном.

$h_{\text{зап}} = 0,5$ – це величина запасу.

$$H_{\max} = 33,6 + 1,7 + 0,22 + 0,5 = 36,02 \text{ м}$$

Необхідний виліт стріли визначається з умови подачі матеріалів до найвіддаленішої стіни.

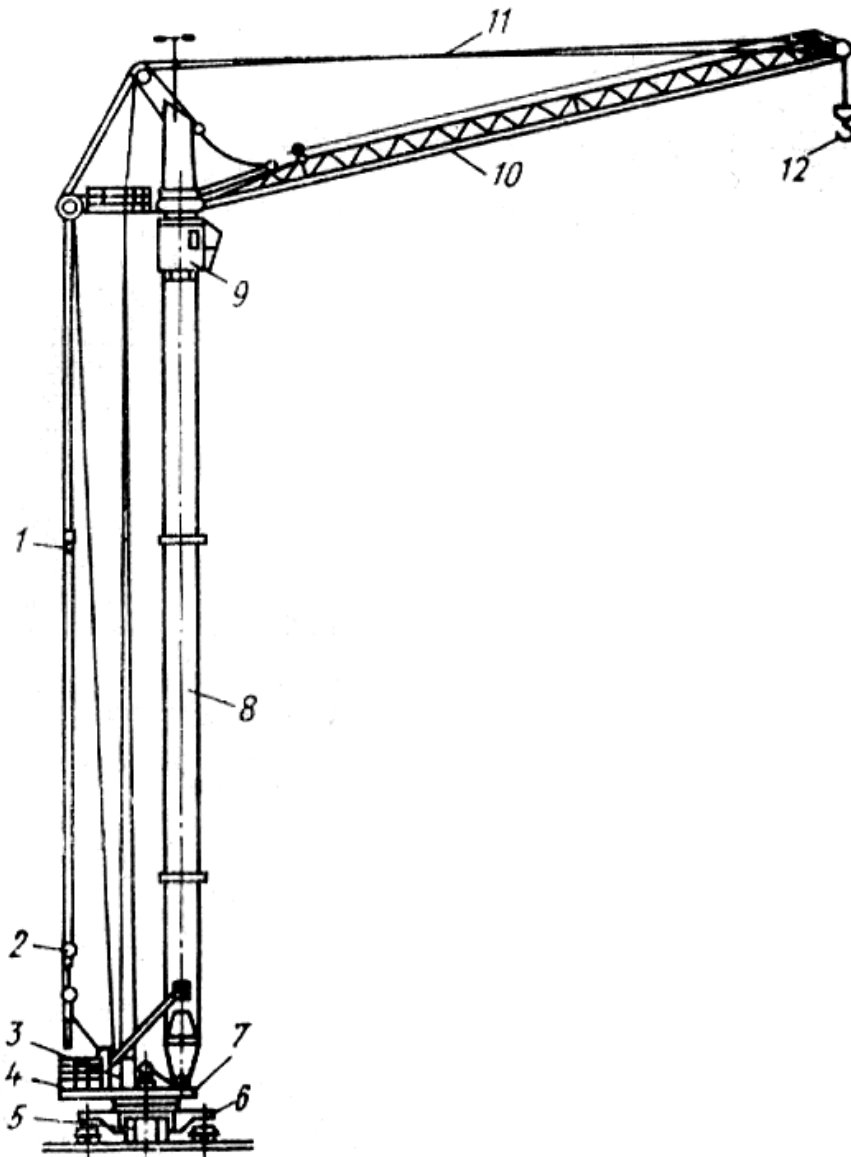
$$R_1 = A + B = 6,28 + 16,2 = 22,48$$

Де A – Це відстань від осі проходки крана до найближчої координаційної осі будівлі.

B – відстань між координаційними вісями будівлі.

На основі розрахунків приймаємо баштовий кран КБ-100.3А-1

Найменування характеристики, одиниці виміру	кількість
Найбільший вантажний момент, т·м	100
Виліт, м: найбільший	25
при найбільшій вантажопідйомності	12,5
Вантажопідйомність, т: при найбільшому вильоті	4
найбільша	8
Висота підйому гака при найбільшому вильоті, м	40
Глибина опускання вантажу нижче головки рейки, м	
Швидкості, м/хв: підйому найбільшого вантажу при дворазовому / чотирьоразовому запасуванню каната	30/15
підйому вантажу масою до 2 т при дворазовому запасуванню каната	45
підйому вантажу масою до 4 т при чотирьоразовому запасуванні каната	22,5
зміни вильоту	15
пересування крана	28
Частота обертання, про/хв	0,7
Колія X база, м	4,5 X 4,5
Задній габарит, м	3,6
Тип підкранової рейки	P50
Розрахункове навантаження від колеса на рейку, кН	175
Установлена потужність електродвигунів, кВт	78,3
Маса конструктивна, т	34
Маса загальна із противагою й баластом, т	87,4



Модернізований баштовий кран КБ-100.3А-1 має такі основні компоненти:

Ходова рама (6): Обладнана флюгерами та ходовими візками.

Поворотна платформа (7): На ній розміщені вантажна та стрілова лебідки, механізм повороту, дві електрошафи керування та противага.

Вежа (8): Включає розпірку, підкоси, блоки та монтажну стійку.

Стріла (10): Має блоки та обмежувач висоти підйому гака.

Відтягнення (11) стріли.

Кабіна машиніста (9).

Верхня (1) і нижня (2) обойми.

Гакова підвіска (12).

Електроустаткування (3).

Противаги (4) і баласты (5).

3.5 Технологічна карта на виконання цегляної кладки

Вказівки до виконання робіт

1. Кладка зовнішніх і внутрішніх несучих стін, а також перегородок має виконуватися відповідно до робочих креслень на блок-секцію, проекту виконання робіт (ПВР) та даної технологічної карти.

Послідовність кам'яної кладки зовнішніх несучих стін

Роботи з кам'яної кладки зовнішніх несучих стін виконуються в наступній послідовності:

Розмітка місць влаштування стін, дверних прорізів та їхнє закріплення на перекритті.

Установка рейки-порядовки (за необхідності).

Натягування причального шнура.

Подача й укладання зовнішньої версти з керамічних каменів.

Укладання внутрішньої версти та забутки.

Укладання збірних залізобетонних перемичок та окремих арматурних стрижнів над дверними й віконними прорізами по ходу кладки.

Перевірка правильності кладки.

Технологія кладки зовнішніх несучих стін

Кладка зовнішніх несучих стін ведеться з міжповерхового перекриття східчастим способом: спочатку викладається зовнішня верста в 2–3 ряди, а потім у конструкцію стіни вкладаються внутрішня верста та забутка. Кладка ведеться до позначки 1250–1300 мм над рівнем перекриття. Після досягнення цієї позначки кладка стін виконується з шарнірно-панельних риштувань, встановлених на перекритті.

Захист матеріалів під час перерв

Під час перерв у кладці вкладені в конструкцію матеріали та вироби повинні бути захищені від атмосферних опадів.

Роботи з кам'яної кладки внутрішніх несучих стін і перегородок виконуються в наступній послідовності:

- розмітка місць влаштування стін і перегородок, дверних прорізів та закріплення їх на перекритті;
- установка рейки-порядовки (при необхідності);
- натягування причального шнура;
- подача та розкладання керамічних каменів;
- розстилання й розрівнювання кладочного розчину;
- вкладання керамічних каменів у конструкцію внутрішньої стіни й перегородок;
- перевірка правильності кладки;
- вкладання збірних залізобетонних перемичок над дверними прорізами по ходу кладки.

Причалка натягується по кожному ряду кладки. Цегла по стіні й перегородці розкладаються стопками по 2 шт. з інтервалом в 1/2 каменю (125 мм). Кладка в місцях взаємного перетинання несучих стін, стін і перегородок повинна вестися одночасно. При змушених перервах кладка виконується у вигляді похилої або вертикальної штробы. Кладка повинна вестися впустошовку без заповнення розчином лицьової поверхні перегородки до 15 мм.

Вертикальність граней і кутів кладки, горизонтальність її рядів повинні перевірятися не менш двох разів на кожному ярусі кладки (через 0,5...0,6 м) з усуненням виявлених відхилень у процесі зведення ярусу.

Збірні залізобетонні перемички над віконними й дверними прорізами встановлюються з подачею їх баштовим краном на підготовлену постіль з розчину. При влаштуванні перемичок звертається увага на точність їхньої установки по вертикальним відміткам, горизонтальність і розмір площі опираючої.

Вказівки до монтажу плит перекриття

Монтаж плит перекриття над підвалом здійснюється монтажним

краном КС4275 відповідно до його вантажних характеристик.

Монтаж першої плити перекриття:

1. Встановіть монтажні вишки.
2. Розмітьте та підготуйте місце для встановлення плити.
3. Вкажіть кранівнику місце встановлення плити та відійдіть на безпечну відстань.
4. Подайте сигнал опустити плиту над місцем встановлення, розвертаючи та утримуючи її від розгойдування за допомогою відтяжок.
5. Підніміться на вишку, наведіть елемент на місце встановлення та подайте сигнал опустити його.
6. Перевірте положення площадки опираючої і виконайте розстроповку.
7. Відійдіть на безпечну відстань та подайте сигнал кранівнику підняти строп.

Монтаж наступних плит:

1. Закріпіть карабін запобіжного пояса за монтажну петлю раніше змонтованого елемента та підготуйте місце встановлення плити.
2. Вкажіть кранівнику місце встановлення, відійдіть на безпечну відстань та подайте сигнал опустити плиту над місцем встановлення.
3. Наведіть плиту на місце встановлення та подайте сигнал опустити її.
4. Перевірте положення плити, площадки її обпираючої, і виконайте розстроповку плити.
5. Відійдіть на безпечну відстань та подайте команду кранівнику підняти строп.

- Калькуляція трудозатрат

№ п/п	Найменування технологічних процесів	Обґрунт.	Одиниці виміру	Кількість	Норма часу		На об'єм робіт				Склад ланки
					л-год	м-год	л-год	м-год	л-дн	м-дн	
1	Прийом розчину з очищенням кузову	Е4-1-48	м3	136,03	0,11		14,96		1,87		Бетонр 2р-1
2	Розвантаження цегли	Е1-9	1 пакет (650 шт)	363,08	0,28	0,14	101,66	50,83	12,71	6,35	Машиніст: 5р-1 Такелажник 2р-2
3	Подача цегли	Е1-7	1000 шт	236,00	0,346	0,173	81,66	40,83	10,21	5,10	
4	Подача розчину баштовим краном	Е1-7	м3	136,03	0,314	0,157	42,71	21,36	5,34	2,67	
5	Розвантаження перемичок	Е1-15	100 шт	2,83	8	6,3	22,64	17,83	2,83	2,23	Машиніст 6р-1
6	Розвантаження плит перекриття	Е1-15	100 шт	1,27	8	6,3	10,16	8,00	1,27	1,00	Монтажник 2р-2
7	Кладка стін 640 мм	Е3-3	м3	326,61	2,9		947,17		118,40		Муляр 4р-1
	Кладка стін 510 мм			244,23	2,8		683,86		85,48		3р-1 2р-1
	Кладка стін 380 мм			28,62	3,2		91,59		11,45		Машиніст
8	Монтаж перемичок	Е3-16	1 проем	67,00	0,45	0,15	30,15	10,05	3,77	1,26	5р-1

9	Монтаж елементів сходової клітини	E4-1-10	шт	6,00	2,2	0,55	13,20	3,30	1,65	0,41	Машиніст 6р-1
10	Монтаж плит перекриття	E4-1-7	шт	127,00	0,72	0,18	91,44	22,86	11,43	2,86	Монтажник 4р-2 3р-1 2р-1
11	Влаштування монолітних ділянок	E4-1-31	м3	6,19	1,5		9,28		1,16		Бетоняр 4р-1 2р-1
12	Кладка стін 250 мм	E3-3	м3	50,17	3,7		185,64		23,21		Муляр 4р-1 2р-1
13	Кладка перегородок	E3-12	м2	374,88	0,66		247,42		30,93		
14	Установка ристувань	E3-20	10 м3	64,96	1,27	0,39	82,50	25,34	10,31	3,17	Машиніст 4р-1 4р-1 2р-2
15	Розбирання ристувань	E3-20	10 м3	64,96	1,27	0,39	82,50	25,34	10,31	3,17	

- Схеми контролю якості виконання цегляної кладки

Контрольовані операції	Вимоги й допуски	Способи й засоби контролю	Хто й коли контролює	Хто залучається до контролю
1	2	3	4	5
<u>1.Кладка несучих стін і перегородок</u>				
1.1.Відхилення поверхні стін і кутів від вертикалі	10мм	Вимірювальний. Через 0,5...0,6 м по висоті Схил	Майстер у процесі й після кладки.	
1.2.Відхилення по ширині віконних і дверних прорізів	+15мм	Вимірювальний по ходу виконання робіт Рулетка, метр	Майстер у процесі кладки	
1.3. Нерівності на вертикальній поверхні кладки	5мм	Вимірювальний.2-х метрова рейка	Майстер у процесі кладки	
1.4.Відхилення окремих рядів кладки від горизонталі	15мм	Вимірювальний. Рівень, сталевий метр	Майстер у процесі кладки	
1.5.Товщина горизонтальних швів	12мм	Вимірювальний. Сталевий метр	Майстер у процесі кладки	
1.6.Відхилення по ширині простінків	- 15мм	Вимірювальний. Рулетка	Майстер у процесі кладки	
1.7.Зсув від планового положення розбивочних осей	10мм	Вимірювальний. Рулетка	Виконроб	

1.8.Перев'язка вертикальних швів газобетонних блоків торцевих стін	S блоку	Вимірювальний. Сталевий метр	Майстер у процесі кладки	
1.9.Відхилення висотних оцінок низу віконних і дверних прорізів	+10мм	Вимірювальний. Нівелір, рейка, рівень	Виконроб	Геодезист
<u>2.Пристрій перемичок над прорізами</u>				
2.1 Відхилення висотних оцінок низу опорних поверхонь перемичок	-10мм	Вимірювальний. Сталевий метр	Майстер у процесі робіт	
2.2. Відхилення від горизонталі покладених перемичок	10мм	Вимірювальний. Сталевий метр	Майстер у процесі робіт	
2.2 Відхилення від симетричності (половина різниці глибини обпирання кінців перемичок)	6мм	Вимірювальний. Сталевий метр	Майстер у процесі й по закінченню робіт	
2.3 Установка металевих скоб і термопакетів	Відповідно до проекту	Візуально.	Майстер у процесі виконання робіт	

Техніко-економічні показники

1. Обсяг работ:

$$V_{\text{н}} = V_{\text{к}} = 649,64 \text{ м}^3.$$

$$V_{\text{пр}} = V_{\text{н}} = 649,64 \text{ м}^3.$$

2. Загальна трудомісткість:

$$\Sigma Q_{\text{н}} = 342,32 \text{ л-дн.}$$

$$\Sigma Q_{\text{пр}} = 336 \text{ л-дн.}$$

3. Питома трудомісткість:

$$q^{\text{н}} = \frac{\Sigma Q^{\text{н}}}{V^{\text{н}}} = \frac{342,32}{649,64} = 0,53 \text{ л-дн./ м}^3$$

$$q^{\text{пр}} = \frac{\Sigma Q^{\text{пр}}}{V^{\text{пр}}} = \frac{336}{649,64} = 0,52 \text{ л-дн./ м}^3$$

4. Виробіток робітника за зміну:

$$B^{\text{н}} = \frac{V^{\text{н}}}{\Sigma Q^{\text{н}}} = \frac{649,64}{342,32} = 1,89 \text{ м}^3/\text{л-дн.}$$

$$B^{\text{пр}} = \frac{V^{\text{пр}}}{\Sigma Q^{\text{пр}}} = \frac{649,64}{336} = 1,93 \text{ м}^3/\text{л-дн.}$$

5. Продуктивність праці:

$$П_{\text{н}} = 100 \%$$

$$П_{\text{пр}} = \frac{\Sigma Q^{\text{н}}}{\Sigma Q^{\text{пр}}} \cdot 100\% = \frac{342,32}{336} \cdot 100\% = 102\%$$

4. Охорона праці

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Конституція України закріплює фундаментальні права кожного громадянина, що безпосередньо стосуються безпеки та здоров'я:

Право на життя та захист: Стаття 27 проголошує невід'ємне право на життя та право кожного захищати своє життя та здоров'я, а також життя та здоров'я інших, від протиправних посягань.

Право на охорону здоров'я: Стаття 49 гарантує право на охорону здоров'я, медичну допомогу та медичне страхування. Держава при цьому зобов'язується дбати про розвиток фізичної культури і спорту, а також забезпечувати санітарно-епідемічне благополуччя.

Право на безпечне довкілля: Стаття 50 надає кожному право на безпечне для життя і здоров'я довкілля та на відшкодування шкоди, завданої порушенням цього права.

Суспільство та держава несуть відповідальність перед сучасним і майбутніми поколіннями за рівень здоров'я та збереження генофонду народу України. Вони забезпечують пріоритетність охорони здоров'я в державній діяльності, прагнуть поліпшення умов праці, навчання, побуту й відпочинку населення, розв'язання екологічних проблем, удосконалення медичної допомоги та впровадження здорового способу життя.

Забезпечення безпеки на об'єкті проектування

Будівництво житлового будинку відбувається на майданчику, виділеному неподалік від існуючого житлового масиву міста Харків. Основні завдання щодо забезпечення безпеки на об'єкті проектування формуються після аналізу законодавчих та інших нормативно-правових актів.

Головні цілі цих завдань – покращення умов праці, зменшення рівня травматизму та запобігання виникненню надзвичайних ситуацій на об'єкті. При встановленні пріоритетів у вирішенні питань охорони праці та безпеки

життєдіяльності особлива увага приділяється соціально-економічним аспектам охорони праці.

Небезпечні та шкідливі виробничі фактори

На будівельних майданчиках існують різні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, серед яких:

- Підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони.
- Підвищена або знижена температура, вологість та рухливість повітря в робочій зоні.
- Підвищений рівень шуму та вібрації.
- Підвищений рівень різних електромагнітних випромінювань.
- Відсутність або недостатня кількість природного світла, а також недостатня освітленість робочої зони.
- Санітарно-побутові приміщення

Потреба в санітарно-побутових приміщеннях на будівельних майданчиках визначається відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві». Тимчасові санітарно-побутові будівлі зводяться лише на час будівництва, тому передбачаються в мінімальному обсязі. За можливості, слід використовувати існуючі на будівельному майданчику споруди, а також типові інвентарні рухомі або збірно-розбірні будівлі.

4.2. Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Аналіз умов праці та потенційних джерел небезпеки при зведенні житлового будинку враховує особливості організації технологічних процесів. На робочих місцях можуть виникати небезпечні та шкідливі виробничі фактори, що потребують певного захисту персоналу. Зокрема, йдеться про захист будівельників від шкідливого впливу пилу, шуму, вібрації, газів, а також про захист під час бетонування ростверку (плити) та кам'яної кладки стін.

Заходи та засоби попередження забруднення повітря та захисту працівників

Загальні заходи та засоби для попередження забруднення повітряного середовища на виробництві та захисту працівників включають:

Вилучення шкідливих речовин з технологічних процесів, заміна шкідливих речовин менш шкідливими (наприклад, свинцеве білило замінюють цинковими, метиловий спирт — іншими спиртами, органічні розчинники для знежирення — мийними розчинами на основі води).

Попередні та періодичні медичні огляди працівників, які працюють у шкідливих умовах, профілактичне харчування, дотримання правил особистої гігієни.

Контроль за вмістом шкідливих речовин у повітрі робочої зони.

Використання засобів індивідуального захисту.

Захист від вібрації

Джерелами вібрації передусім можуть бути глибинні вібратори, які використовуються для ущільнення бетонної суміші. Для захисту від шкідливої дії вібрації необхідно знижувати її вплив на організм людини. Для безпечної роботи рекомендується виносити робочі місця із зон конструкцій, що передають вібрацію, застосовувати амортизатори для вібраторів та використовувати матеріали, що поглинають вібрації, на вібруючих поверхнях.

Нормативними документами забороняється працювати з вібраторами та віброінструментами більше 2/3 тривалості робочої зміни. Передбачаються перерви тривалістю 10–15 хвилин щогодини роботи. Робітники повинні щорічно проходити медичний огляд. Молодь віком до 19 років до роботи з вібраторами не допускається.

Для захисту від вібрацій працівники повинні носити взуття з гумовою підошвою, захисний костюм та гумові рукавиці. Щогодини необхідно робити 15-хвилинну перерву.

Забезпечення безпеки праці під час зведення житлового будинку

Аналіз умов праці та потенційних джерел небезпеки при зведенні

житлового будинку враховує особливості організації технологічних процесів. На робочих місцях можуть виникати небезпечні та шкідливі виробничі фактори, що потребують певного захисту персоналу. Зокрема, йдеться про захист будівельників від шкідливого впливу пилу, шуму, вібрації, газів, а також про захист під час бетонування ростверку (плити) та кам'яної кладки стін.

Заходи та засоби попередження забруднення повітря та захисту працівників

Загальні заходи та засоби для попередження забруднення повітряного середовища на виробництві та захисту працівників включають:

Вилучення шкідливих речовин з технологічних процесів, заміна шкідливих речовин менш шкідливими (наприклад, свинцеве білило замінюють цинковими, метиловий спирт — іншими спиртами, органічні розчинники для знежирення — мийними розчинами на основі води).

Попередні та періодичні медичні огляди працівників, які працюють у шкідливих умовах, профілактичне харчування, дотримання правил особистої гігієни.

Контроль за вмістом шкідливих речовин у повітрі робочої зони.

Використання засобів індивідуального захисту.

Захист від вібрації

Джерелами вібрації передусім можуть бути глибинні вібратори, які використовуються для ущільнення бетонної суміші. Для захисту від шкідливої дії вібрації необхідно знижувати її вплив на організм людини. Для безпечної роботи рекомендується виносити робочі місця із зон конструкцій, що передають вібрацію, застосовувати амортизатори для вібраторів та використовувати матеріали, що поглинають вібрації, на віброуючих поверхнях.

Нормативними документами забороняється працювати з вібраторами та віброінструментами більше 2/3 тривалості робочої зміни. Передбачаються перерви тривалістю 10–15 хвилин щогодини роботи. Робітники повинні

щорічно проходити медичний огляд. Молодь віком до 19 років до роботи з вібраторами не допускається.

Для захисту від вібрацій працівники повинні носити взуття з гумовою підошвою, захисний костюм та гумові рукавиці. Щогодини необхідно робити 15-хвилинну перерву.

Відтак, необхідно неухильно виконувати вимоги охорони праці та техніки безпеки для кожного виду будівельних робіт, щоб забезпечити належний рівень захисту працівників.

4.3. Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування

Недотримання правил безпеки на будівельному майданчику може призвести до серйозних наслідків, зокрема:

- Травми та порушення здоров'я робітників, включно з важкими та смертельними випадками.
- Матеріальні збитки, пов'язані з руйнуванням частини будівлі або обладнання.
- Затримки у виконанні будівельних робіт та втрати фінансових ресурсів.
- Одним з найбільш дієвих та ефективних інструментів запобігання нещасним випадкам є оцінка ризиків на робочих місцях.

Мета та процес управління ризиками

Метою управління ризиками є збільшення ймовірності та впливу позитивних подій, а також зменшення ймовірності та впливу небезпечних подій на працівників.

Перед оцінкою ризиків необхідно визначити небезпеки на робочих місцях. Згідно з п. 4.16 ДСТУ 2293:2014, небезпека — це джерело, що може призвести до травмування, погіршення здоров'я чи смерті людини, завдати шкоди майну, довкіллю, або їх комбінація.

Роботодавець повинен систематично та достатньою мірою виявляти та ідентифікувати небезпеки в засобах праці, виробничому та іншому приміщенні. Якщо усунути небезпеки неможливо, необхідно оцінити їхню величину з погляду небезпеки для працівників.

Важливо пам'ятати, що одноразової оцінки ризиків недостатньо. Необхідно проводити систематичну перевірку та вживати відповідних коригувальних заходів для запобігання відхиленню від норм, правил, інструкцій з охорони праці. Своєчасно не усунутий ризик може призвести до різних наслідків — від професійних захворювань до травм різного ступеня тяжкості. З огляду на це, потрібен щоденний моніторинг небезпек на робочих місцях.

Матричний метод оцінки ризиків

Матриця ризиків (або карта ризиків) дозволяє визначити рівень кожного виявленого ризику для подальшого прийняття рішення щодо його зниження.

У карті ризиків зазначаються критерії оцінки ризиків: тяжкість наслідків та ймовірність настання ризикової події протягом певного періоду. Кожен критерій ранжується від мінімального до максимального значення. Підсумковий рівень ризику визначається на перетині двох критеріїв. Наприклад, до високих ризиків відносять ті, що є найімовірнішими і спричиняють максимально тяжкі наслідки.

За допомогою карти ризиків можна порівнювати ризики між собою. З'ясування пріоритетності ризиків (які є найвищими) необхідне для подальшого визначення рівня контролю, черговості та оперативності заходів щодо наступного аналізу ризиків.

Застосування простих інструментів, таких як карти ризиків, не повинно бути кінцевою метою процесу управління ризиками. Це, скоріше, проміжний крок для визначення істотних ризиків, які вимагають більш глибокого аналізу.

Приклад зниження ризиків: Робота на висоті

Наприклад, для зниження ризиків при виконанні робіт на висоті можна застосувати такі заходи:

Усунення джерела небезпеки:

Не працювати на висоті, якщо можна виконати роботу з підлоги.

Змінити технологію ведення робіт, щоб уникнути їх виконання на висоті.

Заміщення:

- Використовувати найбезпечніші засоби для роботи на висоті.
- Технічні заходи:
 - Засоби для запобігання падінню з висоти (огорожі).
 - Засоби праці (засоби підмощування, драбини).
 - Організаційні, технологічні заходи:
 - Навчання, інструктажі, знаки безпеки.
 - Запобігання падінню засобами індивідуального захисту:
 - Використання страхувального поясу.
 -

4.4. Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування

Організаційно-технічна підготовка до будівництва: Ключ до безпеки монтажних робіт

Правильна організаційно-технічна підготовка є критично важливою для забезпечення безпеки будівництва. Ця підготовка проходить у два етапи: організаційний та технічний.

На сьогоднішній день монтажні роботи можна вважати основним видом діяльності на будівельному майданчику. До початку монтажу конструкцій необхідно виконати такі підготовчі роботи:

Підготувати під'їзні дороги.

Спланувати територію для складування конструкцій.

Встановити, випробувати та здати в експлуатацію монтажні механізми відповідно до вимог Держтехнагляду.

Здати фундаменти під монтаж каркасу.

Підвести воду, електроенергію та стиснене повітря.

Усі ці заходи спрямовані на зниження травматизму на будівельному майданчику. Крім того, монтаж будівельних конструкцій належить до робіт із підвищеною небезпекою. При їх виконанні необхідно керуватися вимогами ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».

Особливості безпеки при монтажних роботах:

При виконанні монтажних робіт особливу увагу слід приділяти наступним аспектам:

До монтажних робіт допускаються лише робітники, які пройшли спеціальний інструктаж з техніки безпеки.

Робітники-монтажники повинні бути ознайомлені з безпечними методами праці.

Забороняється підйом збірних конструкцій, які не мають монтажних петель або спеціальних пристроїв для стропування, що забезпечували б їхнє правильне стропування та монтаж.

Очищення елементів та конструкцій від бруду, іржі тощо потрібно проводити на землі до їхнього підйому.

Стропування елементів та конструкцій повинно здійснюватися за схемами, складеними з урахуванням міцності та стійкості конструкцій, які піднімаються при монтажних навантаженнях.

Стропування елементів та конструкцій потрібно робити за допомогою інвентарних стропів, а в необхідних випадках – спеціально розробленими вантажозахватними пристроями.

Елементи та конструкції під час переміщення повинні утримуватися від розхитування та крутіння відтяжками з прядива або тонкого гнучкого тросу.

Забороняється зупиняти підйом елементів чи конструкцій у повітрі.

Розстроповка встановлених елементів та конструкцій допускається лише після їхнього міцного та стійкого закріплення.

Забороняється виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях при силі вітру понад 6 балів (приблизно 12 м/с), а також під час дощу та грози.

Безпека праці на будівельному майданчику: Комплексний підхід до захисту працівників

Дотримання правил безпеки на будівельному майданчику є критично важливим для запобігання травмам, матеріальним збиткам і затримкам у роботі.

Запобігання падінню з висоти

Щоб запобігти падінню робітників з висоти, необхідно:

Встановити інвентарні підмостки або тимчасові містки з огороженням робочого місця, якщо воно розташоване вище 1 м від рівня підлоги.

Заборонити перехід по балках без страхувального канату на висоті 1.2 м від рівня переміщення, а також без запобіжного поясу, закріпленого до страхувального канату карабіном.

Забезпечити всіх робітників, що працюють на монтажі, спецодягом, спецвзуттям та касками.

Загальні вимоги до безпеки та гігієни праці

Забороняється виконувати будівельно-монтажні роботи, пов'язані зі знаходженням робочих в одній хватці на поверххах, над якими здійснюється переміщення, встановлення та тимчасове закріплення конструкцій.

Усі металеві частини електрообладнання, освітлювальної арматури, механізми з електроприводом необхідно заземлити відповідно до Проекту виконання робіт (ПВР) та Правил охорони праці та безпеки (ПОБ).

На будівельному майданчику всі зобов'язані носити захисні шоломи згідно з ДБН А.3.2-2-2009. Робітники та інженерно-технічні працівники (ІТР) без захисних касок та засобів індивідуального захисту (ЗІЗ) до виконання робіт не допускаються.

До початку робіт усі робітники повинні пройти виробничий інструктаж на робочому місці.

Робітники мають бути забезпечені спецодягом, санітарно-побутовими приміщеннями та нормокомплектom інструменту.

Відповідальність за небезпечне ведення робіт та протипожежний стан покладається на майстра або виконроба.

Захист від шуму та вібрації

Загальний рівень шуму на будівельному майданчику часто перевищує допустимі санітарні норми. Він в основному визначається спектральними складовими у зоні високих частот (1000–11 200 Гц) з інтенсивністю 92–106 дБ. Найбільші значення спостерігаються у пневматичних зубилах, молотках і гайковертах, менші — у пневматичних свердлильних і шліфувальних машинках. Рівень шуму цих інструментів перевищує допустимі норми у 1.2–5 рази.

Особливу небезпеку при роботі з пневматичним ручним інструментом становить локальна вібрація, яка діє на руки працюючих і може викликати серйозні захворювання, такі як неврит, вібраційна хвороба тощо.

З огляду на широке розповсюдження пневматичних ручних інструментів та неможливість їх повної заміни сучаснішими, з меншим рівнем шуму та вібрації, рекомендується низка заходів для покращення умов праці та доведення рівнів шуму й вібрації до допустимих значень:

Нанесення демпфуючого покриття (наприклад, мастики ВД-17 або ВПМ-2 типу "АДЕМ") на поверхню інструменту в місцях контакту з руками працюючого. Товщина мастики має дорівнювати двом-трьом товщинам металу, на який вона наноситься.

Для захисту лівої руки працюючого слід одягати на інструмент у місці його підтримки віброгасну муфту, виготовлену з поролону або м'якої губчатої гуми.

Якщо немає можливості надіти муфту, на ліву руку необхідно одягти спеціальну рукавицю з прокладкою з поролону товщиною 30–40 мм або шарового гумового покриття типу «Бізон» (розробка ПТП «Київавіапромналадка»).

Для захисту правої руки потрібно обклеїти рукоять покриттям типу «Бізон» товщиною 6–10 мм.

Провести модернізацію пневматичного інструменту.

Для зниження рівня локальної вібрації можна замінити ударники на легші.

Проводити регулярні перевірки вібрації пневматичного інструменту не рідше одного разу на 6 місяців із закріпленням його за певним працівником.

Здійснювати регулярний ремонт інструменту з подальшою оцінкою його пневматичного рівня.

Забезпечити гідропроцедури та самомасаж для працівників, схильних до дії локальної вібрації.

Періодично, один-два рази на рік, проводити курс ультрафіолетового випромінювання (тривалість курсу при щоденному випромінюванні: один місяць), а також вітамінну профілактику, включаючи отримання працівниками два рази на рік аскорбінової, тіаміну хлориду та нікотинової кислот.

Для зниження рівня шуму, що діє на працівників, необхідно застосовувати сучасні засоби індивідуального захисту (протишумні навушники, одноразові та багаторазові беруші, каски в комбінації з навушниками тощо).

Дотримання цих рекомендацій є ключовим для створення безпечного та здорового робочого середовища на будівельному майданчику.

4.5 Висновки

Для забезпечення безпечних умов праці під час зведення житлового будинку необхідно реалізувати комплекс заходів, спрямованих на оздоровлення умов праці робітників та підвищення продуктивності на всіх етапах технологічного процесу.

Питання санітарно-гігієнічного благоустрою будівельного майданчика, підвищення якості умов праці робітників, які здійснюють будівельно-монтажні роботи, усунення несприятливих для здоров'я факторів та попередження професійних захворювань є обов'язковими у процесі проектування об'єкта.

Перелік джерел посилання

1. ДБН А.2.2–3:2014. Склад та зміст проектної документації на будівництво. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 40 с.
2. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. - 185 с.
3. ДБН В.2.2-15-2019 Житлові будинки. Основні положення. - Київ: Мінбуд України, 2019. - 43 с.
4. ДСТУ 8855:2019. Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. 26 с.
5. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.
6. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – Київ. Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 27 с.
7. ДБН В.1.2-2:2006*. Навантаження і впливи. Норми проектування із зміною № 1 та № 2. - Київ: Мінбуд України, 2020. - 72 с.
8. Методичні вказівки до оформлення випускних робіт, курсових і дипломних проектів. - Харків: ХДТУБА, 2002.
9. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1- К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
10. Основи і фундаменти. Методичні вказівки до виконання курсового проекту для студентів спеціальності: 192 "Будівництво та цивільна інженерія" усіх форм навчання / Укл.: С.О. Карпушин, І.О. Скриннік, – Кропивницький: ЦНТУ, 2020. – 117 с.
11. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. - К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 166 с.
12. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник / А.М. Павліков. Полтава, ПолтНТУ, 2017. 284 с.

13. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. - 18 с.
14. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення - К.: Мінрегіон України, 2018. – 36 с.
15. Качан Д. В. Інноваційна технологія монтажу огорожувальних конструкцій при реконструкції теплоелектростанцій : магістерська робота. 2020. URL: <https://dspace.znu.edu.ua/jspui/handle/12345/2150> (дата звернення: 11.06.2025).
16. А. В. Р. Організація системи матеріального забезпечення будівництва [Електронний ресурс] / В. Радкевич А., А. Арутюнян І. // Science and transport progress. bulletin of dnipro petrovsk national university of railway transport. – 2014. – № 3(51). – С. 146–159. – Режим доступу: <https://doi.org/10.15802/stp2014/25922> (дата звернення: 11.06.2025). – Назва з екрана.
17. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 46 с.
18. Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт (к ДБН А.3.1–5–96 «Організація будівельного виробництва»). – Київ, 1997. – 125 с.
19. ДБН Д.2.2-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи /РЕКН/. – К.: Держбуд України, 2000.
20. Богінська Л. Організаційно-економічний механізм управління ефективністю будівельного виробництва [Електронний ресурс] / Людмила Богінська // Наука і техніка сьогодні. – 2022. – № 2 (2). – Режим доступу: [https://doi.org/10.52058/2786-6025-2022-2\(2\)-105-112](https://doi.org/10.52058/2786-6025-2022-2(2)-105-112) (дата звернення: 11.06.2025). – Назва з екрана.
21. Методичні вказівки до використання програми MS Project у курсовому та дипломному проектуванні, 2011.

22. Методичні вказівки до виконання розділу магістерської роботи «Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях». - Харків: ХНУМГ, 2023.
23. Сивко В. Й. Розрахунки з охорони праці : Навч. посіб. / В. Й. Сивко. – Житомир : ЖІТІ, 2001. – 152 с.
24. ДСТУ 2293:2014. Охорона праці. Терміни та визначення основних понять. – К.: Мінекономрозвитку України, 2015. – 18 с.
25. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с.
26. ДСТУ-Н Б А 3.2-1:2007. Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів та захисту від їх впливу при виробництві будівельних матеріалів і виробів та їх використанні в процесі зведення та експлуатації об'єктів будівництва. – К.: Мінбуд України, 2007. – 22 с.
27. ДБН В.1.1-31:2013. Захист територій, будинків і споруд від шуму. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 48 с.
28. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення. - К.: Мінрегіон України, 2018. – 137 с.
29. ДСТУ Б.А.3.2-15:2011. Норми освітлення будівельних майданчиків. - К.: Мінрегіон України, 2012. – 25 с.
30. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 41 с.