

Міністерство освіти і науки України  
Івано-Франківський національний технічний університет нафти і газу  
Інститут архітектури та будівництва "ІФНТУНГ-ДонНаба  
Кафедра Будівництва

Тушер Тарас Олександрович

(прізвище, ім'я, по батькові виконавця роботи)

УДК 624.01  
(індекс)

## БАКАЛАВРСЬКА РОБОТА

Спорудження адміністративно-господарського блоку лікарні в м.

Долина

(назва роботи)

Освітньо-професійна

(назва освітньої програми)

G19 - "Будівництво та цивільна інженерія"

(шифр і назва спеціальності)

Т.О. Тушер

(підпис, ініціали та прізвище здобувача освітнього ступеня)

Науковий керівник

Артим В.І. д.т.н. проф.

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

Допущено до захисту

Завідувач кафедри

В.о. Зав.каф.

(посада)

(підпис)

(дата)

Андрій АНДРУСЯК

(ініціали та прізвище)

Робота містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

Івано-Франківськ – 2025

**Івано-Франківський національний технічний університет нафти і газу**

Інститут архітектури та будівництва ‘ІФНТУНГ-ДонНаба’

Кафедра Будівництва

Спеціальність G19 - “Будівництво та цивільна інженерія”

Освітньо-професійна програма Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ

В.о. Завідувача кафедри

/ Андрусяк А.В. /

« » 20 р.

**ЗАВДАННЯ**

**НА БАКАЛАВРСЬКУ РОБОТУ**

Студенту Тушеру Тарасу Олександровичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи: Спорудження адміністративно-господарського блоку лікарні в м. Долина

затверджена наказом ректора університету від «30» квітня 2025 р. №48/8

2. Термін здачі студентом закінченої роботи « » червня 2025р.

3. Вихідні дані до роботи місце будівництва: м. Львів, запроектовано молодіжний центр, загальною площею забудови.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що належить розробити) не більше 120 сторінок вступ, архітектурно-будівельний розділ, розрахунково-конструкторський розділ, технологічно-організаційний розділ, науковий розділ, розділ охорона праці, розділ економіка будівництва, висновки, бібліографічний список

5. Перелік графічного матеріалу 8-14 листів А3-А1 ескіз намірів, фасади, розрізи, буд технологічна карта, вузли, наукова частина.

6. Консультанти з роботи (за необхідністю)

Розділ	Консультант	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв

# КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Номер і назва етапів магістерської роботи	Термін виконання етапів	Примітка
Вступ, огляд місцевості будівництва	березень 2025	виконано
1. Архітектурно-будівельний розділ	березень 2025	виконано
2. Розрахунково-конструктивний розділ	квітень 2025	виконано
3. Технологічно-організаційний розділ	квітень 2025	виконано
4. Науковий розділ	квітень 2025	виконано
4. Економіка будівництва	травень 2025	виконано
5. Охорона праці	травень 2025	виконано
6. Висновки, зміст	червень 2025	виконано
7. Бібліографічний список	червень 2025	виконано

Студент \_\_\_\_\_  
(підпис)

\_\_\_\_\_  
(розшифровка підпису)

Керівник роботи \_\_\_\_\_  
(підпис)

\_\_\_\_\_  
(розшифровка підпису)

## РЕФЕРАТ

**Бакалаврська робота:** Гушер Тарас Олександрович «Спорудження адміністративно-господарського блоку лікарні в м. Долина»

**Кількість сторінок:** 92 **Кількість рисунків:** 17 **Кількість таблиць:** 12  
**Кількість джерел:** 53

Бакалаврська робота присвячена розробці проєкту спорудження адміністративно-господарського блоку лікарні в м. Долина. У роботі виконано комплексне проєктування об'єкта, що охоплює всі основні розділи: архітектурно-будівельні рішення, конструктивні розрахунки, інженерне забезпечення та економічне обґрунтування.

Проведено аналіз ділянки будівництва та містобудівних умов. Розроблені функціональні планувальні рішення, що забезпечують ефективне розміщення адміністративних приміщень, господарських та складських зон. Виконано розрахунки несучих залізобетонних конструкцій будівлі, обґрунтовано вибір фундаментів, стінових матеріалів та перекриттів. Детально розглянуті системи інженерного забезпечення: опалення, вентиляція, водопостачання, каналізація, електропостачання та пожежна безпека, з урахуванням специфічних вимог до медичних закладів. Особливу увагу приділено питанням енергоефективності, включаючи використання сучасних теплоізоляційних матеріалів та оптимізацію інженерних систем. Проведений економічний аналіз підтверджує доцільність реалізації проєкту.

Результати роботи представляють завершений проєкт, готовий до подальшої деталізації та практичної реалізації, що сприятиме покращенню інфраструктури медичного закладу в м. Долина.

*Ключові слова:* адміністративно-господарський блок, лікарня, Долина, проєктування, будівництво, залізобетонні конструкції, інженерні мережі, енергоефективність, медичні об'єкти.

## ABSTRACT

Bachelor's thesis: Tusher Taras Oleksandrovych "Construction of the administrative and economic block of the hospital in the city of Dolyna"

Number of pages: 92 Number of figures: 17 Number of tables: 12 Number of sources: 53

The bachelor's thesis is devoted to the development of a project for the construction of the administrative and economic block of the hospital in the city of Dolyna. The work includes a comprehensive design of the facility, covering all main sections: architectural and construction solutions, structural calculations, engineering support and economic justification.

An analysis of the construction site and urban planning conditions has been carried out. Functional planning solutions have been developed that ensure the effective placement of administrative premises, utility and warehouse areas. Calculations of the supporting reinforced concrete structures of the building have been performed, the choice of foundations, wall materials and floors has been justified. Engineering systems are considered in detail: heating, ventilation, water supply, sewage, power supply and fire safety, taking into account specific requirements for medical institutions. Particular attention is paid to energy efficiency issues, including the use of modern thermal insulation materials and optimization of engineering systems. The conducted economic analysis confirms the feasibility of implementing the project.

The results of the work represent a completed project, ready for further detailing and practical implementation, which will contribute to improving the infrastructure of a medical institution in the city of Dolyna.

*Keywords: administrative and business block, hospital, Dolyna, design, construction, reinforced concrete structures, engineering networks, energy efficiency, medical facilities.*

# З М І С Т

<b>ВСТУП</b> .....	7
<b>1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ</b> .....	8
<b>1.1 Вихідні дані для проектування</b> .....	8
1.1.1 <i>Коротка характеристика об'єкту будівництва</i> .....	8
1.1.2. <i>Коротка характеристика району будівництва</i> .....	8
1.1.3. <i>Дані інженерних вишукувань (науково-технічні звіти або скорочені дані за типами та результатами вишукувань)</i> . ....	8
<b>1.2 Архітектурно-будівельні рішення.</b> .....	10
1.2.1. <i>Генплан</i> .....	10
1.2.2 <i>Архітектурні рішення</i> .....	11
1.2.4. <i>Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни</i> .....	17
1.2.5. <i>Розрахунок звукоізоляції перегородки</i> . ....	20
1.2.6. <i>Конструктивні рішення</i> . ....	22
<b>2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ</b> .....	24
<b>2.1. Розрахунок і конструювання плити перекриття.</b> .....	24
2.1.1. <i>Вибір матеріалів для плити</i> .....	24
2.1.3. <i>Призначення розмірів перетину плити</i> .....	25
2.1.4. <i>Статичний розрахунок плити</i> .....	25
2.1.5. <i>Розрахунок поздовжньої арматури ребер плити</i> .....	26
2.1.6. <i>Розрахунок поперечної арматури ребер плити</i> .....	27
2.1.7. <i>Розрахунок полочки плити на місцевий вигин</i> .....	28
<b>2.2. Основи та фундаменти.</b> .....	43
<b>2.3 Визначення осідання фундаменту мілкового закладання методом пошарового складання.</b> .....	50
<b>3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ</b> .....	55
<b>3.1 Розрахунок основних техніко-економічних показників.</b> .....	55
<b>3.2 Розрахунок класу наслідків (відповідальності) та категорії складності</b> .....	55
<b>3.3 Інженерні мережі</b> .....	56
<b>4. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА</b> .....	71
<b>5. ОЦІНКА ВПЛИВІВ НА НАВКОЛИШНЄ СЕРЕДОВИЩЕ</b> .....	79
<b>5.1. Екологічні вимоги щодо будівельного майданчика</b> .....	79
<b>5.2. Розрахунок кількості шкідливих речовин від будівельної техніки</b> .....	79
<b>5.3. Розрахунок кількості шкідливих речовин при виконанні фарбувальних робіт</b> .....	81
<b>5.4. Визначення суми екологічного податку</b> .....	86
<b>Список використаної літератури</b> .....	88

## ВСТУП

Сучасна медична інфраструктура є критично важливою для забезпечення якісних послуг населенню. Ефективне функціонування лікарень залежить не лише від наявності кваліфікованого медичного персоналу та сучасного обладнання, а й від належної адміністративно-господарської підтримки. **Адміністративно-господарський блок (АГБ)** є ключовою ланкою в системі медичного закладу, що забезпечує безперебійну роботу всіх його підрозділів, включаючи управління, логістику, господарське обслуговування та технічне забезпечення.

**Актуальність** теми бакалаврської роботи зумовлена необхідністю модернізації та оптимізації інфраструктури медичних закладів, зокрема в умовах постійного розвитку та зростання вимог до медичних послуг. Спорудження сучасного АГБ лікарні в місті Долина дозволить не тільки покращити умови праці адміністративного та технічного персоналу, а й забезпечити ефективніше функціонування лікарні в цілому, підвищити якість обслуговування пацієнтів та раціоналізувати витрати.

**Метою** даної бакалаврської роботи є розробка проєкту спорудження адміністративно-господарського блоку лікарні в м. Долина, що відповідає сучасним будівельним нормам, функціональним вимогам медичних закладів, а також вимогам до енергоефективності та безпеки. У ході виконання роботи було розглянуто особливості проєктування об'єктів охорони здоров'я,

## 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

Завданням даного проекту є розробка Спорудження адміністративно-господарського блоку лікарні в м. Долина

### 1.1 Вихідні дані для проектування

#### 1.1.1 Коротка характеристика об'єкту будівництва

Спорудження адміністративно-господарського блоку лікарні в м. Долина являє собою об'єм прямокутної форми з поверховістю 1-2 поверху з розмірами в плані:

- 1-ий поверх – 30,0 x 12,0 м;

- 2-ий поверх – 12,0 x 12,0 м;

Висота приміщень першого поверху 3,0 м, другого поверху-3,4м.

#### 1.1.2. Коротка характеристика району будівництва

У відповідності до завдання необхідно спроектувати «Адмінбудівля лікарні у м. Долина Івано–Франківської обл.». Район будівництва характеризується такими місцевими умовами: -  
рельєф місцевості

- ґрунти  
- глибина промерзання ґрунту  
- нормативне снігове навантаження  
- нормативний швидкісний натиск повітря  
- розрахункова температура  
- сейсмічність

- техногенний спланований, зі слабким ухилом у східному напрямку

- суглинки та насипний ґрунт  
- 0,9 м (згідно ДБН.В.1.2-2:2006)  
- 140 кгс/м<sup>2</sup> (згідно ДБН.В.1.2-2:2006)  
- 46 кгс/ м<sup>2</sup>  
- середня температура холодних діб – 27 °С  
- до 5 балів

1.1.3. Дані інженерних вишукувань (науково-технічні звіти або скорочені дані за типами та результатами вишукувань).

З геоморфологічної точки зору територія, на якій розташована будівля, розташована на вододілі балки, що примикає до правобережної заплави річки Бистриця. Згідно з ДБН А.2.1-1-2008, за інженерно-геологічними умовами територія належить до категорії складності III. На підставі літологічних

особливостей і фізико-механічних характеристик територія класифікується на чотири інженерно-геологічні елементи (грунти природного та антропогенного походження), ІГЕ-1, 2, 3а і 3 четвертинного віку. Грунти ІГЕ-1 – техногенні насипні, ІГЕ-2 – рослинний шар.

Грунти природного генезису представлені твердими і напівтвердими суглинками ІГЕ-3а, 3.

Грунти ІГЕ-3а проявляють характеристики осідання під час занурення, і осідання створює стан ґрунту типу І; процес консолідації ґрунтів ІГЕ-3а не завершено, і подальше занурення призведе до більшого осідання, спричиняючи нерівномірне осідання будівлі.

У гідрогеологічному відношенні на ділянці зафіксовано низький рівень ґрунтових вод четвертинних відкладень.

Станом на березень 2017 року статичний рівень ґрунтових вод був зафіксований на глибині 5,0-7,4 м. Згідно з ДБН.2.1-10.2009 "Основи і фундаменти будівель та споруд", рівень ґрунтових вод на ділянці знаходиться в межах 5,0-7,4 м. Згідно з "Основними правилами проектування", ділянка класифікується як незатоплювана природними ґрунтовими водами.

Живлення водоносного горизонту здійснюється за рахунок атмосферних опадів і витоків із водоносних комунікацій.

З огляду на відносно низький рівень ґрунтових вод, можна зробити висновок, що фундаменти ІГЕ-3а, які розташовані нижче, і водоносні ґрунти регулярно затоплюються внаслідок неминучих витоків від телекомунікаційного обладнання, що відпрацювало свій ресурс.

Згідно з ДСТУ Б В.2.7-46-96, ґрунтові води не є корозійними для всіх марок бетону за хімічним складом, не є корозійними для всіх марок бетону за вмістом сульфатів, слабо корозійні для залізобетонної арматури за умови регулярного затоплення, і металевих конструкцій Помірна корозія металевих конструкцій. Низька корозійна активність для алюмінієвих і свинцевих оболонки кабелів.

Сезонні коливання рівня ґрунтових вод  $\pm 1,5$  м.

Типова глибина сезонного танення снігу 0,9 м.

Згідно із сейсмічним районуванням за класом сейсмічної інтенсивності 1.1-28:2010 DSTU B.V. і загальною картою сейсмічного районування території України, робочий майданчик належить до 5-бальної зони. Категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями (ДБН.1.1-12:2006 таблиця 1.1): - ІГЕ - 2 , 3а, 3 - II кат.

Категорії ґрунтів по складності розробки (ДБН Д 2.2.-1-99, збірник 1): - ІГЕ - 2 - 40в; ІГЕ -3а, 3 - 35в.

## 1.2 Архітектурно-будівельні рішення.

### 1.2.1. Генплан

Земельна ділянка, на якій розташована будівля адміністративно-господарського блоку, розташована в міському парку Долини за адресою: вулиця Лесі Українки, 10. Ділянка розташована в центрі міста. Планувальна структура земельної ділянки враховує санітарні, протипожежні, екологічні умови, раціональний рух людей і транспорту, а також наявну забудову на прилеглих територіях, коридорах і вулицях. Враховано вимоги норм, необхідних для забезпечення протипожежної розв'язки між будівлями, і забезпечено вільний прохід з усіх боків будівлі відповідно до ДБН 360-92\*\*, пункт 7.27, примітка 1. В'їзд на територію об'єкта здійснюється через вулицю Паркову.

Анемометри було підготовлено відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1.1 - 27:2010 "Будівельна кліматологія" та згідно з таблицею 4 "Напрямок і швидкість вітру", з такими даними: Івано-Франківська область Таблиця 1.2.1.

Напрямок	Січень	Липень
Північ	7/5, 6	14/9 ,4
Північний схід	13/5 ,1	19/3 ,5
Схід	25/5 ,9	20/3 ,9
Південний схід	19/5 ,3	21/5 ,0

Південь	4	5/5, 6	5/3, 6
Південний захід	,3	13/6	12/4
Захід	,8	12/5	15/4
Північний захід	4	8/7, 4	16/4 ,7

### 1.2.2 Архітектурні рішення.

Проект розроблено для роботи в літній період. Якщо роботи мають проводитися в зимовий період, то мають бути виконані вимоги відповідного розділу ВСН65.

Будівельні роботи повинні відповідати положенням техніки безпеки згідно з ДБН А.3.2.2-2009.

Усі матеріали, що використовуються, мають враховувати вимоги НРБУ-97 та отримати позитивний висновок державного санітарно-епідеміологічного нагляду (відповідно до статті 11 Закону України "Про забезпечення санітарно-епідеміологічного благополуччя населення", ДБН В.2.2-28:2010) і сертифікат відповідності.

Будівля побудована з керамічної цегли із зовнішніми стінами завтовшки 380 мм, із залізобетонними пустотними плитами перекриттів на першому і другому поверхах двоповерхової секції та металевими балковими перекриттями на першому поверсі.

Проектом передбачено влаштування навісного фасаду з керамограніту в цокольному поверсі, навісного фасаду з оцинкованої сталі з полімерним покриттям і сайдингу Holzdorf з деревно-полімерного композиту на стінах вище позначки 0.000, а також утеплення фасаду будівлі. 0.000 (зовнішні стіни нижче висоти 0,000 (цоколь)) відповідно до нормативної класифікації для конструкцій з фасадним утепленням і навісними фасадами (КФТ-В9-В04-150-А-DSTU В В.2). 6-35:2008;

зовнішні стіни вище за позначку 0.000 за нормативною класифікацією конструкцій із фасадним утепленням та навісними фасадами: KFT-B3-B04-150-A-DSTU В В.2.6-36:2008 (для гофрованого сайдингу); KFT-B8-B04-150-A-DSTU В В В.2.6-36:2008 (для сайдингу);

Оздоблення зовнішніх стін з навісним фасадом та утепленням мінераловатними плитами включає: кріплення алюмінієвих каркасів, укладання утеплювача з 5-10 дюбелями на м<sup>2</sup>, укладання негорючого повітряного бар'єру (якщо утеплювач не має атмосферостійкого заводського захисного покриття), навішування керамограніту та кріплення (кріплення алюмінієвих рам та укладання ізоляції з дюбелями і укладання ізоляції з дюбелями і укладання ізоляції з дюбелями і укладання ізоляції з дюбелями). рустовочной планки з кроком по висоті 600 мм на цоколі і навішування профнастилу або сайдингу на стінах вище відм. 0,000.

Зовнішні укуси вікон і дверей утеплені мінераловатними плитами завтовшки 20 мм, а гофровані ділянки фасаду вкриті композитними плитами alphas.

Вікна мають подвійне скління з металу та пластику. Вікна повинні мати систему вентиляції в нижньому горизонтальному профілі та теплопровідність не менше 0,75 м<sup>2</sup>·К/Вт. Вхідні двері повинні мати теплопровідність не менше 0,6 м<sup>2</sup>·К/Вт.

Внутрішні пандуси мають бути виконані з вапняно-піщаного розчину. Після будівництва пандуси мають бути заґрунтовані, зашпакльовані, заґрунтовані та пофарбовані двома шарами білої фарби на водній основі.

Будівля оснащена віконними рамами з ПВХ з білим глянцевою забарвленням усередині і пофарбованою оцинкованою сталлю зовні.

Навіси та пандуси біля входу. Стіни ганку та огорожі пандуса виконані з бетону, глибина закладення вища за глибину промерзання ґрунту. Стіни ганку та огорожі пандуса мають бути облицьовані керамогранітною плиткою відповідно до Паспорта зовнішнього оздоблення. Облицьовання виконати з використанням клейової суміші Seresit CM117 (група С.1. SC 2. згідно з ДСТУ В В.2.7-126:2011). По всій довжині пандуса встановлюється спеціальна заводська огорожа з анодованого алюмінію з двома поручнями, що виходить за межі пандуса на 300 мм.

Сходи, ганок і пандус побудовані із засипаного залізобетону, з рифленим керамогранітом на горизонтальних поверхнях. Входи мають бути закриті навісом із металевої конструкції та полікарбонатного листа і відповідати групі займистості Г1 (згідно з ДБН В.1.1.7-2002).

Двоповерхова частина являє собою мансардний дах, а горище є непроникним. Класифікація мансардних дахів (ДБН В.2.6-14-97) - ГД-2 за загальною експлуатаційною стійкістю та максимальною поверховістю будівлі, НФ - за функціональним використанням мансарди, ЗВ - за способами збору та видалення дощової води та танення снігу з поверхні даху та ВПЗ - за конструктивними рішеннями основи даху. Для вентиляції горища передбачені вентиляційні вікна.

Дах ділянки плоскої покрівлі являє собою комбінацію металевих балок.

Дах вкрито профільним листом із полімерним покриттям поверх суцільного настилу з OSB-плит.

Усі вентиляційні отвори ізольовані мінераловатними плитами на основі базальтового волокна і закриті гофрованими листами після завершення кладки. Вентиляційні канали ізолюються від рівня горищного перекриття до верху вентиляційних каналів.

Усі вентиляційні канали закриваються біля основи кришками з листового металу, профільованого на металевих каркасах, для захисту від атмосферних опадів.

Звиси даху оздоблені стіновими панелями і сайдингом із полімерним покриттям.

Встановлено водостічні жолоби та водостічні труби, змонтовано системи водовідведення. Жолоби та водостічні труби виготовлені з металопластику компанією Hunter Macchi, з поліпшеною пропускною спроможністю і більш глибокими жолобами. Усі елементи водостічної системи оснащені пристроями швидкого монтажу і не потребують використання клею. Жолоб кріпиться до конструкції даху за допомогою кронштейнів з кроком 600 мм. Водостічні труби кріпляться до існуючої стіни з інтервалом 1,0 м.

Згідно з п. 1.5 ДБН В 2.6-31:2016 "Будівельна ізоляція", у будівлях без підвалів стіни, які стикаються із землею, ізолюються на глибину 0,5 м нижче рівня землі.

Поверхня стіни нижче рівня землі ґрунтується, знепилюється, ґрунтується і покривається цементно-піщаною штукатуркою і двокомпонентною еластичною водонепроникною мастикою.

Потім по висоті глухої ділянки приклеюються плити екструдованого пінополістиролу товщиною 50 мм. Поверх них укладається ізоляція, яка використовується для утеплення стін підвалу в цьому проєкті. Плити пінополістиролу з'єднуються одна з одною за допомогою шипів і пазів. Зазори не допускаються. Плити кріпляться в підвалі на висоті не більше 0,3 метра над рівнем землі, оскільки це може порушити цілісність гідроізоляції.

Після закріплення плит ізоляційного шару і нанесення захисного шару з втопленої лугостійкої скловолоконної сітки на поверхню стіни, яка контактує з ґрунтом, додатково наноситься гідроізоляційна суміш завтовшки 1 мм - 2 мм.

Для захисту від механічного впливу ґрунту вздовж стіни фундаменту перед зворотною засипкою встановлюється притискна стінка з плоского азбестоцементного листа (або шару геотекстилю).

### 1.2.3. зовнішнє і внутрішнє оздоблення.

Зовнішнє оздоблення будівлі має бути виконане з використанням сучасних оздоблювальних матеріалів:

- Цоколь - навісний фасад із керамогранітної плитки 600х600 мм, рустований через кожні 600 мм.

- Зовнішні стіни - навісний фасад з оцинкованої сталі з полімерним покриттям і сайдинг Holzdorf із композиту дерево/полімер.

- Ганок і пандус вкриті рифленою керамогранітною плиткою розміром 300х300 мм.

- Стіни огорожі ганку і пандуса покриті керамогранітною плиткою 600х600 мм.

- Огорожа ганку і пандуса - з анодованого алюмінію заводського виготовлення (система "Коло").

- Вхідний козирок - полікарбонатний лист.

- Вхідні двері - металопластикові з темно-сірим склінням, темно-сірі металеві ударостійкі утеплені двері, гаражні ворота - світло-сірі.

- Вікна - металопластикові темно-сірого кольору.
- Дах - гофрований лист із полімерним покриттям.
- Звиси даху обшиті профнастилом із полімерним покриттям і сайдингом.

Зовнішнє оздоблення будівель виконано з матеріалів, що відповідають вимогам стандартів екологічної, санітарної та пожежної безпеки. Отримано сертифікати відповідності, зокрема сертифікат відповідності стандарту радіаційної безпеки НРБУ-97. Внутрішнє оздоблення будівлі виконано з використанням сучасних оздоблювальних матеріалів.

Таблиця 1.2.2 – Відомість оздоблення приміщень

Номер приміщення	Вид оздоблення	Вид оздоблення
1.5, 1.10, .18, 2.5, 2.10	Підвісна, типу “ARMSTRONG”	Оштукатурювання, фарбування клейовою фарбою
1.11, 1.12, 1.19, 1.20, 2.12, 2.13	Підвісна, типу “ARMSTRONG”	Облицювання глазурованою плиткою “AZTEKA” розміром 250/200 мм на цементно-піщаному розчині з додаванням “CERESIT сн-11”
1.6, 1.7, 2.2, 2.3. 2.6 – 2.9, 2.11, 2.14	Підвісна, типу “ARMSTRONG”	Оштукатурювання, фарбування рельєфною акриловою фарбою
1.1-1.4, 1.8, 1.9, 1.13-1.18, 1.22, 2.1	Підвісна, типу “ARMSTRONG”	Оштукатурювання, фарбування акриловою фарбою

Таблиця 1.2.2 – Експлікація підлоги.

Номер приміщення	Тип підлоги	Дані елементів підлоги(назва, товщина, основа і т. Ін.), мм
1.5, 1.10, 2.5, 2.10	<b>1</b>	1. Плитка на клею 2. ПСБ С-35 - 150 мм 3. Зб плита, <input type="checkbox"/> =

		<p>4. Обмазувальна гідроізоляція Ceresit CP43</p> <p>5. Підготовка з бетону – 80 мм</p>
1.18	2	<p>1. Плитка для гаражів</p> <p>2. ПСБ С-35 - 150 мм</p> <p>3. 3б плита, □=1</p> <p>4. Обмазувальна гідроізоляція Ceresit CP43</p> <p>5. Підготовка з бетону – 80 мм</p>
2.2, 2.3. 2.6 – 2.9, 2.11, 2.14	3	<p>1. Лінолеум багат шаровий полівінілхлорідний ГОСТ 14632 – 69 на кумарно-каучуковій мастиці, □=5</p> <p>2. Стягування з цементно-піщаного розчину М150, □=25мм.</p> <p>3.Звукоізоляція керамзитом - 50 мм</p> <p>4.Залізобетонна плита перекриття, □=220 мм.</p>
2.12, 2.13	4	<p>1. Керамічна плитка для підлоги, □</p> <p>2. Прошарок та заповнення швів із цементно-піщаного розчину М150, □=2</p> <p>3. Гідроізол на бітумній мастиці – 2шари.</p> <p>4.Звукоізоляція керамзитом - 50 мм</p>

		5.Залізобетонна плита перекриття, $\delta=220$ мм.
1.11, 1.12, 1.19, 1.20	<b>5</b>	1. Керамічна плитка для підлоги, $\delta=$ 2. Шар бітумної мастики, $\delta=$ 3. 5 шарів руберойду (РМД – 350) на антисептованій бітумній мастиці. 4. Стягування із цементно-піщаного розчину М100, $\delta=20$ мм. 5. Теплоізоляція із ячеїстого бетону, $\delta=$ 6. Шар руберойду на гарячій бітумі по з/б плитам
1.1-1.4, 1.8, 1.9, 1.13-1.18, 1.22, 2.1	<b>6</b>	1. Лінолеум багат шаровий полівінілхлоридний ГОСТ 14632 – 69 на кумарно-каучуковій мастиці, $\delta=5$ 2. Стягування з цементно-піщаного розчину М150, $\delta=25$ мм. 3.Звукоізоляція керамзитом - 50 мм 4. Теплоізоляція із ячеїстого бетону, $\delta=$

*1.2.4. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни*  
Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Метою теплотехнічних розрахунків є визначення опору теплопередачі  $R_{qmin}$  огорожувальної конструкції будівлі. Теплотехнічні розрахунки виконуються відповідно до ДБН В.2.6-31:2016 "Теплоізоляція будівель".

Табл. 1.2.3

№ шару	Найменування шару	Щільність $\gamma$ , кг/м <sup>3</sup>	Товщина, $\delta$ , м	Коефіцієнт теплопровідності, $\lambda$ , Вт/(м·°С)
1	Штукатурка	500	0,02	0,21
2	Цегляна кладка	1800	0,12	0,5
3	Утеплювач („Izover“)	55	?	0,042
4	Профільований металевий лист	7850	0,006	90

Місто Долина розташоване в першій температурній зоні України. Типові значення теплопровідності зовнішніх стін з утеплювачем такі:

$$R_{qmin} = 3,3(\text{м}^2 \cdot \text{°С})/\text{Вт}$$

Запишемо формулу опору теплопередачі для даної трьохшарової конструкції:

$$R_{\Sigma} = 1/\alpha_{\text{в}} + \delta_1/\lambda_1 + \delta_2/\lambda_2 + \delta_3/\lambda_3 + \delta_4/\lambda_4 + 1/\alpha_{\text{н}}$$

Знаходимо товщину утеплювача:

$$\delta_3 = \left( R_{qmin} - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{\delta_4}{\lambda_4} - \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} \right) \cdot \lambda_3,$$

Де  $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С})$  - коефіцієнт теплопередачі у внутрішньої поверхні конструкції;

$\alpha_{\text{н}} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{°С})$  - коефіцієнт теплопередачі у зовнішньої поверхні конструкції

$$\text{Тоді: } \delta_3 = (3,3 - 1/8,7 - 0,02/0,21 - 0,12/0,5 - 0,006/90 - 1/23) \cdot 0,042 = 0,1178 \text{ м}$$

Приймаємо утеплювач завтовшки 0,15 м

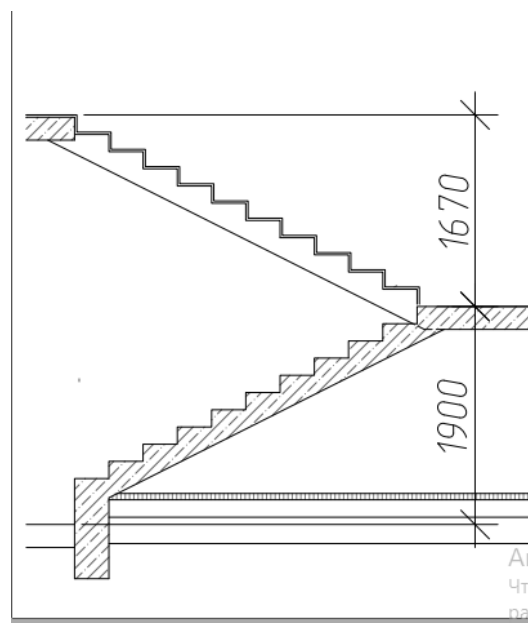
Перевіряємо умови придатності даної конструкції стіни до експлуатації, при умові, що:

$$R_{\Sigma} \geq R_{q\min}$$

$$\text{Тоді: } R_{\Sigma} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,21} + \frac{0,12}{0,5} + \frac{0,15}{0,042} + \frac{0,006}{90} + \frac{1}{23} = 4,065 \text{ м}^2 \cdot \text{° C/Вт}$$

$$4,065 \geq 3,3$$

Конструкції, що відповідають цим вимогам, пройшли розрахунки і мають потрібну товщину та ізоляцію, є термостійкими.



1.2.1. Розрахунок сходів

Розрахунок сходів містить у собі визначення їхніх розмірів і кількості сходових маршів. Розрахунки виконуються в такому порядку: - приймаємо ухил сходів 1:2,

- висота 1-го прольоту 1,9 м,
- висота 2-го прольоту 1,67 м,
- розміри щаблів 165x300 мм,
- розміри сходової клітки 3,0x2,50 м;

Приймаємо для 1 – го прольоту перша сходинка 400 мм, отже розрахункова висота 1,5 м

- визначаємо число підйомів у марші n

$$n = h/0,15 = 1500/150 = 10 \text{ шт.}$$

- визначаємо число проступей у марші m

$$m = n - 1 = 9 \text{ шт.}$$

- визначаємо довжину горизонтальної проекції маршу

$$l = m \times 0,3 = 10 \times 0,3 = 3,0\text{м};$$

- розмір площадки 1,2 x 2,5 м.

Приймаємо для 2 – го прольоту перша сходинка 170 мм, отже розрахункова висота 1,5 м

$$h = H_{\text{пов.}}/2 = 3,0/2 = 1,5\text{м}$$

- визначаємо число підйомів у марші  $n$

$$n = h/0,15 = 1500/150 = 10\text{шт.}$$

- визначаємо число проступей у марші  $m$

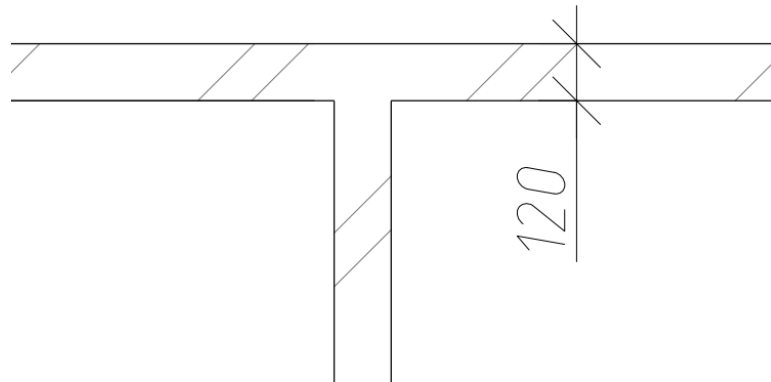
$$m = n - 1 = 9 \text{ шт.}$$

- визначаємо довжину горизонтальної проекції маршу

$$l = m \times 0,3 = 10 \times 0,3 = 3,0\text{м};$$

### 1.2.5. Розрахунок звукоізоляції перегородки.

Розрахувати звукоізоляційні властивості одношарових перегородок у громадських будівлях із цегли з насипною густиною 1800 кг/м<sup>3</sup> і товщиною 120 мм.



Індекс ізоляції повітряного шуму визначається за формулою  $I_b = 50 \pm \Delta b$

Індекс звукоізоляції для повітряного звуку задається формулою  $L_{1D43} = 50 \pm \Delta^v$

де - значення відхилення від вихідного положення стандартної частотної характеристики, у дБ.

Величину визначаємо в наступній послідовності:

1. Поверхнева щільність огороження

$$m = h_1 \cdot j_0 = 0,12 \cdot 1800 = 216\text{кг/м}^3$$

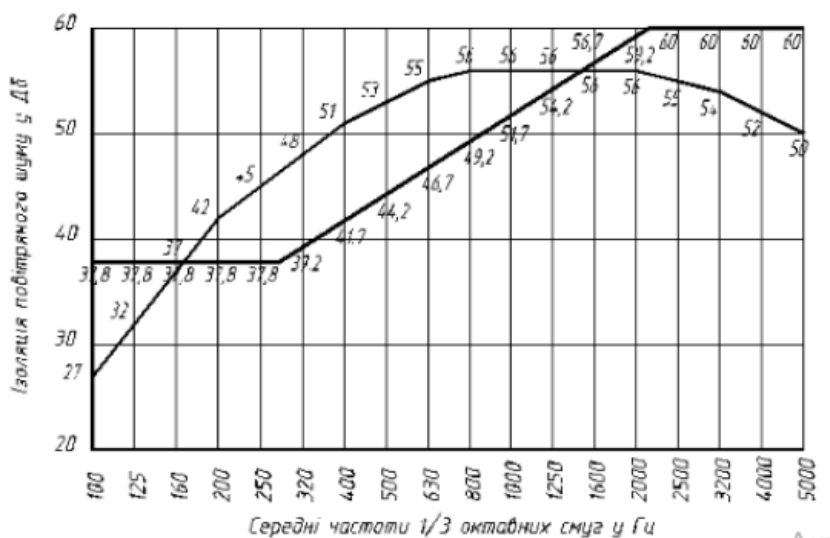
2. згідно з ДБН В.1.1-31:2013 "Захист територій, будівель і споруд від шуму" координати точки В на рисунку 9:  $\alpha = 230$  Гц (товщина огорожі  $\alpha = 120$  мм = 0,12 м),  $L_{1D44} = 32$  дБ (поверхнева щільність  $\alpha = 216$  кг/м<sup>3</sup>)

3. побудуйте графік стандартної частотної характеристики екранування повітряного шуму одношаровою цегляною перегородкою в громадській будівлі,

представленою ламаною лінією ABCD. Зобразить точку В у координатах. Проведіть горизонтальну лінію АВ, потім лінію ВС з нахилом 7,5 дБ/октаву з точки В праворуч і лінію CD з точки С праворуч як вертикальну вісь. Відзначте 1/3 октави в координатах графіка.

4. Підженіть стандартний графік частотної характеристики конструкцій повітряної звукоізоляції до розрахункового графіка, побудованого в пункті 4.

5. порівняйте обидва графіки і розрахуйте несприятливе відхилення N.V. Узагальніть результати розрахунку в табличній формі.



Таблиця 1.2.4

Частота, Гц	Нормативна частотна характеристика, Дб	Частотна характеристика ізоляції повітряного шуму, Дб	Несприятливі відхилення, Дб
1	2	3	4
100	27	40,4	0
125	32	40,4	0
160	37	40,4	0
200	42	40,4	1,6
250	45	40,4	4,6
320	48	42,4	5,6
400	51	44,9	6,1
500	53	47,4	5,6

630	55	49,9	5,1
800	56	52,4	3,6
1000	56	54,9	1,1
1250	56	57,4	0
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
1600	56	59,9	0
2000	56	60	0
2500	55	60	0
3200	54	60	0
4000	52	60	0
5000	50	60	0

б. максимальне несприятливе відхилення не повинно перевищувати 8 дБ, а сума несприятливих відхилень, поділена на 18, не повинна перевищувати 2 дБ. У нашому випадку.

- Максимальне несприятливе відхилення має бути

$$\max \text{Н.В.} = 6,1 \text{ дБ}$$

- Несприятливе відхилення ділиться на 18 за такою формулою.

$$\frac{\sum \text{Н.В.}}{18} = \frac{1,6 + 4,6 + 5,6 + 6,1 + 5,6 + 5,1 + 3,6 + 1,1}{18} = 1,85 \text{ дБ}$$

$$\text{Так як } \max \text{Н.В.} = 6,1 \text{ дБ} > 8 \text{ дБ} \text{ та } \frac{\sum \text{Н.В.}}{18} = 1,85 \text{ дБ} < 2 \text{ дБ}, \text{ то } \Delta_{\text{в}} = 0 \text{ дБ}$$

Індекс ізоляції повітряного шуму визначаємо за формулою

$$I_{\text{в}} = 50 - \Delta_{\text{в}} = 50 - 0 = 50 \text{ дБ}$$

Визначення довідкових значень індексу ізоляції повітряного шуму для перегородок без дверей між офісами.

$$I_{\text{в}}^{\text{н}} = 50 \text{ дБ}$$

Так як  $I_{\text{в}} = 50 \text{ дБ} = I_{\text{вн}} = 50 \text{ дБ}$  то звукоізоляції перегородки достатньо.

*1.2.6. Конструктивні рішення.*

1.2.5.1. Вихідні дані для розрахунку

Призначення споруди: Будівля адміністративно-господарського блоку являє собою прямокутний об'єм з одним або двома поверхами, з такими розмірами в плані:

- 1-й поверх: 30,0 x 12,0 м.

- 2-й поверх: 18,0 x 12,0 м;

Висота першого поверху - 3,0 м; висота другого поверху - 3,4 м.

Район будівництва - місто Карш Донецької області, згідно з ДБН В.1.2-2. Карш Донецької області (V сніговий і III вітровий район): 2006 "Навантаження і впливи. Критерії проектування").

Основою розроблення проєкту є завдання на дипломне проєктування.

Планування будівлі безкаркасне, з поздовжніми і поперечними несучими стінами. Просторова жорсткість у безкаркасних будинках забезпечується внутрішніми бічними і сходовими стінами, пов'язаними з поздовжніми (зовнішніми) стінами, а також поверховим компонуванням, яке з'єднує стіни та розділяє їх на різні рівні за висотою.

## 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

### 2.1. Розрахунок і конструювання плити перекриття.

#### 2.1.1. Вибір матеріалів для плити

При армуванні перекриттів слід використовувати таку арматуру:

- Ребра: клас А400;

$f_{уд} = f_{ук} / \gamma_s = 400 / 1,1 = 365$  МПа,  $f_{ук} = 400$  МПа (табл. 3 у Методичних рекомендаціях [1])

$E_s = 210000$  МПа, (Таблиця 3 в Методичних рекомендаціях [1]).

- Поперечний брус для ребер перекриття: клас А240.

$f_{ywd} = 175$  МПа, (Таблиця 2 у Методичних рекомендаціях [1])

$E_s = 210000$  МПа, (Таблиця 2 у Методичних рекомендаціях [1]).

Для плит перекриття приймаємо проєктний клас бетону С16/20 з такими властивостями

- Розрахункова міцність на стиск  $f_{cd} = 11,5$  МПа, (Таблиця 1 у Методичних рекомендаціях [1])

- міцність на розтягнення  $f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_{ct} = 1,3 / 1,3 = 1$  МПа (таблиця 1 у Методичних рекомендаціях [1]);

- 2.1.1. модуль пружності бетону при стисненні  $E_{cd} = 20\ 000$  МПа.

#### 2.1.2. розрахунок навантажень на збірні плити перекриття

Розрахунок навантажень проводиться відповідно до вимог Норм "Навантаження і впливи".

Розрахунок загального навантаження на 1 м<sup>2</sup> збірного перекриття.:  $q_0 = (q_1 - \gamma_{f1} \cdot h_f \cdot \rho_{з.б.}) + \gamma_f \cdot g_{п^{III}} = (8,19 \text{ кН м}^2 - 1,1 \cdot 0,06 \text{ м} \cdot 25 \text{ кН м}^3) + 1,1 \cdot 2,7 \text{ кН м}^2 = 9,51 \text{ кН м}^2$

де  $q_1$  - повне розрахункове навантаження на 1 м<sup>2</sup> монолітного перекриття в кНм<sup>2</sup>;

$\gamma_{f1} = 1,1$  - коефіцієнт надійності за навантаженням для збірного залізобетону;

$h_f$ , - товщина плити монолітного перекриття;

$\rho_{з.б.} = 25 \text{ кНм}^3$  - щільність залізобетону;

$g_{пл}^{III} = 2.7 \text{ кНм}^2$  /- Для ребристих перекриттів - стандартні навантаження, зумовлені власною вагою збірною перекриття.

Для статичних розрахунків перекриттів використовуються значення навантаження, що діє на проліт довжиною 1 погонний метр, тобто лінійне навантаження:

$$q = q_0 \cdot B_{пл}^{коорд} = 9,51 \text{ кН м}^2 \cdot 1,5\text{м} = 14,3 \text{ кН м}$$

де  $B_{пл}^{коорд}$  - координаційна ширина плити.

### 2.1.3. Призначення розмірів перетину плити

Згідно п. 2.2 розміри плити складають:

$$b = 1500 \text{ мм}; h = 220\text{мм}$$

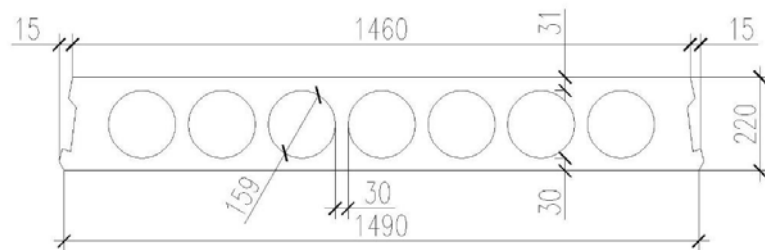


Рис. 2.1 Переріз збірної плити перекриття

### 2.1.4. Статичний розрахунок плити

Оскільки плита спирається на ригель і закріплена звареними металевими закладними деталями, її статичну розрахункову схему приймають як однопролітну балку з шарнірними опорами. У цьому випадку проліт перекриття приймається рівним відстані між еквівалентними опорними реакціями.  $R_A$  і  $R_B$  як:  $l_0 = L_{пл} - b_{риг} + 2 \cdot c_3 = 6\text{м} - 0,3\text{м} + 2 \cdot 0,09\text{м} = 5,76\text{м}$

де  $L_{пл}$  - Вивірена довжина плити дорівнює відстані між осями між двома сусідніми колонами;

- Для плит перекриття вона має бути не менше 90 мм.

Для рівномірно розподіленого навантаження L\_145E максимальні розрахункові зусилля плити дорівнюють:

- момент:  $M_{max} = q \cdot l_0^2 / 8 = 14,3 \cdot 5,7628 \approx 59,3 \text{ кНм}$

- поперечна сила:  $V_{max} = q \cdot l_0^2 \approx 14,3 \cdot 5,762 \approx 41,2 \text{ кН}$

### 2.1.5. Розрахунок поздовжньої арматури ребер плити

Метою розрахунків є розподіл поздовжньої арматури ребер перекриття на основі розрахунку необхідної площі поздовжньої арматури  $M_s$  з умов міцності нормального перерізу конструкції на дію моменту  $M_{\max}$ .

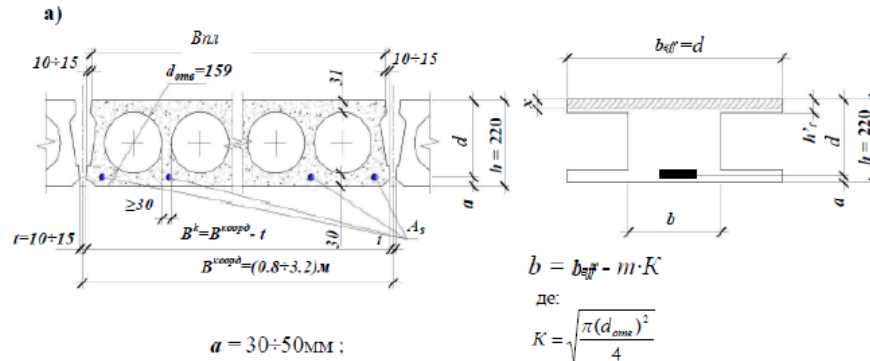


Рис. 2.2 До визначення розрахункового перерізу плити

Перед початком розрахунку фактичний нормальний переріз перекриття зіставляють із розрахунковим, тобто з перерізом до балки:

$$b = b_{eff} - m \cdot k = 1.46\text{м} - 7 \cdot 0.14\text{м} = 0.48\text{м}$$

$$k = \sqrt{\frac{\pi(d_{отв})^2}{4}} = \sqrt{\frac{3.14(0.159)^2}{4}} = 0.14\text{м}$$

Розрахунок площі  $A_{sp}$  арматури виконується за наступним алгоритмом:

1. Визначаємо значення розрахункової ширини полиці двотаврового перетину: приймаємо  $b_f = 1.46\text{м}$ ;
2. Визначаємо робочу висоту перерізу:  $d = h - a = 0.22 - 0.03 = 0.19\text{м}$
3. Визначаємо положення нейтральної вісі:

$$M_f = b_{eff} h_f f_{cd} (d - 0.5 h_f) = 1.46\text{м} \cdot 0.031\text{м} \cdot 11.5 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} (0.19\text{м} - 0.5 \cdot 0.031) = 90.8 \text{кНм}$$

$M_f = 90.8 \geq M = 59.3$  Умова виконується, отже нейтральна вісь проходить в межах полицьки.

4. Обчислюємо коефіцієнт  $\alpha_m$  та за значенням  $\alpha_m$  визначаємо відповідні значення параметрів  $\xi$  і  $\eta$  згідно дод. 4 методвказівок [1]:

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot \bar{B} \cdot d} = \frac{59.3}{11.5 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 1.46\text{м} \cdot (0.19\text{м})^2} = 0.098$$

$$\xi = 0.13; \eta = 0.948$$

5. Перевіряємо умову:

$$\xi \leq \xi_R$$

$$\text{Де, } \xi_R = \frac{\varepsilon_{cuз,cd}}{\varepsilon_{cuз,cd} + \varepsilon_{so}} = \frac{3,23}{3,23 + 0,650} = 0,832$$

$$\xi = 0,13 \leq \xi_R = 0,832, \text{ умова виконується.}$$

6. Обчислюємо необхідну площу робочої арматури:

$$A_{sp}^{\text{необх}} = \frac{M}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{59,3 \text{ кНм}}{365 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 0,19 \text{ м} \cdot 0,948} = 9,02 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 9,02 \text{ см}^2$$

$$7. \text{ Приймаємо: } 4\emptyset 18 \text{ з } A_s^{\text{факт}} = 10,18 \text{ см}^2$$

$$A_s^{\text{факт}} = 10,18 \text{ см}^2 > A_s^{\text{необх}} = 9,02 \text{ см}^2$$

8. Перевіряємо відсоток армування:

$$\mu = \frac{A_s^{\text{факт}}}{A_b} \cdot 100\% = \frac{10,18 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2}{0,48 \cdot 0,19} \cdot 100\% = 1,1\%$$

### 2.1.6. Розрахунок поперечної арматури ребер плити

1. Визначаємо  $\sigma_{sp}$  – середнє напруження від обтиску перерізу поздовжньою силою  $N$  від зовнішніх навантажень або силою натягу  $P$  попередньо напруженої арматури:

$$\sigma_{sp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd};$$

$$\sigma_{sp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{0,5 \cdot \sigma_p \cdot A_p}{b \cdot h} = \frac{0,5 \cdot 0 \cdot 0,001018}{0,3 \cdot 0,22} = 0;$$

2. Визначаємо коефіцієнт  $k$ :

$$k = 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/190} = 2,03 \leq 2,0$$

3. Знайдіть розрахункові бічні сили, які може сприймати неармована похила ділянка:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{sp}] b_w d = [0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 15)^{1/3} + 0] 480 \cdot 190 = 55814,4 \text{ Н} = 55,81 \text{ кН}$$

де  $\rho_l$  – коефіцієнт армування перерізу поздовжньою розтягнутою арматурою  $A_l$  у перерізі, де визначають силу  $V_{Ed}$ ;

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$k_1 = \text{коефіцієнт, } k_1 = 0,15;$$

4. Перевіряємо умову  $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$ :

$$|V_{\max}| = 41,2 \text{ кН} < V_{Rd,c} = 55,81 \text{ кН}$$

Умови не виконуються, отже поперечне армування призначаємо конструктивно.

5. Призначити діаметр стрижнів  $\varnothing 6\text{мм}$ , крок поперечної арматури з конструктивних міркувань:

$$\text{В пропорційних ділянках } S_1 \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \cdot h \\ 150\text{мм} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 0.5 \cdot 220\text{мм} = 110\text{мм} \\ 150\text{мм} \end{array} \right\} = 100\text{мм}$$

### 2.1.7. Розрахунок полицки плити на місцевий вигин

Для пустотних плит відстань між полицями можна не вказувати. Армуння слід вибрати на основі проєктних вимог:

-  $\varnothing 4$  мм В500 200x200 зварна сітка С-1 по всій верхній поверхні плити для сприйняття розтягувальних зусиль і часткового захоплення цегляної стіни.

-  $\varnothing 4$  мм В500 200x200 структурні сітки С-2 і С-3 для армування і перерозподілу зусиль (вирівнювання) в середині прольоту і на опорах;

### 2.1.8. розрахунок монтажних петель плит перекриття

Під час розрахунку враховуються навантаження, що діють під час транспортування і монтажу плити перекриття. Ці навантаження є ваговими і мають бути враховані в розрахунках з використанням динамічних коефіцієнтів. Вага плити перекриття, розрахована для розрахунку шарнірів, визначається таким чином:  $\gamma_d = 1.5$   $G = \gamma_d \cdot g_{n4} \cdot B \cdot L = 1.5 \cdot 2.2 \text{ кН м}^2 \cdot 1.5\text{м} \cdot 6\text{м} = 29,7\text{кН}$

де  $g_{n4}$  - нормативна вага плити  $1\text{м}^2$  (кПа);

$B, L$  - конструктивні розміри плити (м).

При розрахунку вага плити розподіляється на три монтажних петлі (бо можливий саме такий варіант стропування плити при її монтажі), тобто на одну петлю передається зусилля:  $N = G/3 = 29,7\text{кН} / 3 = 9,9\text{кН}$

Необхідну площу перетину петлі визначаємо як для центрально розтягнутого елемента:

$$A_s^{\text{необх}} \geq \frac{N}{f_{yd}} = \frac{9,9\text{кН}}{225 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}} = 0.44 \cdot 10^{-4} \text{м}^2 = 0.44\text{см}^2$$

Приймаємо діаметр петлі 8мм. ( $A_s = 0.502\text{см}^2$ )

Розрахунок залізобетонних сходів:

Вихідні дані для розрахунку:

· Ширина маршу, 1,35 м,

- Висота поверху, 3,0 м,
- Сходинок 150x300 мм, ухил 30
- Клас бетону C20/25,  $R_b = 19,5$  МПа,  $R_{bt} = 1,3$  МПа
- Клас напруженої арматури А400,  $R_s = 355$  МПа,
- Сітки з арматури В 500,  $R_s = 355$  МПа,  $R_{sw} = 300$  МПа
- Тимчасова навантаження 3.0 кН / м.

#### Крок 1. Визначення фактичних навантажень

Для розрахунку несучої здатності використовується значення розрахункового навантаження.

Воно дорівнює добутку стандартного навантаження і коефіцієнта навантаження.

Під час визначення стандартних і розрахункових навантажень дотримуйтесь вказівок "Навантаження і впливи".

Постійне навантаження, що діє на сходи, складається з власної ваги сходів і ваги покриття проступи (якщо воно є). Довідкова вага для проступів сходів у будівлях загального призначення становить 3,5 кН/м<sup>2</sup>.

Якщо покриття відсутнє, то розрахункові навантаження такі.

$$3.5 * 1,1 = 3,85 \text{ кН / м}^2.$$

Тимчасова навантаження, яке діє на марш  $3.0 * 1,2 = 3,6$  кН / м<sup>2</sup>

Повне значення навантаження  $3,85 + 3,6 = 7,45$  кН / м<sup>2</sup>

Розрахункове навантаження на метр довжини по ширині маршу визначається за такою формулою:

$$q = q_p \cdot B = 7,45 \times 1,35 = 10,06 \text{ кН/м},$$

де  $q_p$  - повне розрахункове навантаження на 1 м<sup>2</sup> маршу

$B$  - ширина маршу.

#### Крок 2. Визначення зусиль для розрахунку групи граничних станів 1.

Сили, зумовлені розрахунковими навантаженнями (згинальний момент і бічні сили), визначають так само, як і для балки, що вільно спирається на дві стійки, з урахуванням кута нахилу, за такими рівняннями

$$M = \frac{q \times l_0^2}{8 \times \cos \alpha} = \frac{10,06 \times 3,00^2}{8 \times 0,867} = 13,05 ;$$

$$Q = \frac{q \times l_0}{2 \times \cos \alpha} = \frac{10,06 \times 3,0}{2 \times 0,867} = 17,4 \text{ кН.},$$

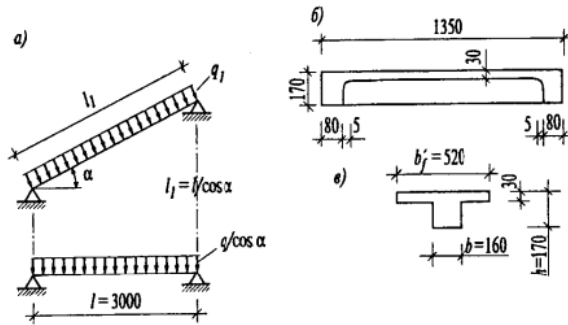


Рис. 2.3 – Розрахункова схема, реальне і преведений поперечий переріз.

### Етап 3. Визначення параметрів зменшеного поперечного перерізу

Розрахунковий переріз маршової кривої (рис.) являє собою табло з полицею в зоні стиснення, геометричні розміри наведеного перерізу - у см. Рис. 2. Робочі ребра жорсткості розміщені в зоні розтягування перерізу.

Висота  $h$  становить 170 мм, ширина поздовжніх ребер  $b_p$  - 80 мм, товщина полиці  $h_f$  без урахування ступенів - 30 мм, а звис полиці без поперечних ребер визначається з таких умов:

- не більше половини відстані провіту між ребрами.

$$(1350 - 2 * 80) / 2 = 595 \text{ мм};$$

- не більше 1/6 прольоту, т е.  $3000/6 = 500$  мм;

$$\text{- не більше } 6 * h_f = 30 * 6 = 180 \text{ мм}$$

Приймаємо найменше з отриманих значень, тоді ширина полки складе:  $b_f, p = 180 * 2 + 160 = 520$  мм.

Якщо відстань  $a$  від нижньої межі елемента до центру ваги подовженого пакета арматури становить 35 мм, то робоча висота секції буде такою.

$$h_0 = h - a = 170 - 35 = 145 \text{ мм.}$$

Крок 4. Визначення площі робочої арматури в ребрах ряду.

Виконайте розрахунки для зв'язкових секцій (див. малюнок).

Визначте розрахунковий випадок стягнутої секції та визначте момент, якого зазнає полиця перекриття, за такою формулою

$$M_f = R_b b f'_{cp} h_f' (h_o - 0,5 h_f') = 11,5 \times 0,9 \times 520 \times 30 \times (145 - 0,5 \times 30) = 20989800 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 20,98 \text{ кНм}$$

Оскільки  $M_f = 20,98 \text{ кН}\cdot\text{м} \geq M = 13,05 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , нейтральна вісь розташована на полиці (перший розрахунковий випадок), інакше зона стиснення розташована на ребрі (другий розрахунковий випадок).

Визначення площі робочої арматури 1 розрахунковий випадок:

Згідно з [3], переріз вважається прямокутним, ширина становить  $b = b' = 520 \text{ мм}$ .

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{13,05 \cdot 10^6}{11,5 \times 0,9 \times 520 \times 145^2} = 0,11$$

Обчислюємо значення  $\alpha_m$ :

Визначимо, чи стисла ненапружена арматура за розрахунком, перевіривши умову:  $\alpha_m = 0,116 < \alpha_R = 0,39$

Умова виконується - стисла ненапружена арматура за розрахунком не потрібно.

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}) = 0,116$$

Визначимо величину

Площа перерізу робочої арматури ( $\text{мм}^2$ ) в розтягнутій зоні визначимо за формулою:

$$A_s = \frac{R_b b h_o \xi}{R_s} = \frac{11,5 \times 0,9 \times 520 \times 145 \times 0,116}{350} = 260,86$$

Приймаємо 2  $\varnothing$  14 А400 з  $A_s \text{ факт} = 308,0 \text{ мм}^2$  для плоских каркасів двох поздовжніх ребер маршу.

Крок 5. Розрахуйте міцність плити за перерізом, нахиленим до поздовжньої осі.

Перевірте перетин плити за міцністю бетону похилої зони між тріщинами:

$$Q_{\text{max}} = 17,4 \text{ кН} \leq \varphi_{b,1} R_b b h_o = 0,3 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 160 \cdot 145 = 72036 \text{ Н} = 72,04$$

Якщо умова виконується, то розрахунок маршу можна продовжувати, якщо ні, то необхідно змінити тип бетону або геометричні розміри поперечного перерізу.

Проекція найбільш небезпечних похилих елементів перерізу на вертикальну вісь визначається з умов.:  $c=2h_0=2\times 0,145=0,29\text{ м}$

Визначимо поперечну силу в нормальному перерізі, що проходить на відстані  $c$  від опори:

$$Q = Q_{\max} - qc = 17,4 - 10,06 \times 0,29 = 14,48\text{ кН} .$$

Перерізують силу, сприйняту бетоном перетину визначимо як:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_b b h_0^2}{c} = \frac{1,5(1 + 0,349 + 0)0,9 \times 0,9 \times 160 \times 145^2}{290} = 19005\text{ Н} = 19,05\text{ кН} .$$

де

$\varphi_{b2}$  - коефіцієнт, що залежить від виду бетону, приймаємо рівним 1,5

$\varphi_f$ -коефіцієнт враховує роботу звисів полиці таврового перетину приймається з умови (значення не більше ніж 0,5):

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{b h_0} = 0,75 \frac{(520 - 160)30}{160 \times 145} = 0,349$$

$\varphi_n$  - коефіцієнт що враховує вплив поздовжніх сил, приймається рівним 0.

Перевірку міцності плити по перетинах, похилим до поздовжньої осі виробляємо з умови:  $Q = 14,48 \leq Q_b = 19,05$

Якщо виконується умова  $Q < Q_b$ , то поперечна арматура встановлюється згідно з проектом без розрахунку. Тут передбачається  $\varphi 4$  В500, площа стрижня 12,6 мм<sup>2</sup> і відстань між опорами  $(1/4) \cdot l_0 = 865\text{ мм}$   $s_1 = h_0 / 2 =$

$$175/2 = 87,5 \approx 85\text{ мм},$$

а в середній частині прольоту, з кроком  $s_2 = (3/4) \cdot h_0 = (3/4) \times 400 = 108,75\text{ мм} \approx 105\text{ мм}$ .

Крок 6. Розрахунок мартівської полиці на місцевий вигин

Під час розрахунку мартівської полиці на місцевий вигин її розглядають як частково затиснуту балкову плиту завширшки 1 м і заввишки, що дорівнює товщині полиці (рис. 4.5). 4.5. Пливу армують сіткою В500 діаметром від 3 до 6 мм із кроком осередків

100 до 300 мм.

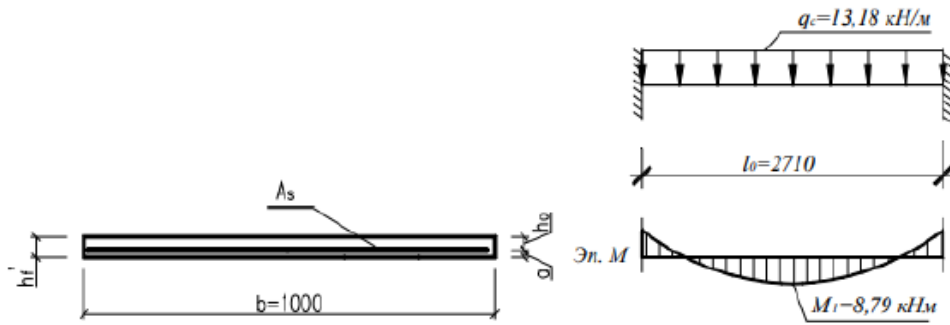


Рис. 2.3. Наведене перетин полки маршу, розрахункова схема і еюра моменту.

Розрахункове навантаження на 1 п. М. Полки за вирахуванням навантаження від ребер визначимо за формулою:

$$q_c = q_{\text{полт.}} - (h - h'_f) \times b \times \rho \times \gamma_f = 10,06 - (0,17 - 0,03) \times 1 \times 25 \times 1,1 = 6,21 \text{ кН/м}$$

Розрахунковий проліт:  $l_0 = b'f - b = 1,35 - 0,16 = 1,19 \text{ м}$  - відстань у світлі між поперечними ребрами.

Розрахункове значення моменту в прольоті в балочній плиті може бути визначено за формулою:

$$M_1 = \frac{q_c l_0^2}{11} = \frac{6,21 \times 1,19^2}{11} = 0,8 \text{ кНм},$$

По моменту як для елемента прямокутного профілю підбирається арматура сітки, що встановлюється в полиці панелі, тобто знаходиться  $\alpha_m$  визначається  $\xi$  за формулою (1.7) і площа арматури по формулі (1.8). Відстань до центру розтягнутої арматури від нижньої межі елемента -  $a$ , з урахуванням необхідного захисного шару бетону - попередньо приймається 15 мм. Робоча висота перерізу полиці

$$h_0 = 30 - 15 = 15 \text{ мм.}$$

$$\alpha_m = \frac{0,8 \cdot 10^6}{11,5 \times 0,9 \times 1000 \times 15^2} = 0,343$$

Визначимо, чи стисла арматура за розрахунком, перевіривши умова:

$$\alpha_m = 0,343 < \alpha_R = 0,376.$$

Оскільки умова виконується, то продовжимо розрахунок, якщо немає необхідно збільшити товщину полиці або змінити клас бетону, так як установка стиснутої і розтягнутої арматури (сітка в 2 ряди) конструктивно неможлива.

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,343}) = 0,44$$

$$A_s = \frac{11,5 \times 0,9 \times 1000 \times 15 \times 0,44}{415} = 164,82 \text{ мм}^2$$

Підбір арматури. Оскільки установка з урахуванням конструктивних вимог установка більше 10 стрижнів неможлива, дізнаємося необхідну мінімальну площу одного стержня:  $: 164,82/10 = 16,82 \text{ мм}^2$ , т.е.  $\varnothing \geq 5 \text{ мм}$ .

Приймаємо 10 стрижнів  $\varnothing 5 \text{ В500}$ , с площею  $A_s=196,0 \text{ мм}^2$ , що більше за необхідну, з кроком 100 мм.

Крок 7 Конструювання ступенів.

Полку перетину маршу монолітно пов'язана зі ступенями, армування яких виконується стрижнями робочої арматури, діаметр яких приймається з розрахунку на монтажну навантаження в залежності від ширини маршу, рис. 2.3 і хомутами з арматури В500, діаметром 4 - 6 мм з кроком 200 мм.

Длина ступеней, м	Диаметр, мм
1—1,4	6
1,5—1,9	7—8
2—2,4	8—10

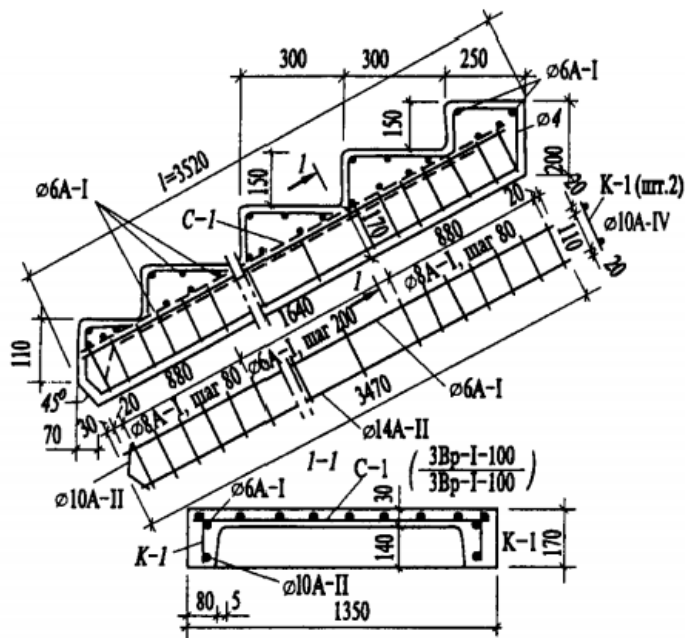


Рис. 2.4. Приклад конструювання маршу

Розрахунок сходової клітини.

Для майданчикової плити окремо проводиться розрахунок для лобового ребра (На який спираються марші) і пристенного ребра - як для шарнірно опертих балок таврового перетину і розрахунок полки як частково затисненої балочної плити, см. рис 5.

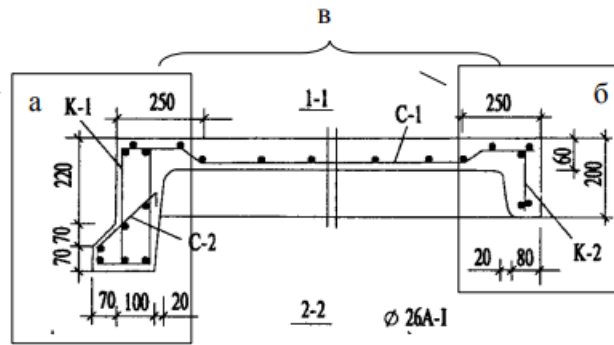


Рис. 2.5. Геометричні характеристики поперечного перерізу майданчик а - лобове ребро, б - пристенное ребро, в - полку.

### Крок 1. Визначення діючих навантажень

Для розрахунку за несучою здатністю визначається величина розрахункової навантаження, яка дорівнює добутку нормативного навантаження на коефіцієнт надійності за навантаженням.

При визначенні нормативних і розрахункових значень навантажень необхідно керуватися вказівками "Навантаження і впливи" [9].

Постійне навантаження, що діє на площадку, складається з навантаження від її власної ваги і ваги облицювання (при наявності). Так як майданчик має складну форму визначимо обсяг її окремих частин:

Навантаження від власної маси приймається по каталогах типових проектів - довідників в залежності від обраного типу, з урахуванням при наведеної товщини або по обчисленій масі:

$$P = P_{зр} + P_p + P_n = 6,68 + 3,71 + 1,02 = 11,41 \text{ кН}$$

де  $R_{лр}$ ,  $R_p$ ,  $R_n$  - вага відповідно лобового ребра, пристенного ребра, полки,  
 $\rho$  - щільність залізобетону, яка приймається 25 кН / м<sup>3</sup>.

$$V_n = h'_f \times L_1 \times b'_f = 0.06 \times 3 \times 1.35 = 0.243 \text{ м}^3$$

Вага полки складе:

$$P_n = V_n \times \rho \times \gamma_f = 0.243 \times 25 \times 1.1 = 6.68 \text{ кН}$$

$\rho$  - щільність залізобетону, яка приймається 25 кН / м<sup>3</sup>

Висоту лобового ребра приймемо по серії  $h = 360$  мм, ширину ребра знизу  $b_p = 100$  мм, ширину ребра зверху знаючи, що ухил ребра складає 1:10, тоді

$$b'_p = (h - h'_f) / 10 + b_p = (360 - 60) / 10 + 100 = 130 \text{ мм.}$$

Для обпирання маршів нижню частину збільшимо на 70 мм, тоді ширина ребра внизу складе 170 мм. Обсяг ребра складе:

$$V_{лр} = (b'_p + b_p) / 2 \times L_1 \times (h - h'_f) = (0.13 + 0.17) / 2 \times 3 \times (0.36 - 0.06) = 0.135 \text{ м}^3$$

Вага ребра складе:

$$P_{лр} = V_{лр} \times \rho \times \gamma_f = 0.135 \times 25 \times 1.1 = 3.71 \text{ кН}$$

Висоту пристенного ребра приймемо по серії  $h = 200$  мм, ширину ребра знизу  $b_p = 80$  мм, ширину ребра зверху знаючи, що ухил ребра складає 1:10,

Тоді:  $b'_p = (h - h'_f) / 10 + b_p = (200 - 60) / 10 + 80 = 94 \approx 95$  мм.

$$V_p = (b'_p + b_p) / 2 \times L_1 \times (h - h'_f) = (0.08 + 0.095) / 2 \times 3 \times (0.2 - 0.06) = 0.037 \text{ м}^3$$

Вага ребра складе:

$$P_p = V_p \times \rho \times \gamma_f = 0.037 \times 25 \times 1.1 = 1.02 \text{ кН}$$

Тимчасова навантаження діє на площадку:

$$3.0 \times 1.2 = 3.6 \text{ кН/м}^2$$

Повне значення навантаження:

$$2.82 + 3.6 = 6.42 \text{ кН/м}^2$$

$$q_n = \frac{P_n}{l_1 \times B} + v = \frac{6.68}{3 \times 1.35} + 3.6 = 5.25 \text{ кН / м.}$$

Розрахункове навантаження для пристенного ребра майданчика визначається

як:

$$q_{лр} = \frac{P_{лр}}{l_1} + q_n \frac{B}{2} = \frac{3.71}{3} + 5.25 \frac{1.35}{2} = 4.77 \text{ кН / м.}$$

і опорної реакції маршів сходів, яка визначається з урахуванням значення формули як:

$$q_m = \frac{Q}{B} = \frac{17.4}{1.35} = 12.89 \text{ кН / м.}$$

Разом навантаження складе:  $4.77 + 12.89 = 17.66$  кН / м

Крок 2. Визначення зусиль для розрахунку по 1 групі п.с.

Полку плити:

Розрахунковий проліт визначається як відстань у проясненні між ребрами:

$$l_0 = 1,35 - 0,13 - 0,095 = 1,125 \text{ м}$$

Зусилля від розрахункових навантажень (згинальні моменти і поперечні сили) визначаються як для частково затисненої балочної плити, см. Рис 6, з умови:

$$M = \frac{q_n l_0^2}{16} = \frac{5,25 \times 1,125^2}{16} = 0,41 \text{ кНм},$$

Лобове ребро плити:

Зусилля від розрахункових навантажень (згинальні моменти і поперечні сили) визначаються як для вільно опертої балки на двох опорах (рис.б) з розрахунковим прольотом 3,2 м, за формулами:

$$M = \frac{q \times l_0^2}{8} = \frac{17,66 \times 3,2^2}{8} = 22,6$$

$$Q = \frac{q \times l_0}{2} = \frac{17,66 \times 3,2}{2} = 28,26 \text{ кН.},$$

Пристенное ребро плити:

Зусилля від розрахункових навантажень (згинальні моменти і поперечні сили) визначаються як для вільно опертої балки на двох опорах (рис.б) з розрахунковим прольотом 3,2 м, за формулами:

$$M = \frac{q \times l_0^2}{8} = \frac{3,88 \times 3,2^2}{8} = 4,97 ;$$

$$Q = \frac{q_p \times l_0}{2} = \frac{3,88 \times 3,2}{2} = 6,21 \text{ кН.},$$

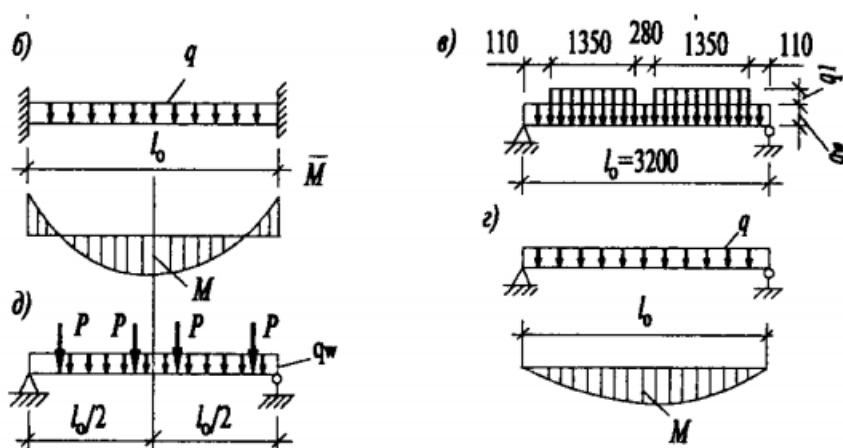


Рис.6. Розрахункова схема полки плити, лобового і пристенного ребер

Крок 3. Розрахунок полки майданчика на вигин:

Майданчик армують сітками з арматури В500, діаметром 3 - 6 мм з осередком від 100 до 300 мм. Розраховуємо як елемента прямокутного профілю.

Відстань до центру розтягнутої арматури від нижньої межі елемента - а, з урахуванням необхідного захисного шару бетону - попередньо приймається 25 мм.

Робоча висота перерізу полиці  $h_0 = 60 - 25 = 35$  мм.

$$\alpha_m = \frac{0,41 \cdot 10^6}{11,5 \times 0,9 \times 1000 \times 35^2} = 0,032$$

Визначимо, чи стисла арматура за розрахунком, перевіривши умову:

Оскільки умова виконується, то продовжимо розрахунок, якщо немає необхідно збільшити товщину полиці або змінити клас бетону, так як установка стиснутої і розтягнутої арматури (сітка в 2 ряди) конструктивно неможлива.

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032}) = 0,033$$
$$A_s = \frac{11,5 \times 0,9 \times 1000 \times 35 \times 0,033}{415} = 28,22 \text{ мм}^2$$

Підбір арматури. Оскільки установка з урахуванням конструктивних вимог установка менш 4 стрижнів неможлива, прийемо 4 стержня  $\varnothing 3$  В500, з площею  $A_s = 28,3$  мм<sup>2</sup>, що більше необхідної, з кроком 300 мм.

Крок 4. Визначення площі робочої арматури в лобовому ребрі майданчика.

Розрахунок проводиться для таврового перетину (наведеного) з полицею в стислій зоні. Робоча арматура розташовується в розтягнутій зоні перерізу.

Параметри приведенного перерізу

Висота h приймається по 360 мм, ширина поздовжнього ребра  $b_p = (130 + 170) / 2 = 150$  мм, товщина полиці hf' - 60мм, звиси полки перетину при відсутності поперечних ребер визначаємо з умов:

- не більше половини відстані у просвіті між ребрами один тисяча сто двадцять п'ять / 2 = 562,5 мм;

- не більше 1/6 прольоту, т е.  $3200/6 = 566,33$  мм;

- не більше  $6 * hf = 60 * 6 = 360$  мм

Приймаємо найменше з отриманих значень, тоді ширина полки складе:  $b_f, p = 360 + 150 = 510$  мм

Відстань до центру ваги пакета розтягнутої арматури від нижньої межі елемента -  $a$  - приймемо 40 мм, тоді робоча висота перерізу складе:

$$h_o = h - a = 360 - 40 = 320 \text{ мм.}$$

Так як ребро монолітно пов'язано з полицею, що сприяє сприйняттю моменту від консольного виступу, розрахунок можна виконати тільки на дію згинального моменту.

З'ясуємо розрахунковий випадок таврового перетину, для чого визначимо момент, що сприймається полицею плити за формулою

$$\begin{aligned} M_f &= R_b b_f' p h_f' (h_o - 0,5 h_f) = 11,5 \times 0,9 \times 510 \times 60 \times (320 - 0,5 \times 60) = \\ &= 91845900 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 91,84 \text{ кНм} \end{aligned}$$

$$\text{Т.к. } M_f = 91,84 \text{ кН}\cdot\text{м} \geq M = 22,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

то нейтральна вісь знаходиться в полиці

(Перший випадок розрахунку), в зворотному випадку - стисла зона в ребрі (2 випадок).

Визначення площі робочої арматури 1 випадок розрахунку:

Згідно [3] перетин вважаємо як прямокутне, шириною  $b_f = b \varphi = 510$  мм.

Обчислюємо значення:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_o^2} = \frac{22,6 \cdot 10^6}{11,5 \times 0,9 \times 510 \times 320^2} = 0,042$$

Визначимо, чи стисла ненапружена арматура за розрахунком, перевіривши умову:

$$\alpha_m = 0,042 < \alpha_R = 0,39$$

Умова виконується - стисла арматура за розрахунком не потрібно.

Визначимо величину  $\xi$

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,042}) = 0,043 .$$

Площа необхідного перерізу робочої арматури (мм<sup>2</sup>) в розтягнутій зоні визначимо за формулою:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{11,5 \times 0,9 \times 510 \times 320 \times 0,043}{350} = 207,52$$

Приймаємо 2  $\varnothing$  12 А400 з  $A_s$  факт = 226,0 мм<sup>2</sup>, відсоток армування склав:

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \cdot 100 = \frac{226}{150 \times 320} \cdot 100 = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,042}) = 0,43\%$$

Крок 5. Розрахунок міцності лобового ребра по перетину, похилому до поздовжньої осі.

Перевіримо перетин плити з умови забезпечення міцності похилої смуги бетону між тріщинами:

$$Q_{\max} = 28,6 \text{ кН} \leq \varphi_{b,1} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 11,5 \cdot 0,9 \cdot 150 \cdot 320 = 149040 \text{ Н} = 149,0$$

Якщо умова виконується, розрахунок маршу можна продовжувати, якщо ні - необхідно змінити тип бетону і геометричні розміри поперечного перерізу.

Проекція найбільш небезпечних похилих елементів перерізу на вертикальну вісь визначається з умов:

$$c = 2h_0 = 2 \times 0,320 = 0,64 \text{ м}$$

Визначимо поперечну силу в нормальному перерізі, що проходить на відстані  $c$  від опори:

$$Q = Q_{\max} - qc = 28,6 - 17,66 \times 0,64 = 17,3 \text{ кН} .$$

Перерізують силу, сприйняту бетоном перетину визначимо як:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{br} b h_0^2}{c} = \frac{1,5 (1 + 0,337 + 0) 0,9 \times 0,9 \times 150 \times 320^2}{640} =$$

$$= 38986,92 \text{ Н} = 38,97 \text{ кН} .$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} = 0,75 \frac{(510 - 150) 60}{150 \times 320} = 0,337$$

Перевірку міцності плити по перетинах, похилим до поздовжньої осі проводиться з умови:

$$Q = 17,3 \leq Q_b = 38,97$$

При дотриманні умови  $Q < Q_b$  поперечна арматура встановлюється без розрахунку, конструктивно згідно [3]

по конструктивним вимогам прийємо закриті хомути з  $\varnothing$  В500 з площею стрижня 28,3 мм<sup>2</sup>, з кроком 150 мм.

Консольний виступ для обпирання сходового маршу армують сіткою з  $\phi 6$  А240, поперечні стрижні якої скріплюють з хомутами каркасів ребра, див. Рис. 3.3.

Крок 6. Визначення площі робочої арматури в пристінному ребрі майданчика.

Розрахунки проводилися для залишкового перерізу (показаного на рисунку) з полицею в зоні стиснення. Робоча арматура розташована в розтягнутій області перерізу.

Параметри приведенного перерізу.

Висота  $h = 200$  мм і ширина поздовжніх ребер  $b_p = (80 + 100) / 2 = 90$  мм, товщина полиці  $h_f' = 60$  мм, звиси полки перетину при відсутності поперечних ребер визначаємо з умов:

- не більше половини відстані у просвіті між ребрами один тисяча сто двадцять п'ять / 2 = 562,5 мм;

- не більше 1/6 прольоту, т.е.  $3200/6 = 566,33$  мм;

- не більше  $6 * h_f' = 60 * 6 = 360$  мм

Приймаємо найменше з отриманих значень, тоді ширина полки складе:  $b_f, p = 360 + 90 = 450$  мм.

Відстань до центру ваги пакета розтягнутої арматури від нижньої межі елемента -  $a$  - приймемо 30 мм, тоді робоча висота перерізу складе:

$$h_0 = h - a = 200 - 30 = 170 \text{ мм.}$$

З'ясуємо розрахунковий випадок таврового перетину, для чого визначимо момент, що сприймається полицею плити за формулою

$$\begin{aligned} M_f &= R_b b_f' p h_f' (h_0 - 0,5 h_f') = 11,5 \times 0,9 \times 450 \times 60 \times (170 - 0,5 \times 60) = \\ &= 39123000 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 39,12 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Т.к.  $M_f = 39,12 \text{ кН}\cdot\text{м} \geq M = 4,91 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , то Якщо нейтральна вісь знаходиться в стійці (перший стан розрахунку), інакше в зоні затиску в ребрі (другий стан).

Визначення робочої площі прутка 1 Стан розрахунку:

Згідно [3] перетин вважаємо як прямокутне, шириною  $f$

$$b = b_f = 450 \text{ мм}$$

Обчислюємо значення:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{4,91 * 10^6}{11,5 \times 0,9 \times 450 \times 170^2} = 0,036$$

Визначимо, чи стисла не напружена арматура за розрахунком, перевіривши умову:

$$\alpha_m = 0,036 < \alpha_R = 0,39$$

Умова виконується - стисла арматура за розрахунком не потрібно.

Визначимо величину  $\xi$ :

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,039}) = 0,040 .$$

Площа необхідного перерізу робочої арматури (мм<sup>2</sup>) в розтягнутій зоні визначимо за формулою:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 \xi}{R_s} = \frac{11,5 \times 0,9 \times 450 \times 170 \times 0,04}{350} = 90,49$$

Приймаємо  $\varnothing 12$  А400 з  $A_s$  факт = 113,2 мм<sup>2</sup>, відсоток армування склав:

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} 100 = \frac{113,1}{450 \times 170} 100 = 0,28\%$$

Крок 7. Розрахувати міцність ребер стіни по перерізу, нахиленому до поздовжньої осі.

Перевірити переріз на міцність бетону похилої зони між тріщинами:

$$Q_{\max} = 6,21 \text{ кН} \leq \varphi_{b,1} R_b b h_0 = 0,3 * 11,5 * 0,9 * 90 * 170 = 47506 \text{ Н} = 47,5$$

Умова виконується, отже можемо продовжити розрахунок ребра майданчики, при невиконанні необхідно змінити клас бетону або геометричні розміри перерізу.

Визначимо проекцію найбільш небезпечного похилого перерізу на поздовжню вісь елемента з умови:

$$c = 2h_0 = 2 \times 0,170 = 0,34 \text{ м}$$

Визначимо поперечну силу в нормальному перерізі, що проходить на відстані від опори:

$$Q = Q_{\max} - qc = 6,21 - 3,88 \times 0,34 = 4,89 \text{ кН} .$$

Перерізають силу, сприйняту бетоном перетину визначимо як:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{1,5 (1 + 0,5 + 0) 0,9 \times 0,9 \times 90 \times 170^2}{340} =$$

$$= 13942,12 \text{ Н} = 13,94 \text{ кН} .$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} = 0,75 \frac{(450 - 90) 60}{90 \times 170} = 1,058$$

Перевірку міцності ребра по перетинах, похилим до поздовжньої осі проводиться з умови:

$$Q = 4,89 \leq Q_b = 13,94$$

При дотриманні умови  $Q < Q_b$  поперечна арматура встановлюється без розрахунку, конструктивно.

За конструктивним вимогам приймемо закриті хомути з  $\varnothing 4$  В500 з площею стрижня  $12,6 \text{ мм}^2$ , з кроком 150 мм.

Крок 8. Конструювання майданчики, див. Рис. 7.

Для посилення поздовжніх і поперечних ребер рами використовуються плоскі зварні рами. Платформа армована одинарною сіткою  $\varnothing 3$  В500.

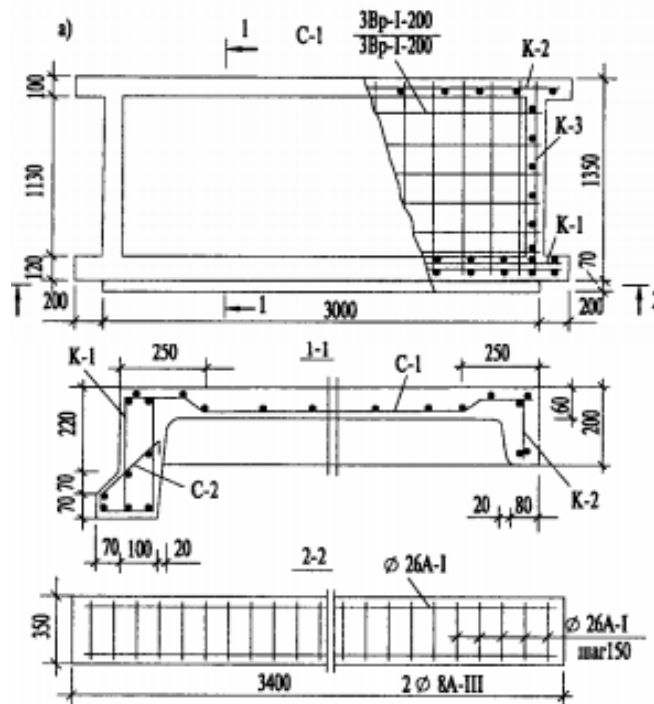


Рис.2.7. –Конструювання майданчику

## 2.2. Основи та фундаменти.

Будівля, що будується, має простий план і складається з прямокутних блоків.

Будівельний майданчик розташований у Калуському районі. В результаті інженерно-геологічних вишукувань геологічна будова ділянки представлена чотирма інженерно-геологічними шарами з різними фізико-механічними умовами,

що показано на геологічному розрізі (Рис. 2.8). Основні фізико-механічні властивості ґрунтів будівельного майданчика представлені в таблиці 2.1.

*1 Вихідні данні*

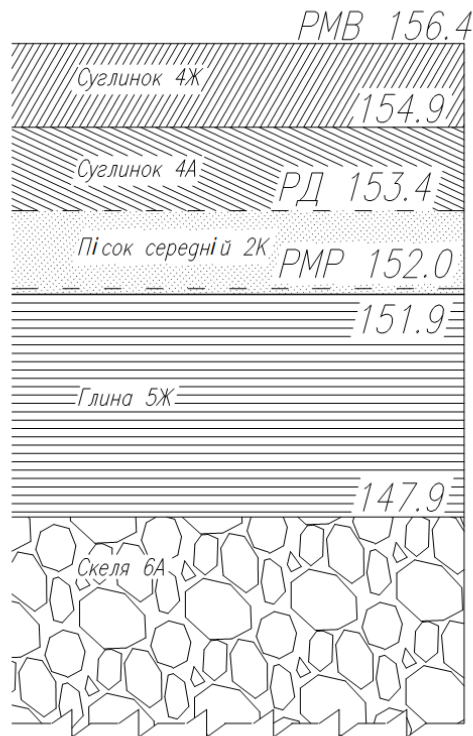


Рис.2.8

Табл. 2.1

Ґрунт	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	W	WL	e	WP	C, кПа
1	2	3	5	6	7	8	
1. Суглинок, 4ж	27,1	20,1	0,24	0,32	-	0,22	
2. Суглинок 4а	27,0	18,9	0,26	0,28	-	0,13	
3. Пісок середній 2к	26,9	22,0	0,20	-	-	-	
4. Глина 5ж	27,6	20,0	0,21	0,50	0,18	35	
5. Скеля ба						11000	

*2.2.3 Аналіз ґрунтових умов*

Ми аналізуємо інженерно-геологічні умови ділянки, визначаємо похідні та класифікаційні властивості ґрунту. Паралельно ми аналізуємо визначені властивості ґрунту, щоб взяти їх за основу.

1) Суглинок:

– коефіцієнт пористості:  $e = \gamma_s / \gamma (1 + \omega) - 1$   $e = 27,1 / 20,1 (1 + 0,24) - 1 = 0,672$

– показник пластичності:  $I_p = W_l - W_p = 0,32 - 0,22 = 0,1$

– показник текучості:  $I_l = W - W_p / W_l - W_p = 0,24 - 0,22 / 0,32 - 0,22 = 0,02 / 0,1 = 0,2$

За кількістю плинності суглинок має напівтверду консистенцію

– коефіцієнт відносної стисливості:  $mv = \beta / E = 0,62 / 19 = 0,033$

Коефіцієнт  $\beta = 0,62$  для суглинків.

За коефіцієнтом відносної стисливості ґрунт слід віднести до середньостискаємому.

– ступінь вологості:  $S_r = W / e \cdot \gamma_s / \gamma_w$

$S_r = 0,24 / 0,672 \cdot 27,1 / 10 = 0,97$

– коефіцієнт пористості на границі текучості:  $el = W_l \gamma_s / \gamma_w = 0,32 \cdot 27,1 / 10 = 0,87$

– коефіцієнт просідання:  $I_{ss} = el - e / 1 + e = 0,87 - 0,672 / 1 + 0,672 = 0,12$

Розрахований коефіцієнт осідання менший за табличне значення 0,17, що означає, що цей ґрунт має просадні властивості.

Виходячи з поєднання основних властивостей суглинку, можна сказати, що цей шар є напівжорстким, водопроникним і помірно стисливим і не буде слугувати природною основою..

2) Суглинок:

– коефіцієнт пористості:  $e = \gamma_s / \gamma (1 + \omega) - 1$

$e = 27,0 / 18,9 (1 + 0,26) - 1 = 0,8$

– показник пластичності:  $I_p = W_l - W_p = 0,28 - 0,13 = 0,15$

– показник текучості:

$$I_l = \frac{W - W_p}{W_l - W_p} = \frac{0,26 - 0,13}{0,28 - 0,13} = \frac{0,02}{0,1} = 0,9$$

За кількістю плинності суглинок має текучопластичну консистенцію

– коефіцієнт відносної стисливості:  $mv = \beta E = 0,62 \cdot 13 = 0,048$

Коефіцієнт  $\beta = 0,62$  для суглиноків.

За коефіцієнтом відносної стисливості ґрунт слід віднести до середньостискаємому.

– ступінь вологості:

$$Sr = \frac{W}{e} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$
$$Sr = \frac{0,26}{0,8} \cdot \frac{27,0}{10} = 0,88$$

– коефіцієнт пористості на границі текучості:  $el = Wl \gamma_s / \gamma_w = 0,28 \cdot 27,0 / 10 = 0,756$

– коефіцієнт просідання:  $I_{ss} = (el - e) / (1 + e) = 0,756 - 0,8 / 1 + 0,8 = 0,024$

Розрахований коефіцієнт просідання менше табличного значення рівного 0,17 отже, ґрунт володіє просадними властивостями.

За совокупністю основних характеристик суглинка, можна сказати, що цей шар текучопластичний, просідковий, середньо стискається, і який природньою основою служити не може.

3) Пісок середній:

– коефіцієнт пористості:  $e = \gamma_s / \gamma (1 + \omega) - 1 \quad e = 26,9 / 22 (1 + 0,20) - 1 = 0,467$

– ступінь вологості:

$$Sr = \frac{W}{e} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$
$$Sr = \frac{0,20}{0,467} \cdot \frac{26,9}{10} = 0,16$$

$R_0 = 500 \text{ кПа}$

За совокупністю основних характеристик піску, а саме показник вологості  $Sr = 0,16$ , що менше ніж 0,55 отже він може застосовуватися в якості несучого ґрунту.

3) Глина:

– коефіцієнт пористості:

Знаходимо за формулою  $e = (\gamma_s / \gamma) (1 + \omega) - 1 \quad e = 27,6 / 20,0 (1 + 0,21) - 1 = 0,67$

– число пластичності:

Знаходимо за формулою  $I_p = W_l - W_p = 0,5 - 0,18 = 0,32$

– показник текучості  $I_L = (W - W_p)/(W_l - W_p) = 0,21 - 0,18 / 0,5 - 0,18 = 0,03$   
 $0,32 = 0,1$

$R_0 = 430$  кПа



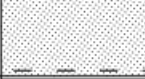

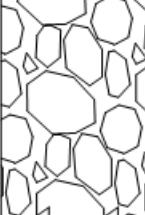
За совокупністю основних характеристик ґрунта, а саме показник текучості  $I_L = 10\%$ , може застосовуватися в якості несучого ґрунту.

4) Скала:

$R_c = 11000$  кПа

$R = R_c / \gamma = 11000 / 1.4 = 7857.14$  кПа

За совокупністю основних характеристик ґрунту, скала є несучим ґрунтом.

Відмітка	№ шару	Міцність шару	Умовне позначення	Х-ка шарів
РМВ 156.4				
154.9	1	1,5		$e=0,672; I_p=0,1$ $I_L=0,2; S_r=0,97$
РД 153.4	2	1,5		$e=0,8; I_p=0,15$ $I_L=0,9; S_r=0,88$
РМР 152.0	3	1,5		$e=0,467; S_r=0,16$ $R_0=500$ кПа
151.9	4	4		$e=0,67; I_p=0,32$ $I_L=0,1; R_0=430$ кПа
147.9	5			$R_0=7875,14$ кПа

#### 2.2.4. Визначення варіантів ґрунтових основ

При визначенні глибини закладення фундаменту слід враховувати вимоги ДБН В2.1.1-10-2009:

1. інженерно-геологічні умови - ґрунт повинен мати відповідні структурні властивості, проаналізовані вище, а основа фундаменту повинна розташовуватися на 300 мм нижче верхньої межі шару і на 500 мм вище нижньої межі шару;

2. конструктивні особливості фундаменту;

3. при визначенні глибини закладення основи фундаменту враховується сезонна глибина промерзання ґрунту (згідно з позначенням вона становить 0,65 м).

Враховуючи всі ці умови, переріз фундаменту для фундаментів мілкового закладання повинен становити 152,9, а основа 149,4; для пальових фундаментів переріз фундаменту повинен становити 152,6, а основа 143,1.

### 2.2.5 Попереднє призначення розмірів фундаменту

Критеріями вибору розмірів основи фундаменту є такі, що задовольняють вимогам ДБН В2.1.1-10-2009. Розрахунок фундаментів за другою групою граничних станів (деформацій) базується на припущенні лінійної деформації основи.:  $P_{ср} \leq R$   $P_{max} \leq 1,2 \cdot R$

Де:

$P_{ср}$  – середній тиск по подошві фундаменту, кПа;  $R$  – розрахунковий опір основи, кПа;  $P_{max}$  и  $P_{min}$  – відповідно максимальне та мінімальне крайові тиски, кПа.

Розміри подошви фундаменту визначимо графо-аналітично:

Розрахунковий опір ґрунту  $R$  характеризує рівень напружень в ґрунті, при якому підстава ще можна вважати лінійно деформується середовищем. У відповідності з вимогами ДБН Ст. 2.1-10-2009  $R$  знаходять за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_{\gamma} \cdot k_z \cdot \beta \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma_{II}' + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma_{II}'' + M_c \cdot c_{II}] [2.1]$$

$\gamma_{c1}$  и  $\gamma_{c2}$  – відповідно коефіцієнти умов роботи ґрунтової основи (табл. Е.7 ДБН В.2.1-10-2009);

$k$  – коефіцієнт, приймається  $k = 1$  – якщо характеристики міцності ґрунта ( $c_{II}$  та  $\phi_{II}$ ) визначені безпосередньо дослідним шляхом,  $k = 1,1$  – якщо вони визначені по таблицям ДБН В2.1.1-10-2009

$M_{\gamma}$ ,  $M_q$  и  $M_c$  – коефіцієнти, які залежать від  $\phi_{II}$  ґрунту, розташованого під подошвою фундаменту (табл. Е.8 ДБН В.2.1-10-2009);

$b$  – ширина подошви фундаменту, м;

$d_l$  – розрахункове значення глибини закладання фундаменту, м;

$\square\Pi$  і  $\square\Pi'$  – усереднені розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, залягаючих відповідно нижче і вище подошви фундаменту;

$c\Pi$  – розрахункове значення питомої зчеплення ґрунту під подошвою фундаменту;

$db$  – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (при ширині підвалу  $U \leq 20$  м і глибині більше 2 м,  $db = 2$  м, при  $U > 20$ ,  $db = 0$ ).

Крайові тиски під подошвою фундаменту:

$$P_{\min}^{\max} = P_{cp} \pm (M + Qh_f) / W \quad [2.2]$$

$$P = \frac{F_v}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{10600 \text{ кН}}{7,0\text{м} \cdot 1,4\text{м}} + 21 \cdot 4,0 = 476,6 \text{ кН/м}^2. \quad [2.3]$$

$W$  – момент опору подошви фундаменту (для фундаментів: прямокутних  $W = b \cdot l^2 / 6$ );

Середній тиск під подошвою фундаменту

$$P_{cp} = \frac{F_v}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d = \frac{10600 \text{ кН}}{7,0\text{м} \cdot 1,4\text{м}} + 21 \cdot 4,0 = 476,6 \text{ кН/м}^2, \quad [2.3]$$

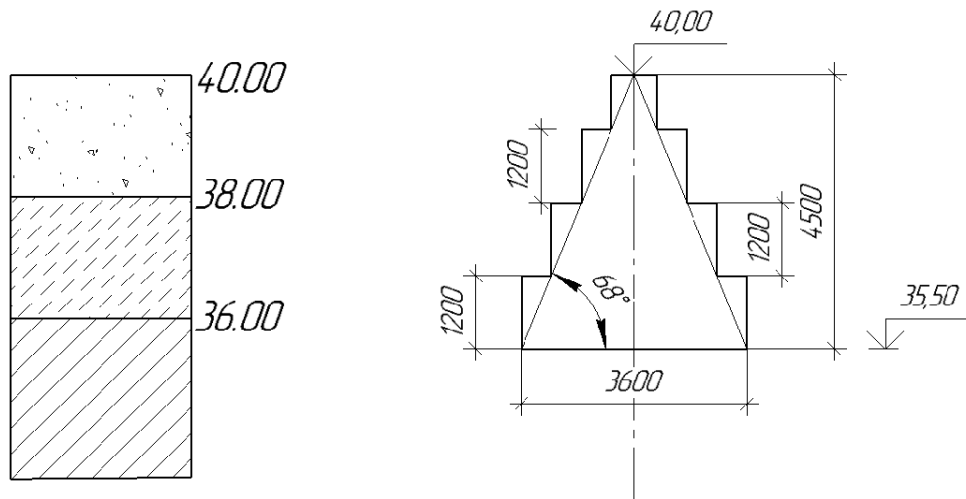
де:

$F_v$  – результуюча вертикальна сила на обріз фундаменту, кН;

$b$  і  $l$  – відповідно ширина та довжина подошви фундаменту

$\gamma_{mt}$  – середньовзвішений питома вага фундаменту і ґрунту на його уступах (приймається в діапазоні 20...22 кН/м<sup>3</sup>); приймаємо  $\square_{mt} = 21$  кН/м<sup>3</sup>.

Перевіримо ширину подошви 3 м та побудуємо сходинки фундаменту побудувавши призму продавлення



### 2.2.6 Перевірка міцності основи.

Для центрально навантажених фундаментів повинна виконуватися умова:

$$P_{cp} \leq R.$$

Середній тиск під подошвою фундаменту знаходять за формулою[2.3]:  $P_{cp} = 850 \cdot 3,6 \cdot 3,8 + 20 \cdot 4,5 = 155,58$  кПа,

Розрахунковий опір ґрунту  $R$ . У відповідності з вимогами ДБН Ст. 2.1-10-2009  $R$  знаходять за формулою[2.1]:  $R = 300$  кПа

$155,58 \text{ кПа} < 300 \text{ кПа}$  -умова виконується, слідує з цього розміри подошви фундаменту мілкого закладання складають 3,6м на 3,6м.

### 2.3 Визначення осідання фундаменту мілкого закладання методом пошарового складання.

Кінцева осадка основи  $S$  з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору з умовним обмеженням стисливої товщі визначається методом пошарового підсумовування за формулою Д. 1 ДБН. Оскільки глибина закладання фундаментів менше 5 м, то формула буде мати вигляд:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) \cdot h_i}{E_i} [2.4]$$

де  $\beta$  – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zp,i}$  – середнє значення додаткового вертикального напруження в  $i$ -тому елементарному шарі ґрунту, дорівнює півсумі напружень на верхній і нижній межах  $i$ -того елементарного шару, кПа;

$h_i$  і  $E_i$  – відповідно товщина і модуль деформації  $i$ -того елементарного шару ґрунту;

$n$  – число шарів, на яке розбита стислива товща ґрунту.

Розбиття стисливої товщі проводиться на однорідні елементарні шари товщиною 2м.

Побудуємо епюру природних тисків  $q_z$

$$q_i = q_{i-1} + \gamma_i \cdot l_i [2.5]$$

$$q_{z1} = 0 + 10,57 \cdot 2 = 21,14 \text{ кПа}$$

$$q_{z2} = 21,14 + 10,37 \cdot 2 = 41,88 \text{ кПа}$$

$$q_{z3} = 41,88 + 8,92 \cdot 0,5 = 46,34 \text{ кПа}$$

$$q_{z4} = 46,34 + 8,92 \cdot 2 = 64,18 \text{ кПа}$$

$$q_{z5} = 64,18 + 8,92 \cdot 2 = 82,02 \text{ кПа}$$

$$q_{z6} = 82,02 + 8,92 \cdot 2 = 99,86 \text{ кПа}$$

$$q_{z7} = 99,86 + 8,92 \cdot 2 = 117,7 \text{ кПа}$$

$$q_{z8} = 117,7 + 8,92 \cdot 2 = 135,54$$

Побудуємо допоміжну епюру  $0,2q_z$

$$q_{z1} = 4,228 \text{ кПа}$$

$$q_{z2} = 8,37 \text{ кПа}$$

$$q_{z3} = 9,26 \text{ кПа}$$

$$q_{z4} = 12,83 \text{ кПа}$$

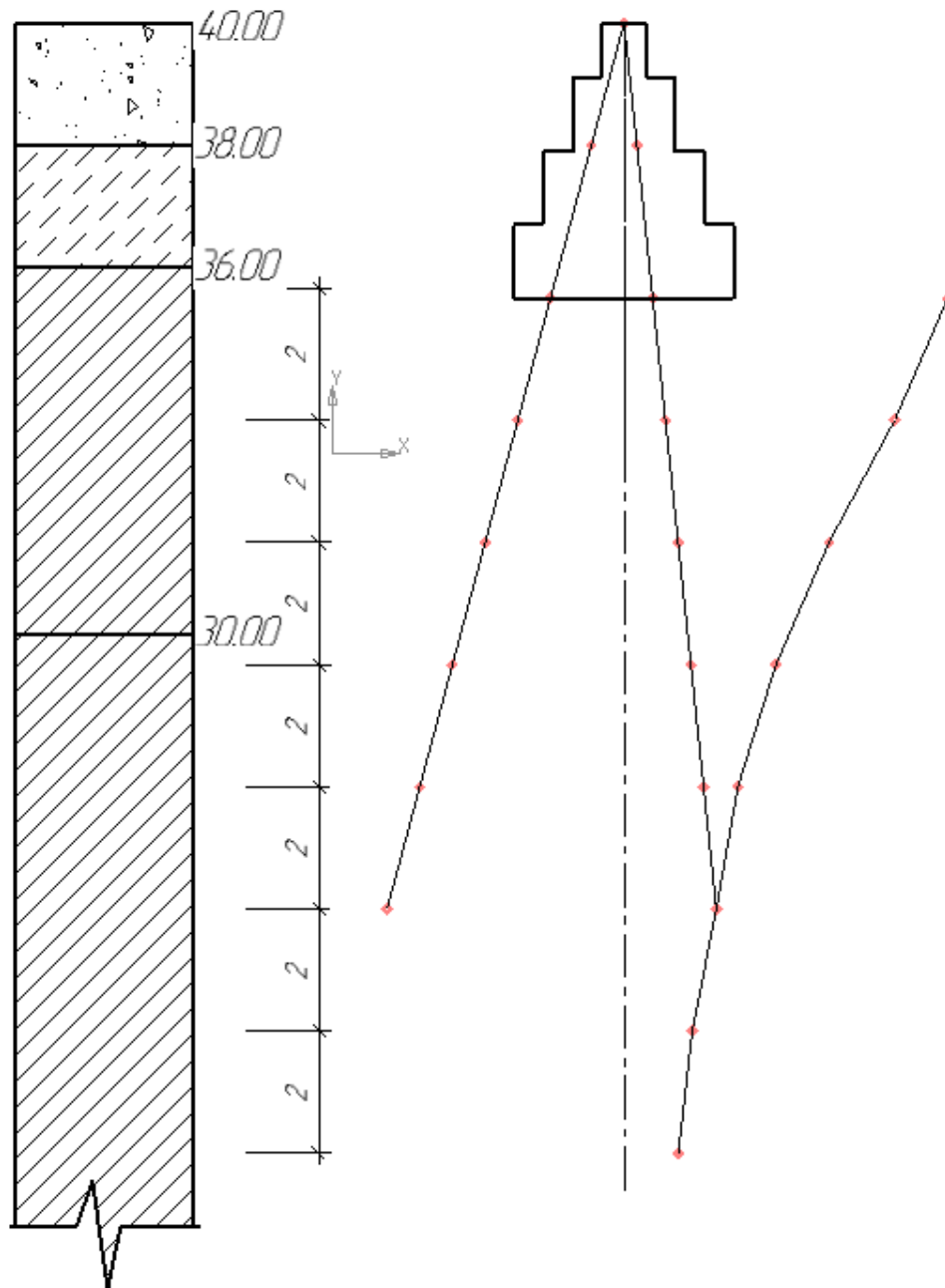
$$q_{z5} = 16,4 \text{ кПа}$$

$$q_{z6} = 19,9 \text{ кПа}$$

$$q_{z7} = 23,54 \text{ кПа}$$

$$q_{z8} = 27,54 \text{ кПа}$$

Додаткове вертикальне напруження на глибині  $z$  від основи фундаменту вздовж вертикальної лінії, що проходить через центр фундаменту, визначається за формулою:



$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P \quad [2.6]$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, що враховує розподіл додаткових напружень по глибині, визначається по таблиці Д. 1 (ДБН Ст. 2.1-10-2009) в залежності від співвідношення сторін підшви фундаменту  $\eta = l / b$  і відносної глибини, що дорівнює  $\zeta = z / b$ ;

Розрахунок осад в елементарних шарах виконано в табличній формі.

N	h i	z <sub>i</sub>	Z i/ b	α	σ <sub>z</sub> i	σ <sub>z</sub> i+ 1	σ <sub>z</sub> p <sub>i</sub>	E	σ <sub>z</sub> p <sub>i</sub> h	
1	2	4	1 , 1	0,9 60	53 ,1 7	44 ,3 3	48 ,7 5	26 00 0	0,0 03 7	
2	2	6	1 , 6	0,8 00	44 ,3 3	33 ,5 5	38 ,9 4	11 00 0	0,0 07 0	
3	0 , 5	6 , 5	1 , 8	0,6 06	33 ,5 5	24 ,8 7	29 ,2 1	13 00 0	0,0 04	
4	2	8 , 8	2 , 3 6	0,4 49 3	24 ,8 7	18 ,6 4	21 ,7 5	13 00 0	0,0 03	
5	2	1 0 , 5	2 , 9 1	0,3 36 4	18 ,6 4	14 ,2 5	16 ,4 4	13 00 0	0,0 02 5	
6	2	1 2 , 5	3 , 4 7	0,2 57 4	14 ,2 5	11 ,1 7	12 ,7 1	13 00 0	0,0 01 9	
7	2	1 4 , 5	4 , 0 2	0,2 01 9	11 ,1 7	8, 89	10 ,0 3	13 00 0	0,0 01 5	
8	2	1 6 , 5	4 , 5 8	0,1 60 8	8, 89	7, 28	8, 08 5	13 00 0	0,0 12	
9	2	1 8 , 5	5 , 1 3	0,1 31 5	7, 28	7, 28	7, 28	13 00 0	0,0 01 1	
Σ										0,0221

Знаходимо S за формулою [2.4]:

$$S = 0,8 * 0,0221 = 2.21 \text{ см}$$

$$S < S_u$$

Згідно ДБН-«Основания и фундаменты» (табл.3)  $S_u=12\text{см}$  для суспільних будівель.  $2,21\text{см} < 12\text{ см}$

Умова виконується.

### 3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

#### 3.1 Розрахунок основних техніко-економічних показників.

Площа будівельного майданчика	4270 м <sup>2</sup> .
Площа забудування $A_3 = \sum A_i$	725,1 м <sup>2</sup> .
Площа тимчасових будівель	313,5 м <sup>2</sup>
Компактність будгенплану	10 %
Площа асфальтового покриття $A_{ас.} = \sum A_{ас.}$	240 м <sup>2</sup> .
Площа озелення $A_{оз.} = \sum A_{оз.}$	300 м <sup>2</sup> .
Відсоток забудування: $K_1 = (A_3/A) \times 100\% = (725,1/313,5) \times 100\%$	42%.
Відсоток озелення: $K_2 = (A_{оз.}/A) \times 100\% = (300/725,1) \times 100\%$	40%.
Відсоток використання території: $K_3 = (A_3 + A_{асф.})/A = (725,1 + 240)/313,5 \times 100\% =$	0,23

#### 3.2 Розрахунок класу наслідків (відповідальності) та категорії складності

Розрахунок виконаний згідно ДБН В.1.2-14-2009 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ» і ДСТУ - Н Б В.1.2-16: 2013 «Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва».

N1 - кількість осіб, які постійно перебувають на об'єкті (не менше 8.00 в добу);

N1 = 70 чол.

N2 - кількість осіб, які періодично бувають на об'єкті;

N2 = 200 чол.

N3 - кількість осіб, які перебувають поза об'єктом, кількість осіб які постійно перебувають на об'єкті і кількість людей в житлових прилеглих будинках.

N3 = 276 чол.

$\alpha$  приймається відповідно до таблиці 2 (для спального району).

Вартість за 1 м<sup>2</sup> приймаємо 7314 грн/м<sup>2</sup>.

Розрахункова вартість:

360 \* 7314 = 263,31 тис.грн.

Мінімальний рівень заробітної плати (на 2020 г.) - 5000 грн.

Прогнозований збиток:

$$\Phi = 0,225 * 263,31 = 59,25 \text{ тис.грн.}$$

Обсяг можливого економічного збитку в мінімальних заробітних платах:

$$59,25 / 5,0 = 11,85 \text{ м.р.з.п.}$$

**ВИСНОВОК:**

Будівництво об'єкта навряд чи призведе до втрати культурної спадщини на регіональному рівні.

Будівництво цього об'єкта не загрожує функціонуванню інженерної та транспортної інфраструктури на регіональному рівні.

Об'єкт не є об'єктом цивільної оборони.

Об'єкт не входить до переліку об'єктів будівництва, що за класом наслідків (відповідальності) належать до IV-V категорій складності відповідно до Додатку Г ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 (з урахуванням Зміни № 1).

Відповідно до п. 4.4 ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 клас наслідків об'єкта визначається за характеристиками можливих результатів, отриманих за результатами самого розрахунку, тобто клас наслідків - СС2 і відноситься до третьої категорії складності.

### **3.3 Інженерні мережі**

3.3.2. до завдань проекту входить проектування електропостачання будівельного майданчика; 3.3.3.

3.3.1 Розрахунки проводяться для об'єктивної оцінки електричного навантаження будівельного майданчика. Від точної оцінки залежить вартість мережі електропостачання майданчика, вартість будівництва, величина втрат електроенергії та експлуатаційні витрати.

Якщо розрахункове навантаження занижене, збільшаться втрати електроенергії в мережі, а електрообладнання буде швидше зношуватися. Завищення розрахункового навантаження збільшує капітальні витрати на будівництво мережі електропостачання та призводить до недовикористання електрообладнання та ліній електропередач.

Для визначення розрахункових (прогнозних) навантажень наразі використовуються наступні методи:

- Методи на основі встановленої потужності та коефіцієнтів попиту;
- Методи навантажувальних діаграм;
- методи витрат електроенергії на одиницю продукції тощо.

Найпростішим і найпоширенішим є метод встановленої потужності та коефіцієнтів попиту.

Розрахунок кількості прожекторів за наступною формулою:

$$N = p E S / P_{\text{л}} = 0,3 * 3 * 2830 \text{ м}^2 / 1000 = 2,5 \text{ шт} \quad \square$$

де  $p$  – питома потужність при освітленні прожекторами, приймаємо 0,25...0,4 Вт/м<sup>2</sup> лк;

$E$  – освітленість 2,...,4 лк;

$S$  – площа, яка підлягає освітленню, м<sup>2</sup> ;

$P_{\text{л}}$  – потужність лампи прожектора, Вт (при освітленні прожекторами ПЗС-35, =500, 1000 Вт, ПЗС45  $P_{\text{л}}=1000, 1500$  Вт).

Таблиця 3.1 – Вихідні дані для розрахунку потужностей

Найменування груп електроприймачів	Сумарна встановлена потужність $P_{\text{н}}$ , кВт	$\cos\varphi$	ПВ	Коефіцієнт попиту $K_c$	
1	2	3	4	5	
К	Кран	55	0,5	0,25	0,3
БСО	Вібратор	8,2	0,5	0,25	0,25
	и	6,2	0,8	1,0	0,7
	и (ВБ)	40	0,8	1,0	0,8
	Розчинний асоци (РН)				
	Компрес				

	ори (К)				
СК	Ручн ий елек троін стру мент (РИ) Звар ювал ьні тран сфор мато ри (СТ)	4,4 = 64,0 кВА	0,4 0,4	0,4 0,6	0,25 0,3

Визначаємо величини активних розрахункових потужностей окремих груп електроприймачів за формулами:

- для крана:

$$P'_{\text{НБК}} = P_{\text{НБК}} = 55 \cdot \sqrt{0,25} = 27,5 \text{ кВт};$$

$$P_{\text{рБК}} = K_{\text{сБК}} \cdot P'_{\text{НБК}} = 0,3 \cdot 27,5 = 8,25 \text{ кВт}$$

- для вібраторів:

$$P'_{\text{НВБ}} = P_{\text{НВБ}} = 8,2 \cdot \sqrt{0,25} = 4,1 \text{ кВт};$$

$$P_{\text{рВБ}} = K_{\text{сВБ}} \cdot P'_{\text{НВБ}} = 0,25 \cdot 4,1 = 1,025 \text{ кВт}.$$

- для компресорів:

$$P_{\text{рК}} = K_{\text{сК}} \cdot P_{\text{НК}} = 0,8 \cdot 40 = 32 \text{ кВт}.$$

- для ручного електроінструменту:

$$P'_{\text{НРИ}} = P_{\text{НРИ}} = 4,4 \cdot \sqrt{0,4} = 2,78 \text{ кВт};$$

$$P_{\text{рРИ}} = K_{\text{сРИ}} \cdot P'_{\text{НРИ}} = 0,25 \cdot 2,78 = 0,695 \text{ кВт}$$

- для зварювальних трансформаторів:

$$P_{\text{НСТ}} = S_{\text{НСТ}} \cdot \cos\varphi_{\text{НСТ}} = 64 \cdot 0,4 = 25,6 \text{ кВт};$$

$$P_{\text{рСТ}} = K_{\text{сСТ}} \cdot P_{\text{НСТ}} = 0,3 \cdot 25,6 = 7,68 \text{ кВт}.$$

3.3.2. Визначаємо величину активної розрахункової потужності всього будівельного майданчика по формулі:

$$P = P_{\text{рБК}} + P_{\text{рВБ}} + P_{\text{рРН}} + P_{\text{рК}} + P_{\text{рРИ}} + P_{\text{рСТ}} = \\ = 7,68 + 1,025 + 4,34 + 8,25 + 0,695 + 32 = 53,99 \approx 54 \text{ кВт.}$$

3. Визначаємо величини реактивних розрахункових потужностей від-ділових груп електроприймачів за формулою:

- для крана:

$$Q_{\text{рБК}} = P_{\text{рБК}} \cdot \text{tg}\varphi_{\text{БК}} = 8,25 \cdot 1,73 = 14,27 \text{ квар;}$$

- для вібраторів:

$$Q_{\text{рВБ}} = P_{\text{рВБ}} \cdot \text{tg}\varphi_{\text{ВБ}} = 1,025 \cdot 1,73 = 1,773 \text{ квар;}$$

- для розчинонасосів:

$$Q_{\text{рРН}} = P_{\text{рРН}} \cdot \text{tg}\varphi_{\text{РН}} = 4,34 \cdot 0,75 = 3,255 \text{ квар;}$$

- для компресорів:

$$Q_{\text{рК}} = P_{\text{рК}} \cdot \text{tg}\varphi_{\text{К}} = 32 \cdot 0,75 = 24 \text{ квар;}$$

- для ручного електроінструменту:

$$Q_{\text{рРИ}} = P_{\text{рРИ}} \cdot \text{tg}\varphi_{\text{РИ}} = 0,695 \cdot 2,29 = 1,59 \text{ квар;}$$

- для зварювальних трансформаторів:

$$Q_{\text{рСТ}} = P_{\text{рСТ}} \cdot \text{tg}\varphi_{\text{СТ}} = 7,68 \cdot 2,29 = 17,6 \text{ квар.}$$

4. Визначаємо величину реактивної розрахункової потужності всього будівельного майданчика по формулі

$$Q = Q_{\text{рБК}} + Q_{\text{рВБ}} + Q_{\text{рРН}} + Q_{\text{рК}} + Q_{\text{рРИ}} + Q_{\text{рСТ}} = \\ = 14,27 + 1,773 + 3,255 + 24 + 1,59 + 17,6 = 62,488 \approx 62,5 \text{ квар.}$$

5. Визначаємо розрахункову повну потужність і  $\cos\varphi$  всього будівельного майданчика за формулами

$$S = \sqrt{P^2 + Q^2} = \sqrt{54^2 + 62,5^2} = 82,6 \text{ кВА;}$$

$$\cos\varphi = \frac{P}{S} = \frac{54}{82,6} = 0,864 .$$

3.3.6. Уточнюємо величини розрахункових потужностей з урахуванням коефіцієнта участі в максимумі навантаження  $K_m$ , який приймаємо рівним 0,85 за формулами

$$P_{\text{расч}} = K_M \cdot P = 54 \cdot 0,85 = 45,9 \text{ кВт};$$

$$Q_{\text{расч}} = K_M \cdot Q = 0,85 \cdot 62,5 = 53,1 \text{ квар};$$

$$S_{\text{расч}} = K_M \cdot S = 0,85 \cdot 82,6 = 70,2 \text{ кВА},$$

або

$$S_{\text{расч}} = \sqrt{P_{\text{расч}}^2 + Q_{\text{расч}}^2} = \sqrt{45,9^2 + 53,1^2} = 70,2 \text{ кВА}.$$

Таким чином, повна розрахункова потужність всього будівельного майданчика  $S_{\text{расч}} = 70,2 \text{ кВА}$ ; виходячи з цього значення можна вибрати потужність трансформатора понижувальної трансформаторної підстанції.

3.3.7. Обираємо компенсуючий пристрій для підвищення коефіцієнта потужності електрообладнання будівельного майданчика, отриманого в результаті розрахунків в прикладі I, від величини 0,864 до величини 0,95.

Відповідно до формули розраховуємо реактивну потужність компенсуючого пристрою:

$$Q_{\text{ку}} = P_{\text{расч}} (\tan \varphi_1 - \tan \varphi_2),$$

$$Q_{\text{ку}} = 45,9 \cdot (0,582 - 0,328) = 11,65 \text{ квар}.$$

З таблиці за результатами розрахунку вибираємо для компенсації косинусні конденсатори типу КМ-0, 38-13 номінальною потужністю . квар13 н  $\square Q$

3.3.8. Обираємо силовий трансформатор для будівельного майданчика за результатами розрахунків:

$$\text{Вихідними даними є: } P_{\text{расч}} = 45,9 \text{ кВт}; Q_{\text{расч}} = 53,1 \text{ кВАр};$$

$$S_{\text{расч}} = 70,2 \text{ кВА}; Q_{\text{ку}} = 11,65 \text{ кВАр}.$$

Розраховуємо реактивну потужність будмайданчика з урахуванням потужності компенсуючого пристрою по формулі:

$$Q' = Q_{\text{расч}} - Q_{\text{ку}} = 53,1 - 11,65 = 41,45 \text{ кВАр}.$$

Визначимо повну розрахункову потужність будмайданчика по формулі:

$$S' = \sqrt{(P')^2 + (Q')^2} = \sqrt{45,9^2 + 41,045^2} = 61,84 \text{ кВА}.$$

На основі результатів, отриманих у другому пункті, та за допомогою таблиці робимо попередній вибір трансформатора, виходячи з того, що бажана більша потужність трансформатора.

Вибираємо трансформатор ТМ-63/10 кВ. 63 en □ S

Розрахуємо втрати трансформатора.:

$$\begin{aligned}\Delta P &= 0,02 \cdot S_{\text{тр}} = 1,26 \text{ кВт}; \\ \Delta Q_{\text{тр}} &= 0,02 \cdot S_{\text{тр}} = 7,56 \text{ кВАр}.\end{aligned}$$

Визначаємо загальні розрахункові потужності будмайданчика за формулами:

$$\begin{aligned}P_{\text{тр}} &= P + \Delta P_{\text{тр}} = 45,9 + 1,26 = 47,16 \text{ кВт}; \\ Q_{\text{общ}} &= Q' + \Delta Q_{\text{тр}} = 41,45 + 7,56 = 49,01 \text{ кВА}; \\ S_{\text{общ}} &= \sqrt{(P_{\text{общ}})^2 + (Q_{\text{общ}})^2} = \sqrt{47,16^2 + 49,01^2} = 68 \text{ кВА}\end{aligned}$$

Перевіряємо співвідношення. У нашому випадку умова не виконується, тобто  $S_{\text{тр}} < S_{\text{общ}}$ . У зв'язку з цим по таблиці можна вибрати трансформатор більшої потужності, а саме трансформатор типу ТМ-100/10, номінальною потужністю 100 кВА.

Однак такий вибір не є оптимальним, оскільки трансформатори працюють при високих навантаженнях. У цьому випадку доцільніше використовувати два трансформатори з меншою потужністю. Потужність кожного трансформатора визначається наступними умовами.  $S_{\text{тр}} = 0,65 \cdot S_{\text{общ}}$ , де  $S_{\text{общ}}$ ;

де - загальна потужність будмайданчика, отримана в попередньому пункті цього розділу.

Таким чином, виходячи з вищесказаного, проводимо кінцевий вибір трансформатора:

$$S_{\text{тр}} = 0,65 \cdot S_{\text{общ}} = 0,65 \cdot 68 = 44,2 \text{ кВА}$$

Залежно від застосування слід вибрати два трансформатори типу ТМ-63/10 потужністю 63 кВА кожен.

3.3.9 Визначити центр електричного навантаження на будівельному майданчику на основі координат окремих об'єктів та результатів розрахунків потужності, наведених у таблиці 2. цих об'єктів

### **3.4. Каленарний граїк виконання робїт.**

Каленарний граїк виконання робїт. Календарни графік виконання робїт - наважливїша частина ППР - є керївним оперативним документом щодо виконання всїх будївельно - монтажних робїт. При його розробці виходимо з таких основних положень: - тривалїсть будївництва об'єкта не повинна перевищувати нормативну; тривалїсть будївництва об'єкта не повинна перевищувати нормативну; - виконання робїт проводиться із застосуванням прогресивних методїв будївельно - монтажних робїт виконання робїт проводиться із застосуванням прогресивних методїв будївельно - монтажних робїт при економїчно доцїльною механїзацїї будївельних процесїв, високїй якостї та безпеки праці; - календарним графіком передачається максималне сумїення будївельно - монтажних робїт з календарним графіком передачається максималне сумїення будївельно - монтажних робїт з дотриманням вимог технологїї будївельного виронїцтва; - завантаення роочих бригад і механїзмїв повинна буди рївномїрною і безперебойною. завантаення роочих бригад і механїзмїв повинна буди рївномїрною і безперебойною.

3.4.1. Відомїсть осягїв, трудоємностей і потреби машино-змїнн. Відомїсть осягїв, трудоємностей і потреби машино-змїнн. Вихїдними даними для визначення обсягїв будївельно - монтажних робїт є розробоений план об'єкта, розрїз і перетин стїн будївлї, а тако ж об'ємно - планувальнї та конструктивнї характеристики. Пїдрахунок обсягїв робїт проводиться згїдно правил обчислення обсягїв робїт в оїницях, прийнятих РЕКН для вїдповїдих вїдїв робїт. Для робїт пїдготовчого перїоду, внутрїшнїх, сантехнїчних, електромонтажних та їших спецїальних робїт, обсяги в даному проєкті проставляються в людино-днях і визначаються вїдомїстю трудомїсткостї робїт. В обсягах робїт враховуються роботи, пов'язанї з охороною праці (наприклад, навішування льюок, сходїв, влаштування рїштування і їх перестановка. Трудомїсткїсть робїт і потреба в машино-змїнах розраховуються на пїдставї обсягїв огороження і т.п.)"

3.4.2. Графік поставки а об'єкті будівельних конструкцій, виробів, матеріалів і робіт і РЕКН. Графік поставки а об'єкті будівельних конструкцій, виробів, матеріалів і робіт і РЕКН. Визначення потреби в будівельних конструкціях, виборах, матеріалах і устаткуванні для улаштування будівництва будівлі проводиться на підставі відомості обсягу робіт з урахуванням витрат конструкцій, матеріалів або виробів за нормами на одиницю робіт згідно РЕКН.

Таблиця 3.2.2. - Потреба в будівельних конструкціях, матеріалах і виробих

Будівельні матеріали, вироби і конструкції			
С14.24-11599	Бетона суміш	м3	95.76
С111-1173	Прокат арматурний	т	4.9
С14.12-859	Віконні, дверні блоки	м2	42
С111-388	Фарба, шпатлівка, клей	т	3.52
С14.22-10932	Керамічна цегла	1000 шт	98.74
С111-287	Керамогранітна плитка	м2	520
С14.18-8847	Плити армстронг	м2	908,24
С111-1836	Металеві конструкції	т	3,6
С114-97	Гідроізоляція, утеплбач	100м2	0,43
С121-393- 1	Огорожа сходів	100 м	0,153

### 3.5. Будівельний генеральний план на стадії зведення надземної частини будівлі.

Будівельний генеральний план на стадії зведення надземної частини будівлі

Будгенплан розроблений на стадії зведення надземної частини будівлі і передбачає:

- влаштування тимчасових автодоріг з покриттям відвальним шлаком. Дороги забезпечують влаштування тимчасових автодоріг з покриттям відвальним шлаком. Дороги забезпечують можливість проїзду транспортних засобів по будівельному майданчику. Ширина автодороги від 3.5 до 6 м;

- вертикальне планування з зрізанням рослинного шару 0.3 м; вертикальне планування з зрізанням рослинного шару 0.3 м;

- влаштування тимчасових адміністративно-господарських та санітарно-побутових влаштування тимчасових адміністративно-господарських та санітарно-побутових будівель;

- пристрій складського господарства, що передбачає відкриті і закриті склади;  
пристрій складського господарства, що передбачає відкриті і закриті склади;

- пристрій охоронного освітлення та робочого освітлення, необхідного для роботи в другу пристрій охоронного освітлення та робочого освітлення, необхідного для роботи в другу зміну.

Складування будівельних матеріалів і конструкцій здійснюється на прокладках і підкладках, між штабелями передбачені проходи не менше 1 м. На період виконання робіт встановити небезпечну зону, позначивши її знаками безпеки. До початку будівельно-монтажних робіт необхідно виконати знесення будівель і зелених насаджень, спланувати будівельний майданчик. Грунт вивезти за межі будівельного майданчика на відстань 15 км. Організувати тимчасову дорогу, поєднати її з проєктованою і існуючим асфальтовим покриттям. Будівельний майданчик захистити інвентарним парканом.

При проектуванні доріг повинні витримуватися відстані:

- між дорогою і складської майданчиком 0,5-1 м; між дорогою і складської майданчиком 0,5-1 м;

- дорогий і парканом не менше 1,5 метра. дорогий і парканом не менше 1,5 метра. Ширина тимчасових доріг при односторонньому русі повинна бути не менше 3 метрів, при двосторонньому - не менше 6 метрів. Радіус заокруглення доріг (внутрішньомайданчикових) приймається, залежно від виду транспорту та г12...30 м. Дороги доцільно робити кільцевими, а при необхідності тупиків, передбачається майданчик для розвороту машин розміром не менше 12x12 метрів. Місця установки монтажних механізмів повинні відповідати технологічній карті. Розташування будівельного господарства на майданчику повинно забезпечувати: -

найкоротші шляхи переміщення матеріалів при мінімальній кількості перевантажень; найкоротші шляхи переміщення матеріалів при мінімальній кількості перевантажень; - найменшу протяжність і економічність споруди при експлуатації тимчасових мереж водо-, найменшу протяжність і економічність споруди при експлуатації тимчасових мереж водо-, електропостачання. Криті склади розташовують біля кордону зони дії крана, а відкриті - всередині зони. Побутові будівлі і приміщення повинні знаходитися на відстані не менше 50 метрів

від об'єктів, що виділяють пил, газ. Відстань від робочих місць до вбиралень, душових, умивальних має бути не менше 50 метрів, не більше 500 метрів; до вбиралень не більше 100 метрів, до приміщень для обігріву робітників - не більше 150 метрів. Тимчасові мережі водопроводу, каналізації, електропостачання у своєму розпорядженні на вільній території будмайданчика. Зовнішнє освітлення влаштовується на опорах по периметру будмайданчика поза зоною дії крана. Пожежні гідранти розташовують через 100 метрів на постійному водопроводі, до них влаштовуються проїзди. Видалення їх від доріг повинно бути не більше 2 метрів.

Будмайданчик захищається по периметру на відстані не менше 2 метрів від краю проїжджої частини дороги, тимчасових складів, будівель. Огорожа може бути тимчасовим і постійним. У ньому влаштовуються ворота з написами "Вїзд" та "Виїзд". Також захищається небезпечна зона.

До зон постійно діючих небезпечних виробничих факторів відносяться зони:

- поблизу від неізолюваних струмоведучих частин електроустановок;
- поблизу від неізолюваних струмоведучих частин електроустановок;
- поблизу від неогороджених перепадів по висоті на 1.3 м і більше - смуга шириною до 2 м;
- поблизу від неогороджених перепадів по висоті на 1.3 м і більше - смуга шириною до 2 м;
- в місцях, де містяться шкідливі речовини в концентраціях вище гранично допустимих. в місцях, де містяться шкідливі речовини в концентраціях вище гранично допустимих.

До зон потенційно діючих небезпечних виробничих факторів відносяться:

- ділянки території поблизу споруджуваного будинку;
- ділянки території поблизу споруджуваного будинку;
- поверхи однієї захватки, над якими відбувається монтаж конструкцій або обладнання; поверхи однієї захватки, над якими відбувається монтаж конструкцій або обладнання; - зони переміщення машин, обладнання або їх частин; зони переміщення машин, обладнання або їх частин; - місця, над якими

відбувається переміщення вантажів монтажними кранами. місця, над якими відбувається переміщення вантажів монтажними кранами.

### **3.6. Розрахунок небезпечних зон**

Розрахунок небезпечних зон Небезпечні зони повинні мати сигнальне огороження. Проектом передбачаються збірно-розбірні захисні огороження. Висота огорожі території будівельного майданчика повинна бути не менше 2 м; захисної огорожі ділянок виробництва робіт і баштового крана - 1.2 м. Межі небезпечних зон встановлюють згідно ДБН А.3.2.-2.2009. Знаки, які забороняють вхід в зону, встановлюються по периметру огорожі через 30 м. Відстань між стояками сигнального огороження - не більше 6 м. При підйомі конструкцій баштовим краном радіус небезпечної зони визначається за формулою:

$$R_{o.z.} = R_{стр} + 0,5 L + \Delta R$$

де  $R_{стр}$  - радіус повороту стріли при максимальному вильоті, м.

При будівництві проектованої будівлі  $R_{стр} = 15,6$  м;  $L$  - довжина конструкції. Максимальний розмір плити перекриття 6,0 м;  $\Delta R$  - відстань відльоту, 7 м.

$$R_{o.z.} = 15,6 + 6,0/2 + 7 = 25,6 \text{ м. 4.3.2.}$$

Розрахунок складського господарства

Розрахунок складського господарства На будівельному майданчику планується матеріалів, перерахованих в табл. 4.2.2

Найбільший добовий витрата матеріалу визначається за формулою:

$$P_z = P * K_1 * K_2 / T$$

де  $P$  - кількість матеріалів, необхідних для виконання роботи протягом розрахункового періоду;  $K_1$  - коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів на склади. При доставці матеріалів автомобільним транспортом  $K_1 = 1.1$ ;  $K_2 = 1.3$  - коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів;  $T$  - тривалість розрахункового періоду виконання роботи, протягом якого споживаються матеріали, дн.

Прийнятий запас на складі в натуральних показниках визначається за

$$\text{формулою: } P_{п} = P_c * t_n$$

Корисна площа складу без проходів визначається за формулою:

$$F = P / V$$

де  $V$  - норма зберігання матеріалу на 1 м<sup>2</sup> площі складу.

Нормативна кількість матеріалів, конструкцій і деталей, що підлягають зберігання на 1 м<sup>2</sup> площі складу, визначається за довідковими даними.

Загальна розрахункова площа складу визначається за формулою:

$$S = F/\beta$$

де  $\beta$  - коефіцієнт на проходи.

Для закритих універсальних складів зі стелажами  $\beta=0,35-0,4$ ; для закритих складів при штабельному зберіганні вантажів у бочках або мішках  $\beta=0,4-0,6$ ; для складів-навісів  $\beta=0,4-0,5$ ; для відкритих складів лісоматеріалів  $\beta=0,4-0,5$ ; для відкритих складів металу  $\beta=0,5-0,6$ .

Таблиця 3.6.1 – Відомість розрахунку складів

Споживачі	Одиниця витрати	Кільк. в зміну	Питомна витрата	Виробничі витрати $\sum q$	Витрати води Q, л/с
1. Споживання (питома витрата на 1 маш.)	1 маш.	8	400	3200.0	0.16
2. Технологічні процеси					
маш. робіт	м <sup>2</sup>	108	5	695	
інструм. для готовності розчинів	м <sup>2</sup>	108	4	772	
просоч. дверей і вікон	шт	50	5	250	
Разом				1957	0.10
3. Санітарно-побутові потреби					
господарські потреби	чол	30	15	870	
їдальня	чол	35	15	870	
Всього щоденних				2610	
4. Пожежогасіння				1740	
Разом					10.75

### 3.7 Розрахунок тимчасових будівель і споруд

Розрахунок тимчасових будівель і споруд Для проектування тимчасових побутових будівель і споруд визначається розрахункова кількість робочих, інженерно-технічних працівників і службовців на підставі графіка руху робочої сили.

При будівництві заплановано 30 робочих в день при роботі в одну зміну.

Кількість ІТП - 5 людини.

Кількість службовців - 3.

Кількість працівників молодшого обслуговуючого персоналу - 3.

Загальна кількість працівників - 150 осіб.

Розрахунок тимчасових побутових будівель наведено в табл. 4.3.2 4.3.4.

Розрахунок тимчасового водопостачання

Розрахунок тимчасового водопостачання

На будівельному майданчику вода витрачається на виробничі, господарські та санітарно-побутові потреби, а також для гасіння пожеж. Розрахунковий витрата води визначається сумарно на основі календарного плану будівництва для періоду з найбільш інтенсивним водоспоживанням по кожному споживачеві на основі норм питомої витрати води.

Проектування тимчасового водопостачання виконується в такій послідовності:

- визначення потреби води по кожному споживачеві в зміну і загальної кількості води на об'єкті; визначення потреби води по кожному споживачеві в зміну і загальної кількості води на об'єкті;

- встановлення джерел водопостачання; встановлення джерел водопостачання;

- проектування на будгенпланом тимчасових мереж водопроводу з використанням запроектованих постійних; проектування на будгенпланом тимчасових мереж водопроводу з використанням запроектованих постійних;

- визначення діаметрів труб окремих ділянок водопроводу і їх протяжності; визначення діаметрів труб окремих ділянок водопроводу і їх протяжності;

- для розбору питної води передбачаються сатураторні установки і питні фонтанчики. для розбору питної води передбачаються сатураторні установки і питні фонтанчики. Місця для розбору питної води розташовуються на відстані не більше 75 м від найбільш віддаленого робочого місця.

Таблиця 4.3.2 – Розрахунок площі тимчасових будівель

Номенклатура будівель	Розрахункова кількість	Значення показника	Площа за розрахунком	Прийнято будівель	Тип	Розмір	Прийнята площа	Кількість будівель
-----------------------	------------------------	--------------------	----------------------	-------------------	-----	--------	----------------	--------------------

Контора виконроба	5	3	15	передбачені	2,7×6	16,2	1	
Прохідна	1	3	3	контейнер	2,7×3	8,1	1	
Гардероб	30	0,6	18	контейнер	3×6	18	1	
Душова	30	0,6	9	контейнер	2,7×6	32,4	2	
Умивальня	15	0,82	12,3	контейнер	3×3	9	1	
Туалет	15	0,1	1,5	контейнер	2,7×3	8,1	1	
Їдальня	15	0,25	3,75	контейнер	2,7×3	8,1	1	
Разом							99,9	

Таблиця 4.3.3 – Витрата води для тимчасового водопостачання

Номенклатура будівель	Розрахункова кількість	Значення показника	Площа за розрахунком	Прийнято будівель	Тип	Розмір	Прийнята площа	Кількість будівель
Контора виконроба	5	3	15	передбачені	2,7×6	16,2	1	
Прохідна	1	3	3	контейнер	2,7×3	8,1	1	
Гардероб	30	0,6	18	контейнер	3×6	18	1	
Душова	30	0,6	9	контейнер	2,7×6	32,4	2	
Умивальня	15	0,82	12,3	контейнер	3×3	9	1	
Туалет	15	0,1	1,5	контейнер	2,7×3	8,1	1	
Їдальня	15	0,25	3,75	контейнер	2,7×3	8,1	1	
Разом							99,9	

Тимчасових внутрішньомайданчикових водопостачання здійснюється шляхом підключення до діючої системи водопостачання, прокладається із сталевих труб. Розрахунковий витрата води визначається за формулою:

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{пож}}$$

де  $Q_{\text{общ}}$  - розрахункова витрата води на виробничі потреби;  $Q_{\text{пр}}$  - витрата води на виробничі потреби;  $Q_{\text{хоз}}$  - витрата води на господарські і санітарно-побутові потреби.

Будівельний майданчик розташована поза зоною діючих пожежних гідрантів. Секундний витрата води на виробничі потреби визначається за формулою:

$$Q_{\text{пр}} = K_1 \sum q_c / 8 * 3600$$

де  $q_c$  - Загальновиробничі витрати кожного окремого споживача води, одержуваний як добуток норми витрати вода на обсяг робіт в зміну;

$$Q_{\text{хоз}} = (K_2 * N * A / 8 * 3600) + (K_3 * 0.4 * N * A / \text{витребування} * 60)$$

де  $K_2 * N * A / 8 * 3600$  - витрата води на господарсько-побутові потреби;  $K_3 * 0.4 * N * A / \text{витребування} * 60$  - витрата води на душові установки;

8 - тривалість зміни; N - максимальне число працюючих в зміну; 0,4 - знижує коефіцієнт користуються душем; A - побутове споживання води одним

працівником на будмайданчику;  $K_2=1.5$  - коефіцієнт змінної нерівномірності водоспоживання;

$A_1$  - витрата води на 1 робітника, який користується душем; витребування - тривалість роботи душової установки.

Результати розрахунку зводяться в табл. 4.3.3.

#### 4.3.5. Розрахунок тимчасового електропостачання

Споживачами електроенергії на будівельному майданчику є:

- машини та механізми, електроінструмент, які беруть участь у виробничому процесі; машини та механізми, електроінструмент, які беруть участь у виробничому процесі;

- роботи, пов'язані з технологічним процесом (електропрогрів бетону, цегляної роботи, пов'язані з технологічним процесом (електропрогрів бетону, цегляної кладки, відігрівання ґрунту, електрозварювання тощо);

- освітлювальна арматура, прилади для внутрішнього і зовнішнього освітлення. освітлювальна арматура, прилади для внутрішнього і зовнішнього освітлення. Вони визначаються на підставі календарного плану виконання робіт, графіка роботи машин і механізмів в період максимального споживання електроенергії на об'єкті, що будується.

При розробці проекту вирішуються наступні завдання:

- визначається потрібна трансформаторна потужність з урахуванням виробничих і визначається потрібна трансформаторна потужність з урахуванням виробничих і технологічних потреб, а також потреб для зовнішнього та внутрішнього освітлення;

- вибираються джерела електроенергії. вибираються джерела електроенергії.

#### 4.3.6. Техніко–економічні показники будгенплану

Площа будівельного майданчика – 4270 м<sup>2</sup>

Площа будівлі, що будується – 725,1 м<sup>2</sup>

Площа тимчасових будівель – 313,5 м<sup>2</sup>

Компактність будгенплану – 10%

Коефіцієнт використання площі – 0,23

## 4. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

### ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

#### Адмінбудівля лікарні у м. Долина Івано–Франківської обл

Будівництво розташоване на території ..... області.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

- Збірники ресурсних елементних кошторисних норм на монтаж устаткування, технологічних трубопроводів, контроль якості зварних з'єднань. КНУ РЕКНму;
- Укладання трубопроводів з двошарових гофрованих труб "КОРСІС" для безнапірної каналізації. СОУ Б Д.2.2-33090871-001: 2012;
- Збірники ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно - будівельні роботи. КНУ РЕКНр;
- Збірники ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи. КНУ РЕКНб;
- Будівельні матеріали, вироби і конструкції;
- Перевезення ґрунту і сміття;
- Каталог поштучних виробів, конструкцій, типових вузлів і деталей;
- Устаткування і матеріали;

Вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Мінрегіонбуду України .

Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до показників Додатка 18 Настанови з визначення вартості будівництва

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

Показник ліміту коштів на зведення та розбирання титульних тимчасових будівель і споруд (С15 = 1), Настанова [4.18 - 4.23]	0,950	%	00
Показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (К = 0,9), Настанова [4.25]	0,450	%	00
Відсоток для визначення ліміту коштів на утримання служби замовника, Настанова [4.32]	1,00	%	
Відсоток для визначення ліміту коштів на здійснення технічного нагляду, Настанова [4.32]	1,50	%	
Показник для визначення вартості проектних робіт, Настанова [4.34]	6,83	%	
Показник витрат на покриття ризиків усіх учасників будівництва, Настанова [4.40]	2,50	%	
Кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з розрахунку закінчення будівництва у ..			
Прогнозний рівень інфляції в будівництві першого року будівництва, коефіцієнт, Настанова [4.41]	1,322		
Показник для визначення розміру кошторисного прибутку, Настанова [4.38]	18,11	грн./люд.г од	
Показник для визначення розміру адміністративних витрат, Настанова [4.39]	5,06	грн./люд.г од	

Загальна кошторисна трудомісткість	33,40	тис.люд.г
	363	од
Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах	28,40	тис.люд.г
	8	од
Загальна кошторисна заробітна плата	2962,	тис.грн.
	637	
Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості (при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 171,17 люд.год та розряді робіт 3,8)	1500	грн.
	0,00	

Всього за зведеним кошторисним розрахунком:	3170	тис.грн.
у тому числі:	3,869	
будівельні роботи -	2443	тис.грн.
	2,101	
вартість устаткування -	-	тис.грн.
інші витрати -	1987,	тис.грн.
	790	
податок на додану вартість -	5283,	тис.грн.
	978	

Примітка:

1. Дані про структуру кошторисної вартості будівництва наведені у документі "Підсумкові вартісні параметри".

Склав:

Пере  
вірив  
:

( назва організації, що затверджує )

**Затверджено (схвалено)**

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 31703,869 тис. грн.  
В тому числі зворотних сум 22,358 тис. грн.

( посилання на документ про затвердження )

" " \_\_\_\_\_ 20 р.

**ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА №**

**Адмінбудівля лікарні у м. Долина Івано–Франківської обл**

Складений за поточними цінами станом на 4 квітня 2023 р.

№	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			
			будівельних	робіт устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
1	02-01	<b>Глава 2. Об'єкти основного призначення</b> Адміністративно-господарський блок	12166,0 26	-	-	12166,0 26
		-----	-----	-----	-----	-----
		---	---	---	---	---
		<b>Разом по главі 2:</b>	12166,0 26	-	-	12166,0 26
		<b>Глава 6. Зовнішні мережі та споруди водопостачання, водовідведення, тепlopостачання та газопостачання</b>				
2	06-01	Зовнішні мережі водопостачання	221,507	-	-	221,507
3	06-02	Зовнішні мережі каналізації ( водовідведення)	247,109	-	-	247,109

		-----	-----	-----	-----	-----
		---	---	---	---	---
		<b>Разом по главі 6:</b>	468,616	-	-	468,616
4	07-01	<b>Глава 7. Благоустрій та озеленення території</b> Мережа зовнішнього освітлення	237,740	-	-	237,740

1	2	3	4	5	6	7
5	07-02	Благоустрій території	2817,35 1	-	-	2817,35 1
		----- ---	----- -----	----- -----	----- -----	----- -----
		<b>Разом по главі 7:</b>	3055,09 1	-	-	3055,09 1
		<b>Разом по главах 1-7:</b>	15689,7 33	-	-	15689,7 33
		<b>Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди</b>				
6	Настанова [4.18 - 4.23]	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених проектом (робочим проектом)	149,052	-	-	149,052
		----- ---	----- -----	----- -----	----- -----	----- -----
		<b>Разом по главі 8:</b>	149,052	-	-	149,052
		<b>Разом по главах 1-8:</b>	15838,7 85	-	-	15838,7 85
		<b>Глава 9. Кошти на інші роботи та витрати</b>				
7	Настанова [4.25]	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період (0,5X0,9)%	71,275	-	-	71,275
		----- ---	----- -----	----- -----	----- -----	----- -----
		<b>Разом по главі 9:</b>	71,275	-	-	71,275
		<b>Разом по главах 1-9:</b>	15910,0 60	-	-	15910,0 60
		<b>Глава 10. Утримання служби замовника та інжинірингові послуги</b>				
8	Настанова [4.32]	Кошти на утримання служби замовника (1 %)	-	-	159,101	159,101
9	Настанова [4.32]	Кошти на здійснення технічного нагляду (1,5 %)	-	-	238,651	238,651
		----- ---	----- -----	----- -----	----- -----	----- -----
		<b>Разом по главі 10:</b>	-	-	397,752	397,752
		<b>Глава 12. Проектні, вишукувальні роботи, експертиза та авторський нагляд</b>				
10	Настанова [4.34]	Вартість проектних робіт	-	-	1327,89 5	1327,89 5

1	Настанова [4.34]	Вартість експертизи проектної документації (К=1,1)	-	-	48,761	48,761
1	Настанова [4.35]	Кошти на здійснення авторського нагляду	-	-	-	-
2		-----	-----	-----	-----	-----
		<b>Разом по главі 12:</b>	-	-	1376,65	1376,65
					6	6
		<b>Разом по главах 1-12:</b>	15910,0	-	1774,40	17684,4
			60		8	68
	Настанова [4.38]	<b>Кошторисний прибуток (П)</b>	604,940	-	-	604,940
	Настанова [4.39]	<b>Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ)</b>	-	-	169,022	169,022
	Настанова [4.40]	<b>Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва</b>	397,752	-	44,360	442,112
	Розрахунок N П-145	<b>Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами (І)</b>	7519,34	-	-	7519,34
			9			9

1	2	3	4	5	6	7
		<b>Разом</b>	24432,1	-	1987,79	26419,8
	Настанова [4.43]	<b>Податок на додану вартість</b>	01	-	0	91
			-	-	5283,97	5283,97
		<b>Всього по зведеному кошторисному розрахунку</b>	24432,1	-	8	8
			01	-	7271,76	31703,8
		<b>Зворотні суми</b>	-	-	-	22,358
		<b>у тому числі:</b>				
	Настанова [3.39]	- від тимчасових будівель і споруд(15 %)	-	-	-	22,358

Керівник проектної організації \_\_\_\_\_

Головний інженер проекту (Головний архітектор проекту) \_\_\_\_\_

Керівник відділу \_\_\_\_\_

## **5. ОЦІНКА ВПЛИВІВ НА НАВКОЛИШНЄ СЕРЕДОВИЩЕ**

Завданням дипломного проекту є оцінка впливу на якість повітря під час будівництва заводу..

### **5.1. Екологічні вимоги щодо будівельного майданчика**

Пропонована будівля розташована в місті Карш. Під час будівництва очікується, що наступні технічні процеси призведуть до утворення небезпечних речовин

- Заливка бетону з використанням бетононасосів з двигуном внутрішнього згоряння.

- Фарбування стін.

- Електрозварювання

Будівельний майданчик включає в себе споруджувані будівлі, тимчасові дороги, санітарно-побутові приміщення та склади. Розміри споруджуваної будівлі складають 31,5 x 20,0 м.

Тимчасові споруди будуються у вигляді блоків із завершеними внутрішніми частинами. Вони будуть доставлені на будівельний майданчик і підключені до точкових опор на рівні землі.

Для тепло-, електро- та водопостачання будуть використовуватися існуючі мережі. Тимчасове електропостачання буде підключено до існуючої мережі за допомогою проміжної вежі висотою 6000 мм. Водопостачання буде здійснюватися по замкнутій системі з очищенням і повторним використанням води.

Будівельні відходи, такі як бетонні камені, контейнери з-під лакофарбових матеріалів та бітумних мастил, збиратимуться та утилізуватимуться у спеціальних контейнерах.

### **5.2. Розрахунок кількості шкідливих речовин від будівельної техніки**

Кількість шкідливих речовин в автобетононасосах визначається за тією ж методикою, що і визначення кількості шкідливих речовин, що викидаються автотранспортом.

Автобетоновози на базі КАМАЗ-5511 та автобетононасоси на базі КАМАЗ-55312 (монолітний фундамент). Транспортні засоби будуть експлуатуватися в місті Каруш.

Ми визначили кількість шкідливих речовин, що викидаються в повітря від транспортних засобів, за такою формулою (1) [10]:

$$M_i = \sum g \times G_k \times K_m \times 10^{-3} \quad , \text{ де}$$

$M_i$  – кількість шкідливих речовин, що викидається у атмосферне повітря;

$g$  – питомий викид  $i$ -ої шкідливої речовини, за таблицею 6.1.;

$G_k$  – розхід палива  $k$ -го транспортного засобу;

$K_m$  – коефіцієнт, що враховує технічний стан  $k$ -го транспортного засобу на значення питомих викидів шкідливих речовин, за таблицею 6.2..

Знаходимо кількість CO одним автомобільним бетоновозом, за формулою 6.1.:

$$M_i = \sum g \times G_k \times K_m \times 10^{-3} = 41.5 \times 50 \times 1.5 \times 10^{-3} = 3.11 \text{ т.}$$

Таблиця 6.1. – Значення питомих викидів шкідливих речовин транспортними засобами

Тип транспортного засобу			Назва шкідливої речовини			
GCO	GC H	GNOx	GC		GSO	GP b
1	2	3	4	5	6	7
Вантажні автомобілі, що працюють від двигунів внутрішнього спалення	41.5	6.93	29. 6	3.8 5	5.0	-

Знаходимо кількість СН одним автомобільним бетоновозом, за формулою 6.1.:

$$M_i = \sum g \times G_k \times K_m \times 10^{-3} = 6.93 \times 50 \times 1.4 \times 10^{-3} = 0.485 \text{ т.}$$

Таблиця 6.2. – Значення коефіцієнту, що враховує технічний стан транспортного засобу

Тип транспортного засобу			Назва шкідливої речовини			
CO	CH	NOx	C		SO2	Pb
1	2	3	4	5	6	7

Вантажні автомобілі, що працюють від двигунів внутрішнього спалення	1.5	1.4	0.95	1.8	1.0	1.0
---------------------------------------------------------------------------------	-----	-----	------	-----	-----	-----

Знаходимо кількість NO<sub>x</sub> одним автомобільним бетоновозом, за формулою 6.1.:

$$M_i = \sum g \times G_k \times K_m \times 10^{-3} = 29.6 \times 50 \times 0.95 \times 10^{-3} = 1.406 \text{ т.}$$

Знаходимо кількість С одним автомобільним бетоновозом, за формулою 6.1.:

$$M_i = \sum g \times G_k \times K_m \times 10^{-3} = 3.85 \times 50 \times 1.8 \times 10^{-3} = 0.347 \text{ т.}$$

Знаходимо кількість С одним автомобільним бетоновозом, за формулою 6.1.:

$$M_i = \sum g \times G_k \times K_m \times 10^{-3} = 3.85 \times 50 \times 1.8 \times 10^{-3} = 0.347 \text{ т.}$$

Знаходимо кількість SO<sub>2</sub> одним автомобільним бетоновозом, за формулою 6.1.:

$$M_i = \sum g \times G_k \times K_m \times 10^{-3} = 5 \times 50 \times 1.0 \times 10^{-3} = 0.25 \text{ т.}$$

### 5.3. Розрахунок кількості шкідливих речовин при виконанні фарбувальних робіт

Тип фарби – Ceresit СТ-51

Розхід фарби – 1500 кг.

Склад фарби:

Ацетон-17,4%

Водна дисперсія акрилової смоли – 50,4 %.

Бутилацетат – 8 %.

Толуол –24,2%.

Частина розчинника, що летить – 45,2 %.

Сухий залишок – 54,8%.

Визначаємо кількість фарби, що виділяється у вигляді аерозолю, за формулою (3) [10]:

$$P_{\phi}^a = \frac{m_k \times \delta_k}{100}, \text{ де}$$

Пф.<sup>а</sup>. – кількість фарби, що виділяється у вигляді аерозолю;

$m_k$  – кількість фарби, що використовується при фарбуванні,  $m_k = 1500$  кг;  
 $\delta_k$  – частина фарби, що витрачена у вигляді аерозолю,  $\delta_k = 30$  % за  
таблицею 3. [10].

Знаходимо кількість фарби, що виділяється у вигляді аерозолю, за формулою 6.2.:

$$П_{\phi}^a = \frac{m_k \times \delta_k}{100} = \frac{1500 \times 30}{100} = 450 \text{ кг.}$$

Визначаємо вагу (ацетону), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні, за формулою (4.) [10]:

$$П_{\phi}^n = \frac{m_k \times f_p \times \delta_p'}{10^4}, \text{ де}$$

$П_{\phi}^n$  – вага шкідливих речовин (ацетону), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні;

$m_k$  – кількість фарби, що використовується при фарбуванні,  $m_k = 1500$  кг;

$f$  – частина розчинника (ацетон) у фарбі,  $f = 17,4$  %, за таблицею 4. [10];

$\delta_p'$  – частка розчинника, що видаляється під час фарбування,  $\delta_p' = 25$  %, за  
таблицею 3. [10].

Визначаємо вагу (ацетону), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні, за формулою 6.3.:

$$П_{\phi}^n = \frac{m_k \times f_p \times \delta_p'}{10^4} = \frac{1500 \times 17,4 \times 25}{10^4} = 65,25 \text{ кг.}$$

Визначаємо вагу (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні, за формулою (4.) [10]:

$$П_{\phi}^n = \frac{m_k \times f_p \times \delta_p'}{10^4}, \text{ де}$$

$П_{\phi}^n$  – вага шкідливих речовин (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні;

$m_k$  – кількість фарби, що використовується при фарбуванні,  $m_k = 1500$  кг;

$f$  – частина розчинника (водної дисперсії акрилової смоли) у фарбі,  $f = 50,4$  %, за таблицею 4. [10];

$\delta_p'$  – частка розчинника, що видаляється під час фарбування,  $\delta_p' = 25$  %, за  
таблицею 3. [10].

Визначаємо вагу (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні, за формулою 7.4.:

$$П_{\phi}^n = \frac{m_k \times f_p \times \delta_p'}{10^4} = \frac{1500 \times 50,4 \times 25}{10^4} = 189,0 \text{ кг.}$$

Визначаємо вагу (бутилацетат), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні, за формулою (4.) [10]:

$$П_{\phi}^n = \frac{m_k \times f_p \times \delta_p'}{10^4}, \text{ де}$$

Пф.п. – вага шкідливих речовин (бутилацетат), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні;

тк. – кількість фарби, що використовується при фарбуванні, тк. = 1500 кг;

f – частина розчинника (бутилацетат) у фарбі, f = 8 %, за таблицею 4. [1];

$\delta_p'$  – частка розчинника, що видаляється під час фарбування,  $\delta_p' = 25$  %, за таблицею 3. [10].

Визначаємо вагу (ацетону), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні, за формулою 7.4.:

$$П_{\phi}^n = \frac{m_k \times f_p \times \delta_p'}{10^4} = \frac{1500 \times 8 \times 25}{10^4} = 30 \text{ кг.}$$

Визначаємо вагу (толуол), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні, за формулою (4.) [10]:

$$П_{\phi}^n = \frac{m_k \times f_p \times \delta_p'}{10^4}, \text{ де}$$

Пф.<sup>п</sup>. – вага шкідливих речовин (толуол), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні;

тк. – кількість фарби, що використовується при фарбуванні, тк. = 1808 кг;

f – частина розчинника (толуол) у фарбі, f = 24,2 %, за таблицею 4. [1];

$\delta_p'$  – частка розчинника, що видаляється під час фарбування,  $\delta_p' = 25$  %, за таблицею 3. [10].

Визначаємо вагу (ацетону), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні, за формулою 6.6.:

$$П_{\phi}^n = \frac{m_k \times f_p \times \delta_p'}{10^4} = \frac{1500 \times 24,2 \times 25}{10^4} = 90,75 \text{ кг.}$$

Визначаємо кількість шкідливої речовини (ацетону), що видаляється під час сушки, за формулою (5.) [10]:

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta_c'}{10^4}, \text{ де}$$

Пф.<sup>с</sup>. – кількість шкідливої речовини (ацетону), що видаляється під час сушки;

$m_k$ . – кількість фарби, що використовується при фарбуванні,  $m_k = 1500$ кг;

$f$  – частина розчинника (ацетон) у фарбі,  $f = 17,4$  %, за таблицею 4. [10];

$\delta_p'$  – частка розчинника, що видаляється під час сушки,  $\delta_p' = 75$  %, за таблицею 3. [1].

Визначаємо вагу (ацетону), що видаляються у вигляді парів розчинника під час сушки, за формулою 5.7.:

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta_p'}{10^4} = \frac{1500 \times 17,4 \times 75}{10^4} = 195,75 \text{ кг.}$$

Визначаємо кількість шкідливої речовини (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляється під час сушки, за формулою (5.) [10]:

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta_c'}{10^4}, \text{ де}$$

Пф.<sup>с</sup>. – кількість шкідливої речовини (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляється під час сушки;

$m_k$ . – кількість фарби, що використовується при фарбуванні,  $m_k = 1500$ кг;

$f$  – частина розчинника (водної дисперсії акрилової смоли) у фарбі,  $f = 50,4$  %, за таблицею 4. [10];

$\delta_p'$  – частка розчинника, що видаляється під час сушки,  $\delta_p' = 75$  %, за таблицею 3. [1].

Визначаємо вагу (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляються у вигляді парів розчинника під час сушки, за формулою 6.8.:

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta_p'}{10^4} = \frac{1500 \times 50,4 \times 75}{10^4} = 567 \text{ кг.}$$

Визначаємо кількість шкідливої речовини (бутилацетат), що видаляється під час сушки, за формулою (5.) [1]:

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta_c'}{10^4}, \text{ де}$$

$П_{\phi}^c$  – кількість шкідливої речовини (бутилацетат), що видаляється під час сушки;

$m_k$  – кількість фарби, що використовується при фарбуванні,  $m_k = 1500$  кг;

$f$  – частина розчинника (бутилацетат) у фарбі,  $f = 8$  %, за таблицею 4. [10];

$\delta_p'$  – частка розчинника, що видаляється під час сушки,  $\delta_p' = 75$  %, за таблицею 3. [1].

Визначаємо вагу (бутилацетат), що видаляються у вигляді парів розчинника під час сушки, за формулою 5.9.:

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta_p'}{10^4} = \frac{1500 \times 8 \times 75}{10^4} = 90 \text{ кг.}$$

Визначаємо кількість шкідливої речовини (толуол), що видаляється під час сушки, за формулою (5.) [10]:

$$П_{\phi}^c = \frac{m_k \times f_p \times \delta_c'}{10^4}, \text{ де}$$

$П_{\phi}^c$  – кількість шкідливої речовини (толуол), що видаляється під час сушки;

$m_k$  – кількість фарби, що використовується при фарбуванні,  $m_k = 1500$  кг;

$f$  – частина розчинника (толуол) у фарбі,  $f = 24,2$  %, за таблицею 4. [10];

$\delta_p'$  – частка розчинника, що видаляється під час сушки,  $\delta_p' = 75$  %, за таблицею 3. [10].

Визначаємо вагу (толуол), що видаляються у вигляді парів розчинника під час сушки, за формулою 5.10.:

$$П_{\phi}^c = \frac{1500 \times 24,2 \times 75}{10^4} = 272,3 \text{ кг.}$$

Визначаємо загальну кількість шкідливих речовин, що видаляється під час фарбування:

$$П_{\text{ф.}}^{\text{ш.р.}} = П_{\text{ф.}}^{\text{а.}} + П_{\text{ф.}}^{\text{н.}} + П_{\text{ф.}}^{\text{н.}} + П_{\text{ф.}}^{\text{н.}} + П_{\text{ф.}}^{\text{н.}}, \text{ де}$$

$П_{\text{ф.}}^{\text{ш.р.}}$  – загальну кількість шкідливих речовин, що видаляється під час фарбування;

$П_{\text{ф.}}^{\text{а.}}$  – кількість фарби, що виділяється у вигляді аерозолі,  $П_{\text{ф.}}^{\text{а.}} = 450$  кг, за формулою 7.2.;

$П_{\text{ф.}}^{\text{н.}}$  – вага шкідливих речовин (ацетону), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні,  $П_{\text{ф.}}^{\text{н.}} = 65,25$  кг, за формулою 7.3.:

$П_{\text{ф.}}^{\text{н.}}$  – вага шкідливих речовин (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні,  $П_{\text{ф.}}^{\text{н.}} = 189,0$  кг, за формулою 5.4.:

$П_{\text{ф.}}^{\text{н.}}$  – вага шкідливих речовин (бутилацетат), що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні,  $П_{\text{ф.}}^{\text{н.}} = 30,00$  кг, за формулою 5.5.;

$П_{\text{ф.}}^{\text{н.}}$  – вага шкідливих речовин, що видаляються у вигляді парів розчинника при фарбуванні,  $П_{\text{ф.}}^{\text{н.}} = 90,75$  кг, за формулою 5.6..

Знаходимо загальну кількість шкідливих речовин, що видаляється під час фарбування, за формулою 5.11.:

$$П_{\text{ф.}}^{\text{ш.р.}} = П_{\text{ф.}}^{\text{а.}} + П_{\text{ф.}}^{\text{н.}} + П_{\text{ф.}}^{\text{н.}} + П_{\text{ф.}}^{\text{н.}} = 450 + 65,25 + 189 + 30 + 90,75 = 1020,75 \text{ кг.}$$

Визначаємо загальну кількість шкідливих речовин, що видаляється під час сушки:

$$П_{\text{с.}}^{\text{ш.р.}} = П_{\text{ф.}}^{\text{с.}} + П_{\text{ф.}}^{\text{с.}} + П_{\text{ф.}}^{\text{с.}} + П_{\text{ф.}}^{\text{с.}} + П_{\text{ф.}}^{\text{с.}}, \text{ де}$$

$П_{\text{с.}}^{\text{ш.р.}}$  – загальну кількість шкідливих речовин, що видаляється під час сушки;

$П_{\text{ф.}}^{\text{с.}}$  – вага шкідливих речовин (ацетону), що видаляються у вигляді парів розчинника під час сушки,  $П_{\text{ф.}}^{\text{с.}} = 195,75$  кг, за формулою 5.7.:

$П_{\text{ф.}}^{\text{с.}}$  – вага шкідливих речовин (водної дисперсії акрилової смоли), що видаляються у вигляді парів розчинника під час сушки,  $П_{\text{ф.}}^{\text{с.}} = 567,00$ кг, за формулою 5.8.:

$П_{\text{ф.}}^{\text{с.}}$  – вага шкідливих речовин (бутилацетат), що видаляються у вигляді парів розчинника під час сушки,  $П_{\text{ф.}}^{\text{с.}} = 90$  кг, за формулою 5.9.;

$П_{\text{ф.}}^{\text{с.}}$  – вага шкідливих речовин, що видаляються у вигляді парів розчинника під час сушки,  $П_{\text{ф.}}^{\text{с.}} = 273,3$  кг, за формулою 5.10..

Знаходимо загальну кількість шкідливих речовин, що видаляється під час сушки, за формулою 5.12.:

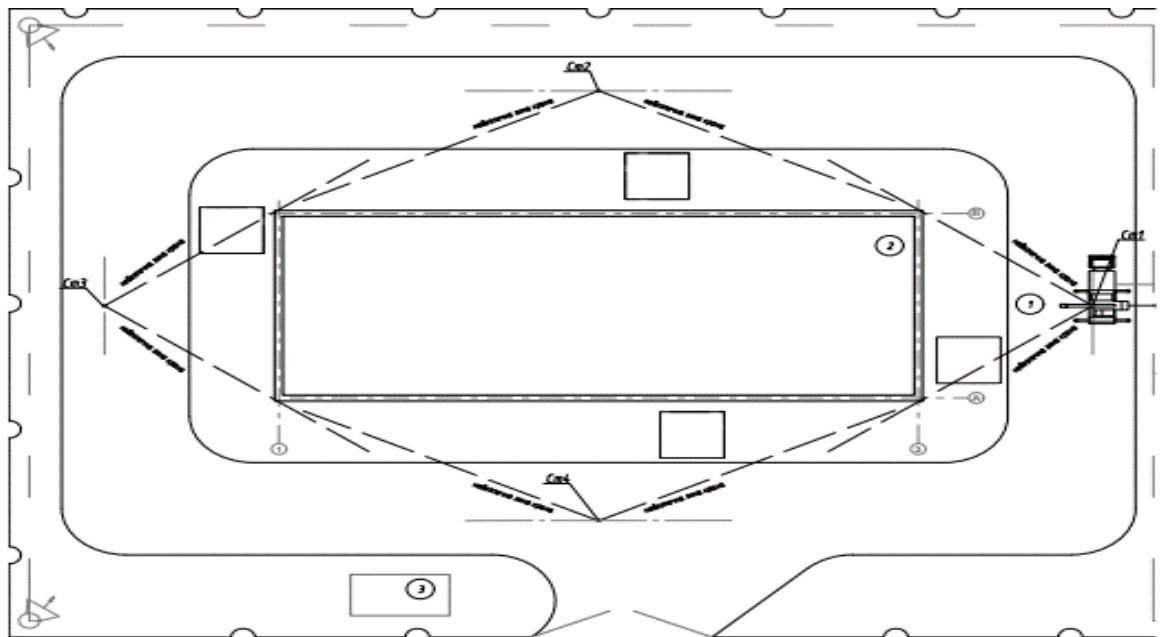
#### 5.4. Визначення суми екологічного податку

Екологічний податок визначено згідно з «Податковим кодексом України».

Вихідні дані та результати розрахунку наведено в таблиці 5.6

Таблиця 5.6 – Вихідні дані та результати розрахунку екологічного податку

Забруднююча речовина	Кількість, т	Ставка податку, грн./т	Сума податку, грн.
Оксид вуглецю	0,3120	92,37	28,82
Діоксид азоту	0,1465	2451,84	359,19
Діоксид сірки	0,0250	2451,84	61,3
Метан	0,0003	138,57	0,042
Оксид азоту	0,0008	2451,84	1,96
Сажа	0,0143	552,23	7,9
Бенз(а)пірен	0,0002	3121217,74	624,24
<b>Разом:</b>		<b>1083,25</b>	



- 1 – Стоянки крана: Джерело викидів шкідливих речовин під час роботи крана; 2. Будівля: Джерело викидів шкідливих речовин під час фарбування; 3. Місце розміщення майданчиків для збору сміття;

Рис.6.1. Схема розташування джерел викидів

## **Висновок**

У даній бакалаврській роботі було успішно виконано проєкт спорудження адміністративно-господарського блоку лікарні в м. Долина. Проєкт повною мірою відповідає поставленим завданням та враховує специфіку функціонування медичних закладів.

В ході роботи було детально проаналізовано нормативні вимоги до проєктування лікарень, розроблені архітектурно-будівельні рішення, що забезпечують оптимальне розміщення адміністративних приміщень, складів, технічних служб та зон обслуговування. Виконані інженерні розрахунки, включаючи системи опалення, вентиляції, водопостачання та каналізації, електропостачання, а також системи пожежної безпеки, демонструють комплексний підхід до проєктування. Обґрунтовано вибір сучасних будівельних матеріалів та технологій, що забезпечують довговічність, енергоефективність та комфортність експлуатації об'єкта.

Таким чином, розроблений проєкт є обґрунтованим, технічно реалізованим та економічно доцільним. Він створює міцну основу для подальшої практичної реалізації будівництва адміністративно-господарського блоку, що значно покращить функціонування лікарні в м. Долина та забезпечить високий рівень підтримки основної медичної діяльності. Робота Тараса Тушери демонструє його глибокі знання в галузі будівництва та здатність до самостійного виконання складних інженерних завдань.

## Список використаної літератури

1. Архітектура будівель та споруд. Книга 1. Основи проектування/ Гетун Г.В. Підручник для вищих навчальних закладів. – Видання друге перероблене та доповнене. – К.: Кондор-Видавництво. – 2012 р. – 380 с.
2. Архітектура будівель та споруд: у 4 ч. «Історія архітектури. Тестовий контроль знань» навчальний посібник Плоский В.О., Гетун Г.В., Віроцький В.Д., Криштоп Б.Г., Зайцев О.М. / – К.: КНУБА, 2012. – 110 с.
3. Багатоповерхові каркасно-монолітні житлові будинки/ Гетун Г.В., Криштоп Б.Г. – К.: КОНДОР, 2005. – 220 с.
4. Баженов В.А., Криксунов Е.З., Перельмутер А.В., Шишов О.В. Інформатика. Інформаційні технології в будівництві. Системи автоматизованого проектування. Підр. для вузів. – К.:Каравела, 2004.–260 с.
5. Вахненко В.П. Розрахунок і конструювання частин житлових і громадських споруд.-К., Будівельник,1992.
6. Вахненко П.Ф. Залізобетонні конструкції. – К.: Урожай, 1995. – 386 с.
7. ДБН В.2.2-9-99 "Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення". К.-1999.
8. ДБН В.2.6-31:2006. Теплова ізоляція будівель. К.-2006.
9. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи.- К.: Мінбуд України, 2006.
- 10.ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України.- К.: Мінбуд України, 2006.
- 11.ДБН В.2.6-98:2009 "Бетонні та залізобетонні конструкції"..- К.: Мінбуд України, 2009.
- 12.ДСТУ БВ.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. – К.: Мінбуд України, 2006.
- 13.ДСТУ Б В.2.6-156:2010 "Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону".
- 14.Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А.Я.Барашикова. – К.: Вища школа, 1987. – 416 с.
- 15.Зоценко Н.А., Яковлев А.П. Приклади розрахунку основ і фундаментів сільських споруд і будинків.-К., Будівельник,1996.

- 16.Залізобетонні конструкції: Підручник /А. Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова.- К.: ВШ, 1995. - 591с.:іл.
- 17.Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев, О. О. Петраков та ін. - Полтава: ПНТУ, 2004. – 568 с. 15
- 18.Клименко В.З. Конструкції з дерева та пластмас / В.З. Кліменко. – К.: Вища школа, 1995.
- 19.Клименко Ф.Е. Металеві конструкції / Ф.Е. Кліменко, В.М. Барабаш. – Львів: Світ, 1994.
- 20.Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморкалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В. 2.6-98: 2009: Методичні вказівки.- К.:КНУБА, 2012.- 62с.
- 21.Правила безпечної експлуатації електроустаткування для споживачів. - К.: Основа, 1998.- 384с.
- 22.С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко та ін. «Організація будівництва. Підручник». – К.: Кондор, 2007.-521с.
- 23.Сафонов В.В. та ін. Охорона праці при виготовлені і монтажі металевих конструкцій. - К.: Основа, 1993. - 280 с .
- 24.Технология строительного производства /Под ред. О.О. Литвинова, Ю.И. Белякова. - К.: Вища шк., 1985.
- 25.Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. - К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
- 26.Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-2009. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 74 с.
- 27.Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків: ДБН В.2.2-24-2009. – [Чинні з 01.09.2009 р.].
- 28.Будівельна кліматологія: ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010.
- 29.Будівельні матеріали. Розчини будівельні. Загальні технічні умови: ДСТУ Б В.2.7-23-95. – Київ: Держкоммістобудування України, 1996. – 15 с.
- 30.Будівництво у сейсмічних районах України: ДБН В.1.1-12-2014. –[Чинні з 01.10.2014 р.].

- 31.Визначення тривалості будівництва об'єктів. Національний стандарт: ДСТУ Б А.3.1-22:2013. – [ Чинний з 01.01.2014 р.].
- 32.Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012. – [Чинний з 01.07.2013 р.].
- 33.Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії: ДСТУ Б.В.2.6-145:2010.
- 34.Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги. Зі зміною №1: ДСТУ Б В.1.1-4-98. –[Чинний з 01.01.2006 р.].
- 35.Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування / Мінрегіонбуд України: ДСТУ Б В.2.6.-156: 2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с. – Національний стандарт України.
- 36.Конструкції будівель та споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу: ДБН В.2.6-163:2010.
- 37.Конструкції будівель та споруд. Сталеві конструкції: ДБН В.2.6-163:2010.
- 38.Конструкції будівель та споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006. – К.: Мінбуд України, 2006. 16
- 39.Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1-5-2016. – [Чинні з 01.01.2017р.].
- 40.Основи і фундаменти будівель та споруд: ДБН В.2.1-10:2018. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 36 с.
- 41.Планування і забудова територій. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України: ДБН Б.2.2-12:2019. – 230 с.
- 42.Пожежна безпека об'єктів будівництва: ДБН В.1.1-7:2016. – [Чинні з 01.06.2017р.]. 17
- 43.Правила визначення вартості проектно-вишукувальних робіт та експертизи проектної документації на будівництво: ДСТУ БД.1.1-7:2013. – [Чинний з 01.01.2014 р.].

- 44.Прогини і переміщення. Вимоги проектування: ДСТУ Б В.1.2-3:2006. – [Чинний з 01.01.2007 р.].
- 45.Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження та впливи: ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні з 01.01.2007 р.].
- 46.Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд пожежна безпека: ДБН В.1.2-7-2008. – [Чинні з 01.10.2008 р.].
- 47.Конструкції будинків та споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006. зі Зміною №1 від 1 липня 2013 року. – [Чинний від 01.04.2007]. - К.: Мінбуд України, 2006. – 70 с.
- 48.Житлові будинки. Основні положення: ДБН В.2.2-15:2019. -К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2019. – 44с.
- 49.Захист територій, будинків і споруд від шуму: ДБН В.1.1-31:2013. -К.: Мінрегіон України 2014. – 75с.
- 50.Охорона праці і промислова безпека в будівництві: ДБН А.3.2-2-2009. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України 2012. – 116с.
- 51.Суміші бетонні та бетон. Загальні ТУ: ДСТУ Б В.2.7-176:2008. -К.: Мінрегіонбуд України 2010. – 109с.
- 52.ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення
- 53.ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів.
54. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 Система проектної документації для будівництва. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень, Київ: Мінрегіонбуд України, 2009, 71 с.