

КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Раздел 1.01 Факультет: Будівельний
Кафедра: Промислового, цивільного та міського будівництва
Спеціальність: Промислове та цивільне будівництво – 7.06010101

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедрою _____
“ _____ ” _____ 20 _____ р.

З А В Д А Н Н Я НА ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ (РОБОТУ) СТУДЕНТОВІ

Татарульєв Андрій Вікторович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1 Тема проекту (роботи) __ Проектування будівництва цивільної будівлі з дослідженням нових матеріалів _____

затверджена наказом по інституту від “ _____ ” _____ 20 _____ р. № _____

2 Термін здачі студентом закінченого проекту (роботи) _____

3 Вихідні дані до проекту (роботи) Район будівництва – м. Кривий Ріг. Призначення – цивільна будівля. Виставковий центр прямокутної форми, розмірами в плані 42x48 м. Кількість поверхів – 2. Висота поверхів – 4,2 м. Конструктивна схема будівлі – залізобетонний монолітний каркас. Об'ємно-планувальна структура будівлі – зального типу. Окремо під кожну залізобетонну колону встановлюються монолітні залізобетонні фундаменти стаканного типу _____

4 Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що їх належить розробити Архітектурно-будівельна частина: опис об'ємно-планувального та конструктивного рішення, генплану, теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій. Розрахунково-конструктивна частина: розрахунок та конструювання монолітного перекриття, сходів. Основи та фундаменти – розрахунок та конструювання Технологічна та організаційна частина: розробка технологічних карт на земляні роботи, на влаштування монолітних фундаментів, на влаштування стінових панелей, розрахунки будівельного генерального плану, розробка календарного графіку будівництва. Економічна частина – розробка кошторисної документації. Охорона праці. Безпека життєдіяльності. Екологія.

5 Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень) _____
*Архітектурно-будівельна частина – 3 арк. (плани, розрізи, фасади, генплан, вузли).
Конструктивно-розрахункова частина – 2 арк. (монолітне перекриття, сходи). Технологія та
організація будівництва – 5 арк. (технологічні карти на земляні роботи, на влаштування
монолітних фундаментів, на влаштування стінових панелей, календарний графік
будівництва, будівельний генеральний план*

6 Дата видачі завдання _____

Керівник _____
(підпис)

Раздел 1.02 _____ Завдання прийняв до виконання _____
(підпис)

а. КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

Пор. №	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
	<i>Архітектура</i>	<i>березень</i>	
	<i>Конструкції</i>	<i>квітень</i>	
	<i>Основи та фундаменти</i>	<i>квітень</i>	
	<i>Технологія будівництва</i>	<i>квітень-травень</i>	
	<i>Організація будівництва</i>	<i>квітень-травень</i>	
	<i>Економіка</i>	<i>травень</i>	
	<i>Охорона праці Безпека життєдіяльності</i>	<i>травень-червень</i>	
	<i>Екологія</i>	<i>травень-червень</i>	
	<i>Наука</i>		

Студент дипломник _____
(підпис)

Керівник проекту _____
(підпис)

Розділ 1: Архітектурно-будівельний

1.1 Загальна характеристика району будівництва й об'єкту

Об'єктом будівництва є двоповерховий виставковий центр. Географічний пункт будівництва – м. Дніпро. Площа території будівництва – 0,57 га.

Район будівництва належить до четвертого снігового і третього вітрового районів. Тип місцевості - С, із забудовою будівлями до 25 м висотою. Рельєф місцевості спокійний. Нормативна глибина промерзання ґрунтів – 0,9 м.

Середня температура найбільш спекотної доби $t_{нс}=30,3^{\circ}\text{C}$ [2]. Температура найбільш холодної доби, забезпеченістю 0,92 $t_{нх}=-26^{\circ}\text{C}$ [2], найбільша середня добова амплітуда коливань температури - у серпні $\Delta t=11,6^{\circ}\text{C}$ [2].

Середня місячна відносна вологість повітря найбільш холодного місяця $\varphi = 83\%$, а найбільш спекотного місяця $\varphi = 43\%$.

Річна кількість опадів 558 мм, а добовий максимум 83 мм. Зона вологості району будівництва - 3 - суха [1].

Переважає напрямок вітру - ПнЗ у липні, а переважає напрямок вітру в січні - ПнСх. Максимальна швидкість вітру - 6,2 м/с у січні в північному напрямку. Кліматичний район будівництва - І [2]. Вологий режим приміщення – нормальний [1]. Умови експлуатації конструкції, що огорожує – А [1].

Об'єкт належить до II ступеня вогнестійкості і до II класу по капітальності.

1.2 Опис генерального плану

Функціональне зонування, композиція забудови, кольорове рішення і планувальне рішення виконано на основі аналізу містобудівної ситуації. ДБН 360-92*

На генеральному плані зображений фрагмент території, на якій розміщена будівля виставкового центру, а також існуючі будівлі: продовольчий магазин на сході, житлові будівлі, дитячий майданчик та футбольне поле на півдні.

Ділянка має прямокутну форму. Головний фасад будівлі, що проектується, орієнтований на південь. Рельєф місцевості спокійний.

Передбачено благоустрій території довкола офісної будівлі дорогами з підїздом до будівлі, тротуарами, а також стоянкою для автомобілів.

Проектом озеленення передбачено засів газонів багаторічними газонними травами, висадка квітів, висадка листяних та хвойних дерев групової посадки.

У проекті передбачене вимощення шириною 1,5 м з поперечним ухилом 20% у напрямку від будинку, що забезпечую відвід атмосферних вод від будинку та виключає можливість їхнього потрапляння під конструкцію фундаментів.

Техніко-економічні показники генерального плану. Площа території – 0,570 га.

Площа забудови – 0,202 га.

Густина забудови – 0,35.

Площа озеленення – 0,187 га.

Площа асфальтування – 0,143 га.

1.3 Об'ємно-планувальне рішення

Опис технологічного процесу

Основне призначення виставкового центру – проведення виставок, презентації нового обладнання, матеріалів, техніки тощо. Будівля складається з двох частин за функціональним призначенням: виставочної та адміністративної. Адміністративні приміщення розташовані на 1 та 2 поверхах.

Виставковий центр має прямокутну форму загальними розмірами в плані 42x48 м. Кількість поверхів – 2. Висота поверхів – 4,2 м. Максимальна відмітка на висоті +9,350 м. Основні прольоти несучих конструкцій – 6 м.

Об'ємно-планувальна структура будівлі – зального типу. Вона побудована на підпорядкуванні невеликого числа допоміжних приміщень головному зальному, яке і визначає функціональне призначення будівлі в цілому.

Вхід в будівлю здійснюється через тамбур. Тамбури виконані подвійні з утепеленими вхідними дверима. Будівля має один головний вхід і три з торців будівлі. Функціональний зв'язок між поверхами здійснюється за допомогою сходів і ескалаторів. Для безпеки шляхів евакуації сходи розташовані в замкнутих об'ємах - сходових клітках, конструкція яких виконана з матеріалу, що не згорає. Всі двері в тамбурах і сходових клітинах відчиняються в бік виходу з будівлі.

Будівля має 2 виставочних зала, загальною площею 1986 м², допоміжні приміщення для обслуговуючого персоналу та складські приміщення.

Торгівельна зала має функціональний зв'язок з другим поверхом та виставковою залом.

Для обслуговуючого персоналу зайнятого в торгівельно-виставочній частині передбачені побутові приміщення. Загальна кількість працівників зайнятих в торгівельно-виставочній частині будівлі – 45 чоловік.

Біля виставкового центру передбачена стоянка для службових автомобілів. Техніко-економічні показники та об'ємно-плавального рішення:

Робоча площа – 2452,92 м²

Підсобна площа – 973,2 м²

Загальна площа – 3426,12 м²

Площа забудови – 2052,16 м²

Будівельний об'єм – 19187,7 м³

Планувальний коефіцієнт – 0,71

Об'ємний коефіцієнт – 5,6

Коефіцієнт компактності – 0,5

ДБН В.1.1.-7-2002 Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів в будівництві

ДБН В.2.2-9-2009 Громадські будинки та споруди

1.4 Архітектурно-конструктивне рішення

Конструктивна схема будівлі – залізобетонний монолітний каркас. Просторова жорсткість і стійкість будівлі забезпечується жорстким з'єднанням колон та фундаментів, спільною роботою монолітного перекриття і вертикальних несучих елементів будівлі – колон.

Основними конструктивними елементами каркасу є: фундаменти, колони, плити.

Окремо під кожен залізобетонну колону встановлюються монолітні залізобетонні фундаменти стаканного типу (приведено на рисунку 2.1). Типові залізобетонні фундаменти складаються з підколонника і багатоступінчатої плитної частини. Обріз фундаменту розташовується на відмітці мінус 0,15 м. Подошва фундаменту лягає на бетонну підготовку товщиною 100 мм із бетону В7,5, що передає навантаження на основу. Висота сходинок плитної частини 0,3 м. Усі розміри фундаментів кратні 0,3 м. Заливання стакану після встановлення колон виконується бетоном В15 на дрібному щебені.

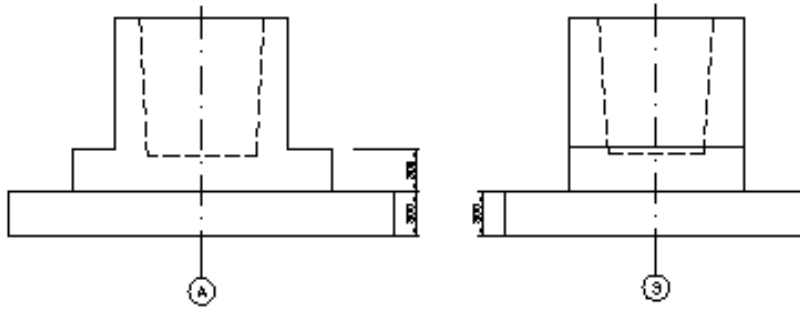


Рисунок 2.1 – Фундамент

Колони залізобетонні, суцільного прямокутного перерізу. Розмір поперечного перерізу колон 400х400 мм. Рядові колони мають висоту 4,2 м та з'єднані з монолітним фундаментом. Переріз колони приведений на рисунку 2.2.

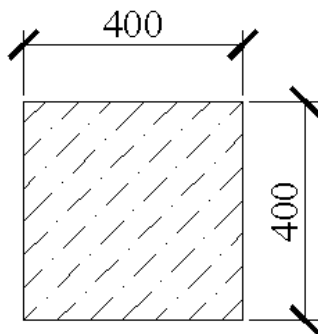


Рисунок 2.2 - Колона

Міжповерхове перекриття прийнято монолітне з балочними плитами. Крок головних та другорядних балок становить відповідно 6 та 2 м.

У якості зовнішніх стін прийняті сендвіч панелі. Вони складаються з пінополістеролу, обшитого з зовнішнього боку сталевим оцинкованим листом, а з внутрішнього боку плитами ДВП ламінованими під цінні породи дерев (дуб, бук).

Загальна товщина стін – 161 мм.

Покрівля виконана по монолітній залізобетонній плиті.

Покрівля передбачена рулонною 4-шаровою, плоскою. Сток води з покрівлі – зовнішній організований. Основою для покрівлі служить суцільний настил з багатопустотних плит.

Покрівля складається з:

- тришарового рулонного килиму;
- цементно-піщаної стяжки – 30 мм;
- утеплювача – 150 мм;
- пароізоляції – 5 мм;

Перегородки – гібсобетонні панелі товщиною 120 мм.

Підлоги на першому поверсі будівлі виконані безпосередньо по ґрунту, на другому поверсі настелені по перекриттю.

Відповідно до функціонального процесу, пов'язаного з дією на поверхню підлоги великої кількості людей і машин, що виставляються, у виставкових залах, магазинах, кафе запроектована мозаїчна підлога. У адміністративних приміщеннях запроектовані підлоги з лінолеуму. В санвузлах, душових – керамічна плитка з гідроізоляцією.

Сходи двохмаршеві збірні залізобетонні. Сходи зібрані з окремих проступів, укладених по косоурам, і майданчиках. Сходові майданчики спираються всією гранню на металеві столики, приварені до заставних деталей на стінах сходових кліток. Для безпеки руху сходи обладнані вертикальними огорожами.

Для з'єднання поверхів окрім сходів, в будівлі передбачені ескалатори, обладнані спеціальними опорами, приводними і натяжними секціями.

Для забезпечення природної освітленості приміщень і можливості візуального контакту з навколишнім середовищем в будівлі запроектовані як стандартні вікна марки: ОР 15-12, ОР 15- 13.5, так і вітражі.

Двері служать для зв'язку приміщень один з одним і зв'язки будівлі з вулицею і пішохідною галереєю. Марки дверей: ДН 21-12, ДГ 21-10, ДГ 21-8, ДО 21-12.

Двері на шляхах евакуації відкриваються назовні відповідно до вимог пожежної безпеки.

1.5 Інженерні комунікації

Санітарне оснащення запроектованої будівлі включає систему опалювання, трубопроводи холодної і гарячої води, каналізаційні пристрої і газові прилади.

У будівлі прокладені електричні і телефонні мережі. Передбачено підключення даних інженерно-технічних систем до довколишніх мереж міських комунікацій.

У будівлі передбачена система штучної (у приміщеннях залів, кафе, адміністрації) і природної вентиляції через вентиляційні канали в санітарних вузлах.

1.6 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій

1.6.1 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Вихідні дані (приведені в таблиці 2.1) готувалися на основі проектного завдання огорожуючої конструкції, СНиП [1, 2] і вказівок, а також додатків.

В якості стінового огороження використовуються сендвіч панелі:



Рисунок 2.3 - Фрагмент перерізу стіни

Таблиця 2.1 – Вихідні дані

№ п/п	Найменування даних	Символ	Значення	Джерело пошуку даних
1	Район будівництва		м. Дніпро	за завданням
2	Кліматичний район		I	дод. 2
3	Температура внутрішнього повітря	$t_{в}$	+ 18°C	[3]
4	Розрахункова температура зовнішнього повітря	$t_{н}$	-23 °C	[2]

5	Відносна вологість внутрішнього повітря	$\varphi_{в}$	55%	[3]
6	Вологісний режим всередині приміщень	нормальний		[1]
7	Зона вологості району будівництва	суха		[1]
8	Умови експлуатації стіни	A		[1]
9	Коефіцієнт теплосприяття внутрішньої поверхні стіни	$\alpha_{в}$ Вт/м ²	8,7	[1]
10	Коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні стіни	$\alpha_{н}$ Вт/м ²	23	[1]
№ п/п	Найменування матеріалу, товщина шару, щільність і його теплопровідність	Символ	Значення	Джерело пошуку даних
1	-1 шар – сталевий оцинкований лист ($\delta=1$ мм)	γ_1 λ_1	7850 кг/м ³ 216	[1]
2	- 2 шар – пінополістерольні плити ($\delta=150$ мм)	γ_2 λ_2	150 кг/м ³ 0,06	[1]
3	- 3 шар – ДВП ($\delta=10$ мм)	γ_3 λ_3	800 кг/м ³ 0,24	[1]
4	Нормативне значення опору зовнішніх огорожень	R_o	2,2(м°С) /Вт	Табл. №3 [1]

Визначаємо термічний опір R_k (м • °С)/Вт стіни з послідовно розташованими однорідними шарами (3 шари), як суму термічних опорів окремих шарів [1]:

$$R=R_1+R_2+ \dots +R_i$$

де R_1, R_2, R_i — термічні опори окремих шарів.

Визначаємо термічні опори окремих шарів:

$$R_1=\delta_1/\lambda_1=0,001/216=0,000004(\text{м}^\circ\text{С}) /\text{Вт}$$

$$R_2=\delta_2/\lambda_2=0,15/0,06=2,5(\text{м}^\circ\text{С}) /\text{Вт}$$

$$R_3=\delta_3/\lambda_3=0,01/0,24=0,0417 (\text{м}^\circ\text{С}) /\text{Вт}$$

Визначаємо R_k

$$R_k = 0,000004 + 2,5 + 0,0417 = 2,54 \text{ м}^\circ\text{С}/\text{Вт}$$

Визначаємо R_0 по формулі:

$$R_0 = 1/\alpha_{\text{в}} + R_{\text{к}} + 1/\alpha_{\text{н}};$$

$$R_0 = 1/8,7 + 2,54 + 1/23 = 3,4 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C/Вт)}$$

Порівнюємо значення нормативного опору $R_{\text{он}}$ з дійсним - R_0 :

$$R_{\text{он}} < R_0 = 3,3 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C/Вт)} < 3,4 \text{ (м}^2 \cdot \text{°C/Вт)}$$

Заключна умова виконується, тому прийнята товщина конструкції, що огороджує, достатня.

У районах, де температура повітря в червні $+21^\circ\text{C}$ і вище на теплотривкість розрахунки не виконуються [1].

1.6.2 Теплотехнічний розрахунок покриття

Вихідні дані (приведені в таблиці 2.2) готувалися на основі проектного завдання огороджуючої конструкції, СНиП [1, 2] і вказівок, а також додатків.

В якості покриття використовуються пустотні плити:

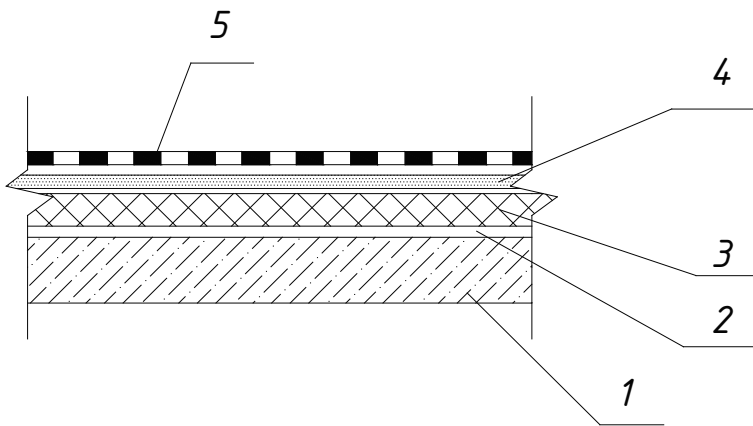


Рисунок 2.4 - Фрагмент перерізу покриття

Конструкція покриття

- | | |
|--------------------|------------------------|
| 1 – плита покриття | $\delta = 80\text{мм}$ |
| 2 – пароізоляція | $\delta = 5\text{мм}$ |
| 3 – утеплювач | |

(мінераловатні плити)	$\delta = 150$ мм
4 – цементно-піщана стяжка	$\delta = 30$ мм
5 шар – тришаровий рулоний килим	$\delta = 25$ мм

Таблиця 2.2 – Вихідні дані

№ п/п	Найменування даних	Символ	Значення	Джерело пошуку даних
1	Район будівництва	м. Дніпро		за завданням
2	Кліматичний район	I		дод. 2
3	Температура внутрішнього повітря	$t_{в}$	+ 18°C	[3]
4	Розрахункова температура зовнішнього повітря	$t_{н}$	-23 °C	[2]
5	Відносна вологість внутрішнього повітря	$\phi_{в}$	55%	[3]
6	Вологістий режим всередині приміщень	нормальний		[1]
7	Зона вологості району будівництва	суха		[1]
8	Умови експлуатації покрівлі	A		[1]
9	Коефіцієнт теплосприяття	$\alpha_{в}$ Вт/м ²	8,7	[1]
10	Коефіцієнт тепловіддачі	$\alpha_{н}$ Вт/м ²	23	[1]
№ п/п	Найменування матеріалу, товщина шару, щільність і його теплопровідність	Символ	Значення	Джерело пошуку даних
1	-1 шар –багатопустотна плита($\delta= 80$ мм)	γ_1 λ_1	1800 кг/м ³ 1,92	[1]
2	- 2 шар – пароізоляція ($\delta=5$ мм)	γ_2 λ_2	30 кг/м ³ 0,17Вт/(м°C)	[1]
3	- 3 шар – утеплювач (мінераловатні плити) ($\delta= 150$ мм)	γ_3 λ_3	125кг/м ³ 0,064 Вт/(м°C)	[1]

4	- 4 шар – цементно-піщана стяжка ($\delta= 30$ мм)	γ_4	1800 кг/м ³ 0,76 Вт/(м ^{°C})	[1]
5	- 5 шар – тришаровий рулоний килим ($\delta= 25$ мм)	γ_5 λ_5	600кг/м ³ 0,17 Вт/(м ^{°C})	[1]
6	Нормативне значення опору зовнішніх огорожень	R_o	3,3(м ^{°C}) /Вт	Табл. №3 [1]

Визначаємо термічний опір R_k (м • °C)/Вт покрівлі з послідовно розташованими однорідними шарами (5 шарів), як суму термічних опорів окремих шарів [1]:

$$R=R_1+R_2+ \dots +R_i$$

де R_1, R_2, R_i — термічні опори окремих шарів.

Визначаємо термічні опори окремих шарів:

$$R_1=\delta_1/\lambda_1=0,08/1,92=0,0417(\text{м}^\circ\text{C}) /\text{Вт}$$

$$R_2=\delta_2/\lambda_2=0,005/0,17=0,0294 (\text{м}^\circ\text{C}) /\text{Вт}$$

$$R_3=\delta_3/\lambda_3=0,150/0,064=2,3438(\text{м}^\circ\text{C}) /\text{Вт}$$

$$R_4=\delta_4/\lambda_4=0,03/0,76=0,0395(\text{м}^\circ\text{C}) /\text{Вт}$$

$$R_5=\delta_5/\lambda_5=0,025/0,17=0,1471(\text{м}^\circ\text{C}) /\text{Вт}$$

Визначаємо R_k

$$R_k = 0,0417 + 0,0294 + 2,3438 + 0,0395 + 0,1471 = 2,6 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$$

Визначаємо R_o по формулі:

$$R_o=1/\alpha_B+R_k+1/\alpha_H;$$

$$R_o=1/8,7 + 2,6 + 1/23 = 2,75 (\text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт})$$

Порівнюємо значення нормативного опору $R_{он}$ з дійсним - R_o :

$$R_{он} < R_o = 2,7 (\text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}) < 2,75 (\text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт})$$

Заключна умова виконується, тому прийнята товщина конструкції, що огорожує, достатня.

У районах, де температура повітря в червні +21°C і вище на теплотривкість розрахунки не виконуються [1].

Розділ 2: Розрахунково-конструктивний

2.1 Розрахунок елементів монолітного перекриття з балочними плитами

2.1.1 Загальні дані

Потрібно запроектувати елементи міжповерхового монолітного перекриття. Дане монолітне перекриття складається з плити, що інтенсивно працює в короткому напрямі, головних та другорядних балок.

Будова двоповерхова має розміри в плані 42х48 м. Відстань між осями у поперечному та поздовжньому напрямку 6 м. Нормативне корисне навантаження на міжповерхове перекриття 10 кПа. Коефіцієнт надійності з призначення $\gamma_n = 1$. Температурні умови нормальні, вологість повітря більш ніж 40%.

2.1.2 Компоновка конструктивної схеми перекриття

Головні балки розташовуємо у поздовжньому напрямку будови, другорядні – в перпендикулярному напрямку з кроком 2 м.

Попередньо задаємося розмірами перерізів балок:

– головної $h = (1/8 \dots 1/15)l = (1/8 \dots 1/15) \cdot 6000 = 750 \dots 400$ мм – приймаємо $h = 600$ мм;

$$b = (0,4 \dots 0,5)h = (0,4 \dots 0,5) \cdot 600 = 240 \dots 300 \text{ мм} \text{ – приймаємо } b = 250 \text{ мм.}$$

– другорядної $h = (1/12 \dots 1/20) \cdot l = (1/12 \dots 1/20) \cdot 6000 = 500 \dots 300 \text{ мм}$ – приймаємо $h = 400 \text{ мм}$;

$$b = (0,4 \dots 0,5)h = (0,4 \dots 0,5) \cdot 400 = 160 \dots 200 \text{ мм} \text{ – приймаємо } b = 200 \text{ мм}$$

Товщину плити приймаємо 80 мм.

2.1.3 Розрахунок плити

За розрахункове значення першого та середнього прольотів приймаємо відстань між гранями другорядних балок (рис. 1):

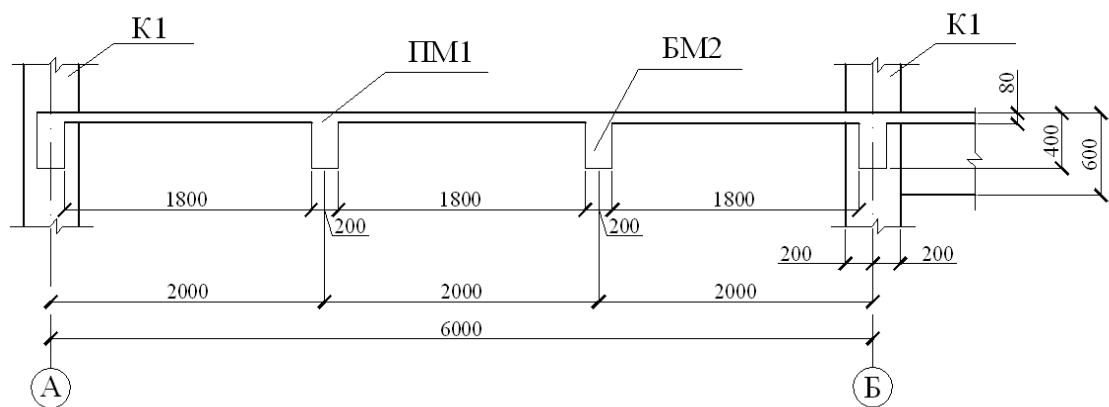


Рисунок 3.1 - Розрахункові прольоти плити

$$l_{01} = 2 - 0,2/2 - 0,2/2 = 1,8\text{ м};$$

В поздовжньому напрямку: $l_0 = 5,75\text{ м}$.

Відношення прольотів $5,75/1,8 = 3,19 > 2$, отже плита працює за балочною схемою у напрямку коротких прольотів.

Розрахункові навантаження.

Підрахунок навантажень на 1 м^2 перекриття наведений у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Визначення навантаження на 1 м^2 перекриття

Вид навантаження та підрахунок при середній щільності	Характеристичне навантаження, Па	Коефіцієнт надійності з навантаження,	Розрахункове значення, Па
<i>Постійне:</i>			
- керамічна плитка			
t=12 мм			
0,012*1500*10	180	1,1	198
- цементний розчин			
t=20 мм			
0,02*1800*10	360	1,3	468
- плита t=80 мм			
0,08*2500*10	2000	1,1	2200
Разом			2866

Змінне:	10000	1,2	12000
----------------	-------	-----	-------

Розподілене повне розрахункове навантаження на 1 м умовно виділеної полоси плити з урахуванням коефіцієнту $\gamma_n = 1$:

$$g + V = 2866 \cdot 1 \cdot 1 + 12000 \cdot 1 \cdot 1 = 14866 \text{ Н/м}$$

Розрахункову схему плити приймаємо у вигляді п'ятипрольотної нерозрізної балки з рівномірно розподіленим навантаженням.

Розрахункова схема ПМ 1

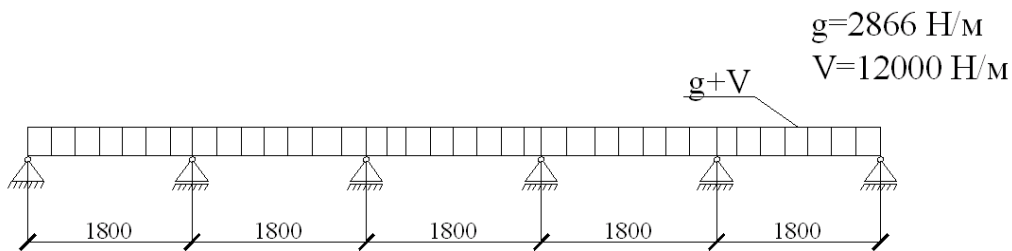


Рисунок 3.2 - Розрахункова схема плити

Визначення розрахункових зусиль.

Знаходимо $K = I_{em} \cdot l_{col} / I_{col} \cdot l_{em} = 1000 \cdot 8^3 \cdot 360 / 40 \cdot 40^3 \cdot 600 = 0,14 \approx 0,5$.

Визначаємо опорні моменти ригеля від постійного навантаження та різних схем тимчасового навантаження. Аналізуючи одержані результати складаємо найбільш несприятливі комбінації постійного та тимчасового навантаження для розрахунку опорних та прольотних моментів. Виконані розрахунки наведені у таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 - Опорні моменти ригеля при різних схемах навантаження, комбінації моментів

№ схем	Схеми навантаження	Опорні моменти, кН·м		
		M_{A1}	M_{B1}	M_{B2}, M_{B2}
1		$-0,077 \cdot 2,86 \cdot 1,8^2 = -0,67$	$-0,09 \cdot 2,86 \cdot 1,8^2 = -0,83$	$-0,083 \cdot 2,86 \cdot 1,8^2 = -0,77$

2		$-0,077 \cdot 12 \cdot 1,8^2 = -3$	$-0,079 \cdot 12 \cdot 1,8^2 = -3,07$	$-0,006 \cdot 12 \cdot 1,8^2 = -0,23$
3		$0,005 \cdot 12 \cdot 1,8^2 = 0,19$	$-0,011 \cdot 12 \cdot 1,8^2 = -0,43$	$-0,077 \cdot 12 \cdot 1,8^2 = -3$

4		$-0,071 \cdot 12 \cdot 1,8^2 = -0,76$	$-0,092 \cdot 12 \cdot 1,8^2 = -3,58$	$-0,088 \cdot 12 \cdot 1,8^2 = -3,4$
---	--	---------------------------------------	---------------------------------------	--------------------------------------

Найбільш несприятливі комбінації для розрахунку опорних моментів	1+2	1+4	1+4
	-3,67	-4,41	-4,17
Найбільш несприятливі комбінації для розрахунку прольотних моментів	1+3	1+3	1+2
	-0,48	-1,26	-1

Розрахункові згинаючі моменти в перерізах плити:

– в першому прольоті

$$M_1 = \frac{(g+V) \cdot l_{01}^2}{8} - \frac{M_{A1} + M_{B1}}{2} = \frac{(2,86+12) \cdot 1,8^2}{8} - \frac{0,48+1,26}{2} = 5,15 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

– в середніх прольотах та на середніх підпорах

$$M_2 = \frac{(g+V) \cdot l_{01}^2}{8} - \frac{M_{B1} + M_{B2}}{2} = \frac{(2,86+12) \cdot 1,8^2}{8} - \frac{1+1,26}{2} = 4,89 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

Відношення товщини плити до розрахункової довжини середнього прольоту $8/185 = 0,0432 > 1/30 = 0,0333$, отже розрахункові значення згинаючих моментів в перерізах середніх прольотів та на середніх підпорах на ділянках, де є

защемлення плити з усіх чотирьох сторін у головних та другорядних балках, слід зменшити на 20% (внаслідок виникнення розпору та з метою його урахування):

$$-M'_{B1} = \pm 4,41 \cdot 0,8 = \pm 3528 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

$$-M'_{B2} = \pm 4,17 \cdot 0,8 = \pm 3336 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

$$-M'_1 = \pm 5,15 \cdot 0,8 = \pm 4120 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

$$-M'_2 = \pm 4,89 \cdot 0,8 = \pm 3912 \text{ Н} \cdot \text{м}.$$

Визначення перерізів робочої арматури.

Приймаємо бетон важкий класу В15, $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $\gamma_{b2} = 0,9$. Для армування попередньо приймаємо зварні сітки зі звичайного арматурного дроту класу Вр-І діаметром 5 мм, $R_s = 360 \text{ МПа}$.

Розраховуємо перерізи робочої арматури:

- в середніх прольотах та на середніх підпорах на ділянках, де є защемлення у балках з чотирьох сторін:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{391200}{8,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 6,75^2} = 0,112 \Rightarrow \zeta = 0,94$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{391200}{360 \cdot 100 \cdot 0,94 \cdot 6,75} = 1,71 \text{ см}^2;$$

- в першому прольоті та на першій та другій підпорах:

$$a = c + d = 1 + 0,5 = 1,5 \text{ см}$$

$$h_0 = h - a = 8 - 1,5 = 6,5 \text{ см}$$

$$\alpha_m = \frac{412000}{8,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 6,5^2} = 0,127 \Rightarrow \zeta = 0,93$$

$$A_s = \frac{412000}{360 \cdot 100 \cdot 0,93 \cdot 6,5} = 1,89 \text{ см}^2$$

Визначення марок сіток та конструювання плити.

Для армування плити приймаємо рулонні сітки з поздовжньою робочою арматурою, що вкладаються поздовж головних балок. Мінімальна ширина сіток визначається за формулою:

$$B = (6000 - 200 + 20 + 80) / 2 = 2950 \text{ мм}$$

Користуючись сортаментом приймаємо стандартну ширину всіх сіток плити 2960 мм.

По визначеній площі перерізу робочої арматури приймаємо:

- за $A_s = 1,71 \text{ см}^2$ для середніх прольотів та середніх підпор плити - 10Ø5 Вр - І з кроком 100 мм (на 1 м умовно виділеної полоси), $A_s = 1,96 \text{ см}^2$ та сітку С1 марки:

$$\frac{5Bp - I - 100}{3Bp - I - 250} \cdot 2960 \cdot L \cdot \frac{C1}{30}$$

Так як прийнята площа поздовжніх стержнів сітки С1 більша необхідної площі поздовжніх стержнів у першому прольоті, то встановлення додаткових сіток у першому прольоті та першій проміжній опорі не потрібно.

Довжину робочих сіток С1 – С6 визначаємо на робочих кресленнях.

2.1.4 Розрахунок другорядної балки

Розрахункові прольоти.

За розрахункове значення для першого та середнього прольоту приймаємо відстань між гранями головних балок (рис. 3.3).

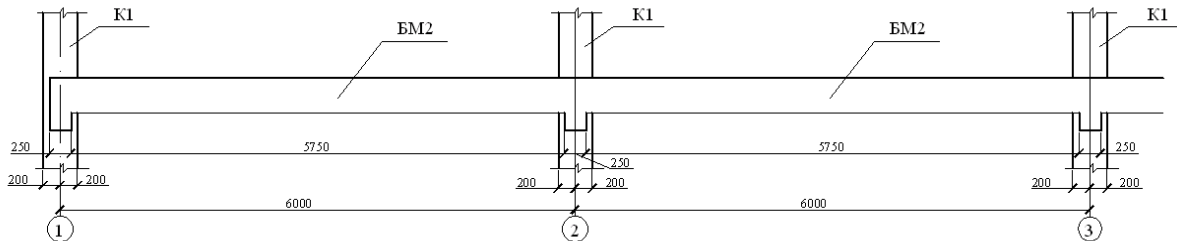


Рисунок 3.3 - Розрахункові прольоти другорядної балки

$$l_{01} = 6,0 - 0,25 = 5,75 \text{ м}$$

Розрахункові навантаження.

Розподілене постійне та тимчасове розрахункове навантаження на 1 м балки з урахуванням коефіцієнту $\gamma_n = 1$ при ширині вантажної площі 2 м:

– від плити та полу (див. Таблицю 3.1)

$$2514 \cdot 1 \cdot 2 = 5028 \text{ Н / м}$$

– від балки перерізом 0,2x0,32 м

$$0,2 \cdot 0,32 \cdot 2500 \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 1 = 1760 \text{ Н / м}$$

– всього

$$g = 5028 + 1760 = 6788 \text{ Н / м}$$

– тимчасове

$$V = 12000 \cdot 1 \cdot 2 = 24000 \text{ Н / м}$$

– разом (повне)

$$g + V = 6788 + 24000 = 30788 \text{ Н / м}$$

Розрахункова схема.

Розрахункову схему приймаємо у вигляді п'ятипрольотної нерозрізної балки з рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 3.4).

Розрахункова схема БМ2

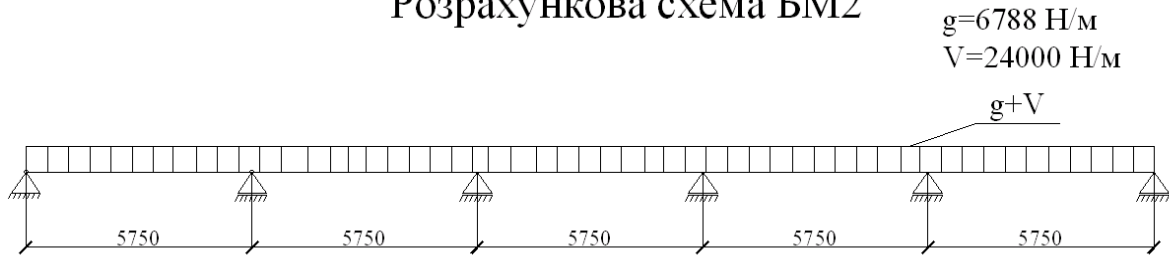


Рисунок 3.4 - Розрахункова схема другорядної балки

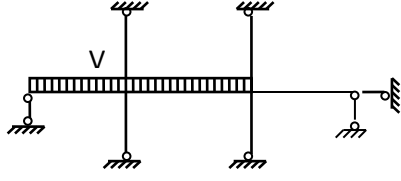
Визначення розрахункових зусиль.

Знаходимо $K = I_{bm} \cdot l_{col} / I_{col} \cdot l_{bm} = 20 \cdot 40^3 \cdot 360 / 40 \cdot 40^3 \cdot 600 = 0,35 \approx 0,5$.

Визначаємо опорні моменти ригеля від постійного навантаження та різних схем тимчасового навантаження. Аналізуючи одержані результати складаємо найбільш несприятливі комбінації постійного та тимчасового навантаження для розрахунку опорних та прольотних моментів. Виконані розрахунки наведені у табл. 3.3

Таблиця 3.3 - Опорні моменти ригеля при різних схемах навантаження, комбінації моментів

№ схем	Схеми навантаження	Опорні моменти, кН·м		
		M_{A1}	M_{B1}	M_{B2}, M_{B2}
1		$-0,077 \cdot 6,788$ $\cdot 5,75^2 = -16,2$	$-0,09 \cdot 6,788 \cdot$ $\cdot 5,75^2 = -20,2$	$-0,083 \cdot 6,788$ $\cdot 5,75^2 = -18,63$
2		$-0,077 \cdot$ $\cdot 24 \cdot 5,75^2 =$ $= -61,1$	$-0,079$ $\cdot 24 \cdot 5,75^2 =$ $= -62,7$	$-0,006 \cdot$ $\cdot 24 \cdot 5,75^2 =$ $= -4,76$
3		$0,005 \cdot$ $\cdot 24 \cdot 5,75^2 =$ $= 3,93$	$-0,011 \cdot$ $\cdot 24 \cdot 5,75^2 =$ $= -8,73$	$-0,077 \cdot$ $\cdot 24 \cdot 5,75^2 =$ $= -61,1$

4		$-0,071 \cdot$ $\cdot 24 \cdot 5,75^2 =$ $= -56,4$	$-0,092 \cdot$ $\cdot 24 \cdot 5,75^2 =$ $= -73$	$-0,088 \cdot$ $\cdot 24 \cdot 5,75^2 =$ $= -69,9$

Найбільш несприятливі комбінації для розрахунку опорних моментів	1+2	1+4	
	-77,3	-75,02	
Найбільш несприятливі комбінації для розрахунку прольотних моментів	1+3	1+3	
	-12,23	-28,9	

Визначаємо поперечну силу на крайній колоні:

$$Q_A = (g+V) \cdot l_0 / 2 - (M_{A1} - M_{B1}) / l_0 = 30,788 \cdot 5,75 / 2 - (-12,23 + 28,9) / 5,75 = 88,5 - 2,9 = 85,6 \text{ кН};$$

Поперечна сила на середній колоні дорівнює:

$$Q_B = 88,5 + 2,9 = 91,4 \text{ кН}.$$

Визначаємо момент балки в першому прольоті:

$$M_1 = Q_A^2 / 2 \cdot (g+V) + M_{A1} = 85,6^2 / 2 \cdot (24 + 6,788) - 12,23 = 106 \text{ кНм}.$$

Розрахунок міцності по перерізам, нормальним до поздовжньої осі балки.

Для бетону важкого класу В15 (такого ж, як для плити) $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $\gamma_{b2} = 0,9$. Поздовжня арматура класу А – III. Для діаметрів 6-8 мм $R_s = 355 \text{ МПа}$; для діаметрів 10 – 40 мм $R_s = 365 \text{ МПа}$. Арматура на підпорах сітки зі звичайного

арматурного дроту класу Вр-І діаметром 5 мм, $R_s = 360 \text{ МПа}$ та арматури А-ІІІ діаметром 6 мм.

Визначаємо раціональну висоту перерізу балки по згинаючому моменту на першій проміжній підпорі при оптимальному значенні $\xi = 0,35$ та $\alpha_m = 0,289$:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_b}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{75020 \cdot 100}{8,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 0,289}} = 40,5 \text{ см} \quad (\text{на підпорі момент}$$

від'ємний, полиця балки в розтягненій зоні, переріз працює як прямокутний з шириною ребра 20 см).

$$h = h_0 + a = 40,5 + 3,5 = 44 \text{ см}, \text{ залишаємо } h = 40 \text{ см} \text{ та } b = 20 \text{ см}.$$

Враховуючи тавровий переріз балки в прольоті визначаємо розрахункову ширину полиці:

$$\frac{h_f'}{h} = \frac{8}{40} = 0,2 > 0,1$$

$$b_f' = \frac{l}{3} = \frac{600}{3} = 200 \text{ см}, \text{ що не перевищує крок балок } 200 \text{ см}.$$

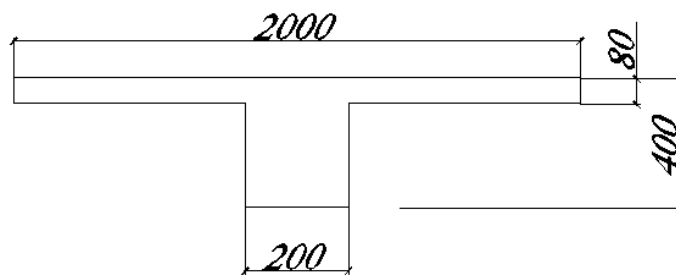


Рисунок 3.5 - Розрахунковий переріз другорядної балки в прольоті

Визначаємо перерізи нижньої арматури:

– в першому прольоті та другому прольоті

$$h_0 = h - a = 40 - 3 = 37 \text{ см}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{10680 \cdot 100}{8,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 200 \cdot 37^2} = 0,05 \Rightarrow \zeta = 0,975, \xi = 0,04.$$

$x = \xi \cdot h_0 = 0,05 \cdot 37 = 1,85 \text{ см} < 8 \text{ см}$ - нейтральна вісь проходить в межах полиці;

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{10680 \cdot 100}{365 \cdot 100 \cdot 0,975 \cdot 37} = 8,11 \text{ см}^2 - \text{приймаємо } 2\text{Ø}25 \text{ мм А - ІІІ з}$$

$$A_s = 9,82 \text{ см}^2$$

Визначаємо перерізи верхньої арматури:

– в першому та другому прольоті конструктивно приймаємо 2Ø8 мм А-Із

$$A_s = 1,01 \text{ см}^2;$$

– на першій проміжній підпорі:

$$h_0 = 40 - 3 = 37 \text{ см}$$

$$\alpha_m = \frac{77300 \cdot 100}{8,5 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 37^2} = 0,36 \Rightarrow \zeta = 0,76$$

$$A_s = \frac{77300 \cdot 100}{365 \cdot 100 \cdot 0,76 \cdot 37} = 7,48 \text{ см}^2 - \text{приймаємо } 5\text{Ø}14 \text{ мм А-Із } A_s = 7,96 \text{ см}^2. \text{ Опору}$$

армуємо на підпорі двома сітками - стержнями з поздовжньою робочою арматурою. Визначаємо ширину сіток:

$$B = \frac{l_0}{3} + \frac{l_0}{4} + 250 \approx 3560 \text{ мм}$$

Забезпечення міцності перерізів, нахилених до поздовжньої осі.

При найбільшому діаметрі поздовжньої арматури 25 мм для поперечного армування приймаємо арматурну сталь класу А – І діаметром 6 мм. На припідпорних ділянках довжиною $l/4$ приймаємо крок поперечних стержнів не більш ніж $S = h/2 = 400/2 = 200 \text{ мм}$ та не більш ніж 150 мм – приймаємо $S = 150 \text{ мм}$.

В середній частині прольоту $S = 3h/4 = 3 \cdot 400/4 = 300 \text{ мм}$, що менш ніж 500 мм. Приймаємо $S=300 \text{ мм}$.

2.1.5 Розрахунок головної балки

Дані для проектування: бетон важкий класу В15, $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа}$, $E_b = 27000 \text{ МПа}$, $\gamma_{b2} = 0,9$, поздовжня робоча арматура класу А-III, $R_s = 365 \text{ МПа}$.

Розрахункові прольоти – це відстань між осями, тобто у даному випадку 6 м.

Розрахункові навантаження.

Розподілене навантаження на 1 м довжини головної балки:

- постійне $2,514 \cdot 6 \cdot 1 + 0,25 \cdot 0,6 \cdot 2,1 \cdot 10 \cdot 1,1 \cdot 1 = 18,55 \text{ кН/м}$ (2,514кПа – за таблицею 3.1; 6м– ширина вантажної площі; 1 - γ_n ; 0,25x0,6м – розміри перерізу головної балки; 2,1 т/м^3 - середня щільність залізобетону; 10 – коефіцієнт переходу від т/м^3 до кН/м^3 ; 1,1 - γ_f);
- тимчасове $8 \cdot 6 \cdot 1,2 \cdot 1 = 57,6 \text{ кН/м}$
- повне $57,6 + 18,55 = 76,15 \text{ кН/м}$.

Розрахункова схема.

Розрахункову схему приймаємо у вигляді п'ятипрольотної нерозрізної балки з рівномірно розподіленим навантаженням (рис.3.6).

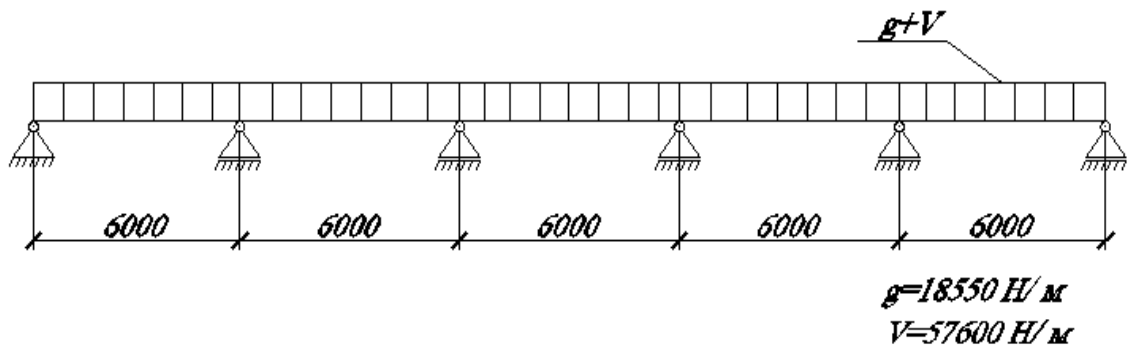


Рисунок 3.6 - Розрахункова схема другорядної балки

Розрахункові зусилля.

Значення співвідношення жорсткостей головної балки та колони:

$$k = \frac{I_{bm} \cdot I_{col}}{I_{col} \cdot I_{bm}} = \frac{25 \cdot 60^3 \cdot 360}{40 \cdot 40^3 \cdot 600} = 0,88 \approx 1$$

Визначаємо опорні моменти головної балки від постійного навантаження та різних схем тимчасового навантаження. Аналізуючи отримані результати складаємо найбільш несприятливі комбінації постійного і тимчасового навантаження для розрахунку опорних та прольотних моментів. Виконані розрахунки наведені у таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 - Опорні моменти головної балки при різних схемах навантаження, комбінації моментів

№ схем	Опорні моменти, кН·м			
	M_{A1}	M_{B1}	M_{B2}	M_{B2}
1	-42,1	-60,77	-56,76	-56,76
2	-145,2	-153,4	-24,9	-24,9
3	14,5	-35,3	-151,4	-151,4
4	-128,6	-203,2	-194,9	-136,9
Найбільш несприятливі комбінації для розрахунку прольотних моментів	1+2	1+2	1+3	1+3
	-187,3	-214,17	-208,16	-208,16

Визначаємо поперечну силу на крайній колоні:

$$Q_A = \frac{(g+V) \cdot l_0}{2} - \frac{M_{A1} - M_{B1}}{l_0} = \frac{76,15 \cdot 6}{2} - \frac{-187,3 + 214,17}{6} = 201,58 \text{ кН}$$

Поперечна сила на середній колоні дорівнює $Q_B = 253,32 \text{ кН}$

Визначаємо момент головної балки в першому прольоті:

$$M_1 = \frac{Q_A^2}{2 \cdot (g+V)} + M_{A1} = \frac{201,58^2}{2 \cdot 76,15} - 187,3 = 79,51 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахункові опорні моменти головної балки першого прольоту по граням колон визначаємо по абсолютній величині:

– по грані крайньої колони

$$M_{(A1)l} = M_{A1} - \frac{Q_A \cdot h_{col}}{2} = 187,3 - \frac{201,58 \cdot 0,4}{2} = 147 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

– по грані середньої колони ліворуч

$$M_{(B1)l} = M_{B1} - \frac{Q_B \cdot h_{col}}{2} = 214,17 - \frac{253,32 \cdot 0,4}{2} = 163,51 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Розрахунок міцності головної балки по перерізам, нормальним до поздовжньої осі.

Попередньо задаємося $\xi = 0,35$ та визначаємо $\alpha_m = 0,289$. Знаходимо робочу висоту головної балки:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{(B1)l}}{\alpha_m \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b}} = \sqrt{\frac{16351000}{0,289 \cdot 8,5 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 100}} = 54,4 \text{ см}$$

Визначаємо повну висоту головної балки прийнявши $a = 3 \text{ см}$:

$h = h_0 + a = 54,4 + 3 = 57,4 \text{ см}$. Отже висоту перерізу та ширину перерізу залишаємо без змін $h = 60 \text{ см}$, $b = 25 \text{ см}$.

Прийнятий переріз не перевіряємо по прольотному моменту, бо $M_1 = 79,51 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{(B1)l} = 163,51 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Визначаємо площу перерізу арматури у розрахункових перерізах головної балки. Переріз у прольоті:

– робоча висота головної балки $h_0 = h - a = 60 - 8 = 52 \text{ см}$;

– коефіцієнт α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{7951000}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 52^2 \cdot 100} = 0,154 \Rightarrow \xi = 0,915;$$

розраховуємо площу перерізу арматури

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{7951000}{365 \cdot 0,915 \cdot 52 \cdot 100} = 4,58 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø14 мм А – III з $A_s = 4,62 \text{ см}^2$.

Переріз по грані середньої колони:

$$h_0 = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ см}$$

$$\alpha_m = \frac{7951000}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 100} = 0,133 \Rightarrow \xi = 0,927;$$

$$A_s = \frac{7951000}{365 \cdot 0,927 \cdot 56 \cdot 100} = 4,2 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø18 мм А – III з $A_s = 5,09 \text{ см}^2$.

Переріз по грані середньої колони:

$$\alpha_m = \frac{16351000}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 100} = 0,273 \Rightarrow \xi = 0,837;$$

$$A_s = \frac{16351000}{365 \cdot 0,837 \cdot 56 \cdot 100} = 9,56 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø25 мм А – III з $A_s = 9,82 \text{ см}^2$.

Розрахунок міцності головної балки по перерізам, похилим до поздовжньої осі.

Розрахунок виконуємо на дію поперечної сили: $Q = Q_B = 253,32 \text{ кН}$.

Для поперечного армування приймаємо арматурну сталь класу А - III, $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$, $E_s = 200000 \text{ МПа}$. При найбільшому діаметрі поздовжньої арматури $d = 25 \text{ мм}$ діаметр поперечних стержнів $d_{sw} = 8 \text{ мм}$. Число каркасів – 2, тоді $A_{sw} = 2 \cdot 0,503 = 1,01 \text{ см}^2$. На приопорних ділянках довжиною $l/4$ приймаємо крок поперечних стержнів:

$$S = \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ см}, \text{ що не перевищує } 500 \text{ мм}; \text{ в середній частині:}$$

$$S = \frac{3 \cdot h}{4} = \frac{3 \cdot 60}{4} = 45 \text{ см}, \text{ що не більше } 500 \text{ мм}, \text{ тоді приймаємо } S = 450 \text{ мм}.$$

Погонне зусилля у поперечних стержнях, віднесене до одиниці довжини елемента:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{285 \cdot 1,01}{20} = 1439 \text{ Н / см}.$$

Мінімальне значення зусилля, що сприймається бетоном стисненої зони над вершиною похилого перерізу:

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,75 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 56 \cdot 100 = 56700 \text{ Н}.$$

Перевіримо умову забезпечення міцності по похилому перерізу на ділянці між середніми хомутами:

$$q_{sw} = 1439 \text{ Н / см} > \frac{Q_{b,\min}}{2 \cdot h_0} = \frac{56700}{2 \cdot 56} = 506,25 \text{ Н / см} - \text{ умова виконується.}$$

Перевіряємо виконання умови:

$$S_{\max} = \frac{\varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{1,5 \cdot 0,75 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 100}{253320} = 31,3 \text{ см} > S = 20 \text{ см} -$$

задовольняється.

Виконуємо розрахунок міцності по похилому перерізу. Знаходимо значення M_b :

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot 0,75 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 56^2 \cdot 100 = 10584000 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

Так як $q_1 = g + \frac{V}{2} = 47,35 \text{ кН / м} = 473,5 \text{ Н / см}$. Значення c знаходимо за формулою:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} \approx 150 \text{ см}.$$

Перевіряємо виконання умови:

$$c = 150 \text{ см} < 3,33h_0 = 3,33 \cdot 56 = 186 \text{ см} - \text{виконується.}$$

Знаходимо поперечну силу Q_b , що сприймається бетоном стисненої зони над розрахунковим похилим перерізом та перевіряємо умову $Q_b \geq Q_{b,\min}$:

$$Q_b = \frac{M_c}{c} = \frac{10584000}{150} = 70560 \text{ Н} > Q_{b,\min} = 56700 \text{ Н} - \text{виконується.}$$

Визначаємо поперечну силу Q у вершині похилого перерізу:

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 253320 - 473,5 \cdot 150 = 182296,5 \text{ Н}.$$

Визначаємо довжину проекції розрахункового похилого перерізу c_0 :

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{10584000}{1439}} = 85,76 \text{ см}.$$

Перевіряємо виконання обмеження $c_0 \leq 2h_0$: $c_0 = 85,76 \text{ см} \leq 2h_0 = 2 \cdot 56 = 112 \text{ см}$ - виконується.

Знаходимо поперечну силу, що сприймається хомутами у похилому перерізі:

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c_0 = 1439 \cdot 85,76 = 123408,64 \text{ Н}.$$

Перевіримо умову міцності у похилому перерізі:

$$Q_b + Q_{sw} = 70560 + 123408,64 = 193968,64 \text{ Н} > 182296,5 \text{ Н} - \text{умова виконується.}$$

Остаточно приймаємо на приопорних ділянках довжиною $l/4$ $s = 125 \text{ см}$, в середній частині $s = 45 \text{ см}$

Для опорного каркасу приймаємо $s = 125 \text{ см}$

2.2. Розрахунок збірного залізобетонного марша та площадочної плити

2.2.1 Розрахунок збірного залізобетонного марша

Розрахувати і законструювати залізобетонний марш шириною 1,355 м для сходів житлової будівлі. Висота поверху 2,8 м. Кут нахилу маршу $\alpha = 27^\circ$, сходинок розміром 15x30 см. Бетон класу В20 ($R_b = 10,5 \text{ МПа}$), арматура каркасів класу А-III ($R_s = 365 \text{ МПа}$), сіток класу Вр-I ($R_s = 375 \text{ МПа}$).

Визначення навантажень і зусиль

Власна вага типових маршів для цивільного будівництва дорівнює $g^n = 3,6 \text{ кН/м}^2$ горизонтальної проекції. Розрахункова схема марша наведена на рис. 2.3.

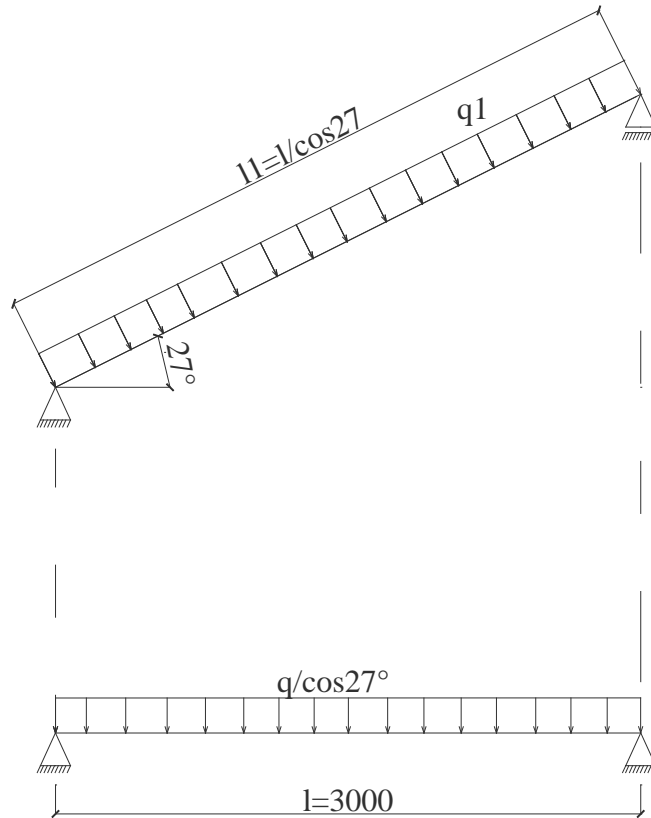


Рис. 2.3 – Розрахункова схема марша

Змінне характеристичне навантаження для сходів житлових будівель $p^n = 3 \text{ кН/м}^2$, коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,2$; квазіпостійне навантаження $p_{ld}^n = 1 \text{ кН/м}^2$.

Розрахункове граничне навантаження на 1 пог. м маршу $q = (g^n \cdot \gamma_f + p^n \cdot \gamma_f) \cdot a = (3,6 \cdot 1,1 + 3 \cdot 1,2) \cdot 1,355 = 10,244 \text{ кН/м}$. Розрахунковий згинаючий момент в

середині прольоту марша $M = \frac{q \cdot l^2}{8 \cos \alpha} = \frac{10,244 \cdot 3^2}{8 \cdot 0,891} = 12,93 \text{ кНм}$. Поперечна сила на

опорі $Q = \frac{q \cdot l}{2 \cos \alpha} = \frac{10,244 \cdot 3}{2 \cdot 0,891} = 17,25 \text{ кН}$

Попереднє призначення розмірів перерізу марша

Призначаю товщину плити (по перерізу між сходами) $h_f' = 30 \text{ мм}$, висоту ребер (косоурів) $h = 170 \text{ мм}$ і товщину ребер $b_r = 80 \text{ мм}$ (рис. 2.4).

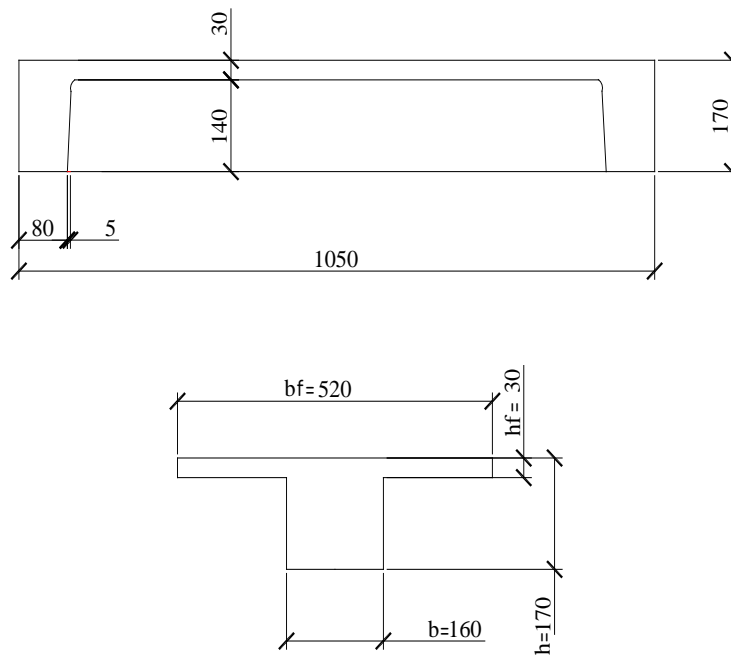


Рис.2.4 Фактичний і приведений поперечний переріз”

Дійсний переріз марша заміною на розрахунковий тавровий з полицею в стиснутій зоні $b=2 \cdot b_r=2 \cdot 80=160$ мм; ширину полиці b_f' при відсутності поперечних ребер приймаю не більше $b_f'=2 \cdot (l/6)+b=2 \cdot (300/6)+16=116$ см або $b_f' = 12 \cdot h_f'+b=12 \cdot 3+16=52$ см, приймаю за розрахункове менше значення $b_f'=52$ см.

Підбір перерізу повздовжньої арматури

Встановлюю розрахунковий випадок для таврового перерізу (при $x = h_f'$):
при $M \leq R_b \gamma_{b2} b_f' h_f' (h_o - 0,5 h_f')$ – нейтральна вісь проходить в полиці

$1002000 < 10,5 \cdot 0,9 \cdot (100) \cdot 52 \cdot 3 \cdot (14,5 - 0,5 \cdot 3) = 1916460$ Нсм, умова виконується, тому розрахунок арматури виконую для прямокутних перерізів завширшки $b_f'=52$ см.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b_f' \cdot h_o^2} = \frac{1002000}{10,5 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 52 \cdot 14,5^2} = 0,097; \xi=0,103; \zeta=0,948;$$

$$A_s = \frac{M \gamma_n}{R_s \cdot \zeta \cdot h_o} = \frac{1002000 \cdot 0,95}{365 \cdot 0,948 \cdot 14,5 \cdot (100)} = 1,9 \text{ см}^2, \text{ приймаю } 2\text{Ø}12 \text{ А-III з } A_s=2,26 \text{ см}^2.$$

В кожному ребрі встановлюю по одному плоскому каркасу Кр1.

Розрахунок похилого перерізу на поперечну силу

Поперечна сила на опорі $Q_{\max}=17,25 \cdot 0,95=16,4$ кН. Розраховую проекцію розрахункового похилого перерізу на повздовжню вісь с:

$$V_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 1,175 \cdot 0,8 \cdot 100 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 14,5^2 = 569189 \text{ Н/см, де } \varphi_n = 0,$$

$$\varphi_f = 2 \frac{0,75 \cdot 3 \cdot h_f^2}{b h_0} = 2 \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 3^2}{16 \cdot 14,5} = 0,175 < 0,5; (1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0,175 = 1,175 < 1,5.$$

В розрахунковому похилому перерізі $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, так як $Q_b = V_b/2$ то $c = V_b/0,5Q = 569189/0,5 \cdot 16400 = 69,41 \text{ см}$, що більше $2h_0 = 29 \text{ см}$. Тоді $Q_b = V_b/c = 569189/29 = 19627,2 \text{ Н} = 19,6 \text{ кН}$, що більше $Q_{max} = 16,4 \text{ кН}$, отже поперечна арматура за розрахунком не потрібна.

В 1/4 прольоту призначаю конструктивно поперечні стрижні $\varnothing 3$ Вр-I з кроком $S = 80 \text{ мм}$ (не більше $h/2 = 170/2 = 85 \text{ мм}$), $A_s = 0,071 \text{ см}^2$, $R_s = 375 \text{ МПа}$; для двох каркасів $A_{sw} = 2 \cdot 0,071 = 0,142 \text{ см}^2$. В середній частині ребер поперечну арматуру розміщуємо конструктивно з кроком 200.

Перевіряю міцність елемента по похилій смузі між похилими тріщинами:
 $Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b \gamma_{b2} b h_0 = 0,3 \cdot 1,017 \cdot 0,91 \cdot 10,5 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 14,5 \cdot 100 = 60870 \text{ Н}$.
де $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 6,3 \cdot 0,00055 = 1,017$; $\alpha = E_s/E_b = 1,7 \cdot 10^5 / 2,7 \cdot 10^4 = 6,3$;
 $\mu_w = 0,071 / 16 \cdot 8 = 0,00055$; $\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 10,5 \cdot 0,9 = 0,91$.
 $Q_{max} = 16,4 \text{ кН} < 60,87 \text{ кН}$, отже міцність марша по похилому перерізу забезпечена.

Плиту марша армуємо сіткою з стрижнів діаметром 4 мм, розміщених з кроком 200 мм. Плита монолітно зв'язана зі сходами, котрі армують конструктивно, і її несуча здатність з врахуванням роботи сходок забезпечується. Сходи, котрі вкладають на косоури, розраховують як вільно оперті балки трикутного перерізу. Робочу арматуру сходок з врахуванням транспортних і монтажних впливів призначаю при $l_{ct} = 2-3 \text{ м}$, діаметр стрижнів 10 мм, хомути виконують з арматури діаметром 6 мм з кроком 200 мм.

2.2.2 Розрахунок залізобетонної площадочної плити

Розрахувати та сконструювати ребристу плиту сходової площадки. Ширина плити 1600 мм, товщина 60 мм, ширина сходової клітини у проясненні 2,81 м (рис. 2.5).

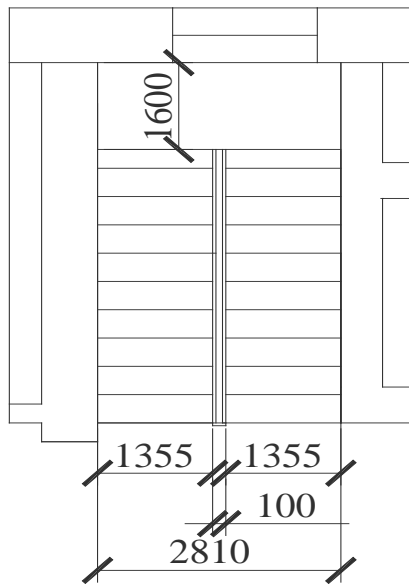


Рис. 2.5 – Сходовая клітина

Тимчасове характеристичне навантаження 3кН/м^2 , коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f=1,2$. Приймаю бетон класу В25, арматура каркасів із сталі класу А-III, сітки – Вр-I.

Визначення навантажень

Власна характеристична вага плити при $h_f=6\text{см}$; $g^n=0,06\cdot 25000=1500\text{Н/м}^2$; розрахункова вага плити $g=1,500\cdot 1,1=1650\text{Н/м}^2$; розрахункова вага лобового ребра (без врахування ваги плити) $q=(0,29\cdot 0,11+0,07\cdot 0,07)\cdot 1\cdot 25000\cdot 1,1=1012\text{Н/м}$; розрахункова вага крайнього пристінного ребра: $q=0,14\cdot 0,09\cdot 1\cdot 25000\cdot 1,1=347\text{Н/м}$. Тимчасове розрахункове навантаження $q=3\cdot 1,2=3,6\text{кН/м}^2$.

Розрахунок полиці плити

Полицю плити при відсутності поперечних ребер розглядаю як балкову з прольотом у короткому напрямі. Розрахунковий проліт дорівнює відстані між ребрами $0,7\text{м}$.

$$M=ql^2/16=(1650+3600)\cdot 1\cdot 0.7^2/16=161\text{Нм}.$$

При $b=100\text{см}$ та $h_0=h-a=6-2=4\text{см}$: $A_o = \frac{M\gamma_n}{R_b\gamma_{b2}bh_0^2} = \frac{16100\cdot 0.95}{14.5\cdot 100\cdot 0.9\cdot 100\cdot 4^2} = 0.007$,
 $\xi=0,01$, $\zeta=0,995$. $A_s = \frac{M\gamma_n}{R_s\zeta h_0} = \frac{16100\cdot 0.95}{375\cdot 100\cdot 0.995\cdot 4} = 0.102\text{см}^2$.

Встановлюю сітку С-1 з арматури $\text{Ø}3\text{Вр-I}$ з кроком $S=150\text{мм}$ на 1м довжини з відгином на опорах, $A_s=0.36\text{см}^2$.

Розрахунок лобового ребра

На лобове ребро діє наступне навантаження:

- Постійне та змінне, рівномірно-розподілені від половини прольоту полиці та від власної ваги: $q=(1650+3600)\cdot 1,6/2+1012=5212\text{Н/м}$
- Рівномірно розподілене навантаження від опорної реакції маршів, прикладена на виступ лобового ребра, що викликає його згин: $q_1=Q/a=13360/1,6= 8380\text{Н/м}$.

Розрахунковий згинаючий момент прольота ребра: $M = (q + q_1) \cdot l_0^2/8 = (5212 + 8380) \cdot 2.81^2/8 = 13392,5\text{Нм}$. Розрахункове значення поперечної сили з врахуванням $\gamma_n=0,95$: $Q=(q+q_1)l\gamma_n/2=(5212+8380)\cdot 2.81\cdot 0.95/2=18141,9\text{Н}$.

Розрахунковий переріз лобового ребра є тавровим з полицею в стиснутій зоні шириною $b_f'=6h_f'+b_r=6\cdot 6+12=48\text{см}$. Так як ребро монолітно зв'язано з полицею, що сприяє сприйняттю момента від консольного виступу. То розрахунок лобового ребра можна виконати тільки на дію згинаючого момента $M=13392,5\text{Нм}$.

Визначаю положення нейтральної вісі при $x=h_f'$.

$M\gamma_n=1339250\cdot 0.95=1272287,5\text{Нсм} < R_b\gamma_{b2}b_f'h_f'/(h_0-0.5h_f')=14.5\cdot 100\cdot 0.9\cdot 48\cdot 6(31.5-0.5\cdot 6)=10711440\text{Нсм}$, умова виконується, нейтральна вісь проходить у межах полиці.

$$A_o = \frac{M\gamma_n}{R_b\gamma_{b2}b_f'h_0^2} = \frac{1272287,5}{14.5\cdot 100\cdot 0.9\cdot 48\cdot 31.5^2} = 0.02; \xi=0,02; \zeta=0,99.$$

$$A_s = \frac{M\gamma_n}{R_s\zeta h_0} = \frac{1272287,5}{365\cdot 100\cdot 0,99\cdot 31,5} = 1,12, \text{приймаю } 1\text{Ø}12 \text{ А-III, } A_s = 1,313\text{см}^2.$$

Розрахунок похилого перерізу лобового ребра на поперечну силу

Розраховую проекцію похилого перерізу на повздовжню вісь с:

$$V_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}\gamma_{b2}bh_0^2 = 2\cdot 1.214\cdot 1.05\cdot 100\cdot 12\cdot 31.5^2 = 27.4\cdot 10^5\text{Н/см}, \text{ де } \varphi_n=0, \\ \varphi_f=0,75\cdot 3h_f'^2/bh_0=0.75\cdot 3\cdot 6^2/12\cdot 31.5=0.214 < 0.5; \quad 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1.214 < 1.5. \quad \text{В}$$

розрахунковому похилому перерізі $Q_b=Q_{sw}=Q/2$, тоді $c=V_b/0.5Q=27.4 \cdot 10^5/0.5 \cdot 20803=263.4\text{см}$, що більше $2h_0=2 \cdot 31.5=63\text{см}$, приймаю $c=63\text{см}$.

$Q_b = V_b/c = 27.4 \cdot 10^5/63=43.4\text{кН} > Q=20,803\text{кН}$, отже поперечна арматура за розрахунком не потрібна. Конструктивно приймаю закриті хомути з арматури $\text{Ø}6$ А-III з кроком 150мм.

Консольний виступ для опирання збірного марша армую сіткою С-2 з арматури $\text{Ø}6$ А-III; поперечні стержні цієї сітки скріплюють з хомутами каркаса К-1 ребра.

Розрахунок пристінного ребра

На пристінне ребро діє постійне та змінне навантаження, рівномірно-розподілені від половини прольоту полиці та від власної ваги:
 $q=(1650+3600) \cdot 1,6/2+1012=5212\text{Н/м}$

Розрахунковий згинаючий момент прольота ребра: $M = ql_0^2/8 = 5212 \cdot 2.81^2/8=5144,31\text{Нм}$. Розрахункове значення поперечної сили з врахуванням $\gamma_n=0,95$: $Q=q\gamma_n/2=5212 \cdot 2.81 \cdot 0.95/2=6956,7\text{Н}$.

Розрахунковий переріз пристінного ребра є тавровим з полицею в стиснутій зоні шириною $b_f'=6h_f'+b_r=6 \cdot 6+10=46\text{см}$. Так як ребро монолітно зв'язано з полицею, що сприяє сприйняттю момента від консольного виступу. То розрахунок лобового ребра можна виконати тільки на дію згинаючого момента $M=13392,5\text{Нм}$.

Визначаю положення нейтральної вісі при $x=h_f'$.

$M\gamma_n=1339250 \cdot 0.95=1272287,5\text{Нсм} < R_b\gamma_{b2}b_f'h_f'(h_0-0.5h_f')=14.5 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 46 \cdot 6(15,5-0.5 \cdot 6)=4502250\text{Нсм}$, умова виконується, нейтральна вісь проходить у межах полиці.

$$A_o = \frac{M\gamma_n}{R_b\gamma_{b2}b_f'h_0^2} = \frac{1272287,5}{14.5 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 46 \cdot 15.5^2} = 0.088; \xi=0,092; \zeta=0,954.$$

$$A_s = \frac{M\gamma_n}{R_s\zeta h_0} = \frac{1272287,5}{365 \cdot 100 \cdot 0,954 \cdot 15,5} = 0,236, \text{ приймаю } 1\text{Ø}6 \text{ А-III, } A_s = 0,283\text{см}^2.$$

Розділ 3: Основи та фундаменти

Раздел 1.03 3.1 Вихідні дані

Переріз колони 0,4 х 0,4 м. Навантаження на колону на рівні обрізу фундаменту: поздовжня сила $N=1054,43$ кН; згинальний момент $M=37,00$ кН·м;

За даними інженерно-геологічних вишукувань виділені чотири елементи:

- 1 - ґрунтово-рослинний шар;
- 2 – суглинок жовто-бурий коричнюватий;
- 3 – суглинок коричнево-бурий;
- 4 - глина.

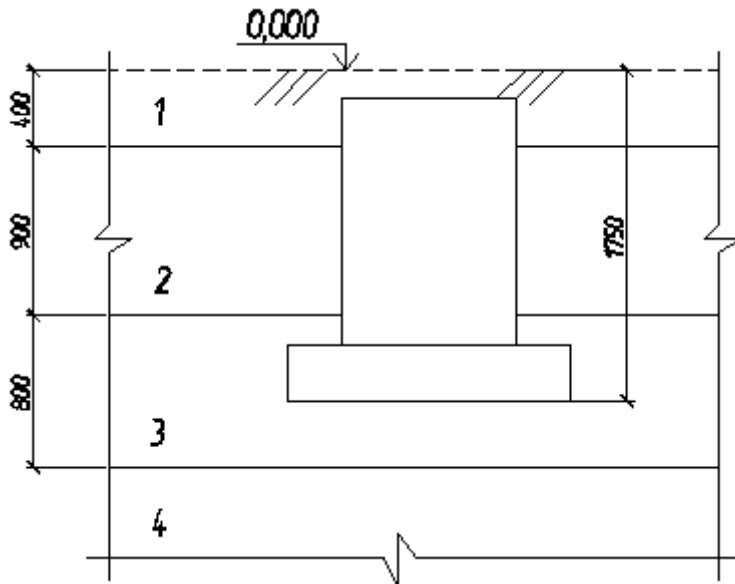


Рисунок 3.1

3.1.1 Інженерно-геологічні умови

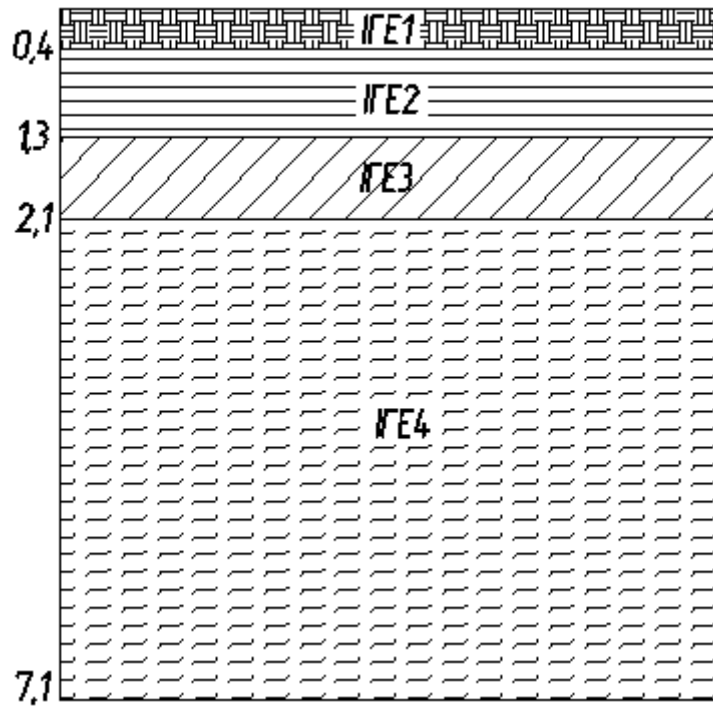


Рисунок 3.2 – Інженерно-геологічний переріз

ГЕ1 – Ґрунтово-рослинний шар;

ГЕ2 – Суглинок жовто-бурий коричневий, сіруватий, лисовидний, місцями сильно неоднорідний по складу, з сірими набряками, тріщинуватий, карбонатний, з включеннями борошнистих карбонатів, з нальотами марганцю.

ГЕ3 – Суглинок коричнево-бурий, червонуватий, на початку шару тріщинуватий, нижче щільний, карбонатний з включеннями борошнистих карбонатів, з частими скупченнями кристалів гіпсу, важкий, слабков'язкий, тугопластичний.

ГЕ4 – Глина темно-бура, однорідна, карбонатна, з скупченнями кристалів гіпсу, щільна, важка, слабковязка, тверда.

В якості основи приймаємо третій шар – суглинок коричнево-бурий.

3.2 Визначення розмірів підшви фундаменту

Планування поверхні проводимо методом зрізання ґрунтово-рослинного шару. Висота фундаменту $h_f = 1,6\text{ м}$. Глибина закладання:

$$d = 1,6 + 0,15 = 1,75\text{ м}$$

Площа підшви фундаменту:

$$A_{\phi} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d};$$

ширина (довжина) фундаменту:

$$b_i = l = \sqrt{\frac{A_{\phi i}}{\eta}}; \quad \eta=1;$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} k_z b \gamma_{11} + M_g \alpha_1 \gamma'_{11} + (M_g - 1) d b \gamma'_{11} + M_c \cdot c_{11});$$

$$\gamma'_{11} = \frac{20 \cdot 0,4 + 18,15 \cdot 0,9 + 19,42 \cdot 0,45}{0,4 + 0,9 + 0,45} = 18,90 \text{ кН / м}^3$$

У першому наближенні

$$A_{\phi 1} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{1054,43}{350 - 20 \cdot 1,75} = 3,35 \text{ м}^2$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{A_{\phi 1}}{1}} = \sqrt{\frac{3,35}{1}} = 1,83 \text{ м}$$

$$R_1 = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} (2,46 \cdot 0,298 \cdot 1,83 \cdot 19,03 + 10,85 \cdot 1,75 \cdot 18,90 + 11,73 \cdot 40) = 783,11 \text{ кПа}$$

Друге наближення:

$$A_{\phi 2} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{1054,43}{783,11 - 20 \cdot 1,75} = 1,41 \text{ м}^2$$

$$b_2 = \sqrt{\frac{A_{\phi 2}}{1}} = \sqrt{\frac{1,41}{1}} = 1,19 \text{ м}$$

$$R_2 = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} (2,46 \cdot 0,298 \cdot 1,19 \cdot 19,03 + 10,85 \cdot 1,75 \cdot 18,90 + 11,73 \cdot 40) = 774,92 \text{ кПа}$$

Третє наближення:

$$A_{\phi 3} = \frac{N}{R_0 - \gamma_{cp} \cdot d} = \frac{1054,43}{774,92 - 20 \cdot 1,75} = 1,43 \text{ м}^2$$

$$b_3 = \sqrt{\frac{A_{\phi 3}}{\eta}} = \sqrt{\frac{1,43}{1}} = 1,19 \text{ м}$$

Різниця між b_2 та b_3 не перевищує 10 см. Приймаємо $b = 1,2 \text{ м}$, $l = 1,2 \text{ м}$:

$$A_{\phi} = 1,2 \cdot 1,2 = 1,44 \text{ м}^2$$

Уточнене значення розрахункового опору ґрунту:

$$R_{\phi} = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} (2,46 \cdot 0,298 \cdot 1,2 \cdot 19,03 + 10,85 \cdot 1,75 \cdot 18,90 + 11,73 \cdot 40) = 775,05 \text{ кПа}$$

Напруження під подошвою фундаменту:

$$P_{\min}^{\max} = \frac{N + b \cdot l \cdot d \cdot \gamma_{cp}}{b \cdot l} \pm \frac{\sum M}{W},$$

де момент опору перерізу подошви фундаменту відносно його поздовжньої вісі:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{1,2 \cdot 1,2^2}{6} = 0,288 \text{ м}^3$$

Навантаження від фундаменту і ґрунту на його уступах:

$$G_{\phi, cp} = dlb\gamma_{cp} = 1,75 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 20 = 50,4 \text{ кН},$$

де γ_{cp} - усереднена питома вага фундаменту і ґрунту на його уступах.

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{1054,43 + 50,4}{1,44} \pm \frac{37}{0,288} = 767,24 \pm 128,47;$$

$$P_{\max} = 895,71 \text{ кПа} < 1,2 \cdot 775,05 = 930,06 \text{ кПа};$$

$$P_{\min} = 638,77 > 0;$$

$$P_{cp} = 767,24 \text{ кПа} < 775,05 \text{ кПа}.$$

Таким чином розміри фундаменту визначені вірно.

3.3 Розрахунок осідання фундаменту

Природний тиск у ґрунті:

$$\sigma_{zg0} = \sum \gamma_1 \cdot h_1 = 20 \cdot 0,4 = 8 \text{ кПа}; \quad \sigma_{zg1} = 8 + 0,9 \cdot 18,15 = 24,335 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zg2} = 24,335 + 0,45 \cdot 19,42 = 33,07 \text{ кПа}.$$

Таким чином $\sigma_{zg2} = 33,07$ кПа – природний тиск у ґрунті на рівні підосви фундаменту від ваги вищерозміщених ґрунтів.

Додатковий вертикальний тиск на рівні підосви фундаменту:

$$P_0 = P_{cp} - \sigma_{zg1} = 767,24 - 33,07 = 734,17 \text{ кПа}$$

Ґрунтову товщу розбиваємо на елементарні шари товщиною:

$$h_i = 0,4b = 0,4 \cdot 1,2 = 0,48 \text{ м}$$

Подальший розрахунок зводимо в таблицю.

Таблиця 3.2 - Розрахунок осідання основи фундаменту під колону

Номер точок	h, м	Z, м	$\zeta = \frac{2z}{b}$	α	σ_{zg}' , кПа	σ_{zp}' , кПа	$\sigma_{zg,cp}'$, кПа	E, кПа	S, м
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Суглинок коричнево-бурий									
1	0	0	0	1	33,07	734,17	693,01	18000	0,0082
2	0,35	0,35	0,58	0,888	39,87	651,94		18000	

Глина									
3	0,48	0,83	1,38	0,535	49,00	392,78	522,36	24500	0,0082
4	0,48	1,31	2,18	0,300	58,13	220,25	306,52	24500	0,0048
5	0,48	1,79	2,98	0,183	67,26	134,35	177,30	24500	0,0028
6	0,48	2,27	3,78	0,121	76,39	88,83	111,59	24500	0,0017
7	0,48	2,75	4,58	0,085	85,52	62,40	75,62	24500	0,0012
8	0,48	3,23	5,38	0,063	94,65	46,25	53,83	24500	0,0008
9	0,48	3,71	6,18	0,048	103,78	35,24	40,75	24500	0,0006
10	0,48	4,19	6,98	0,038	112,91	27,90	31,57	24500	0,0005
11	0,48	4,67	7,78	0,031	122,04	22,36	25,33	24500	0,0004

$$\sum Si = 3,18 \text{ см}$$

$$S = 0,8 \frac{\sum h_i \cdot \sigma_{zpcp}}{E_i} = 3,18 \text{ см},$$

що менше гранично припустимого осідання $S_{пр}=15\text{см}$.

За даними розрахунку будуюмо епюру тисків (рисунок 3.3.).

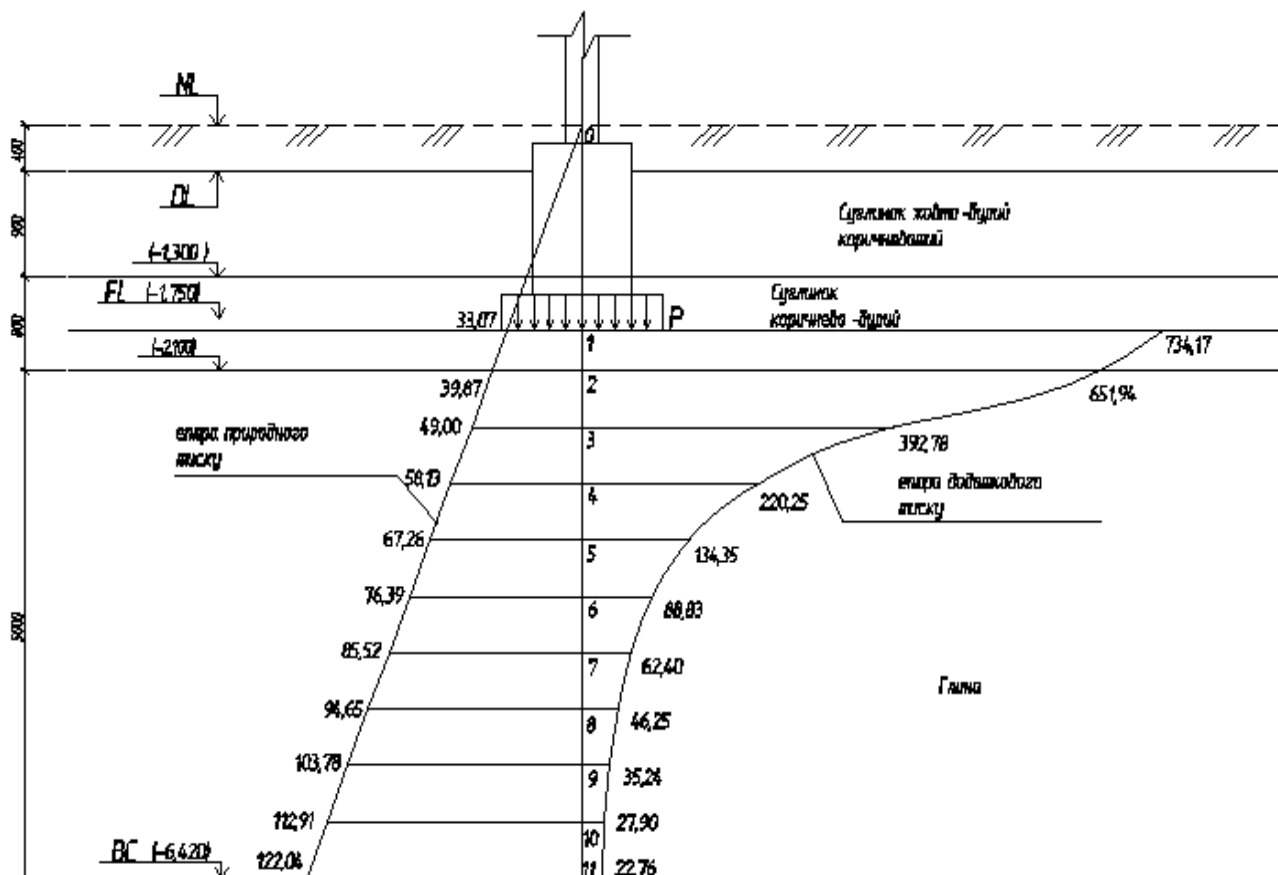


Рисунок 3.3

3.4 Розрахунок тіла по матеріалу

3.3.1 Визначення геометричних розмірів фундаменту

Приймаємо бетон С12/15, $R_b=8,5 \text{ МПа}$; $R_{bt}=0,75 \text{ МПа}$; $\gamma_{b2}=0,9$; $\gamma_{b3}=1$;
арматура класу А-400, $R_s=365 \text{ МПа}$, $E_s=2 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Висота фундаменту: $h=d \cdot 0,15=1,6 \text{ м}$

Розрахункові навантаження:

$$N_1 = N_n \cdot 1,1 = 1054,43 \cdot 1,1 = 1159,87 \text{ кН}$$

$$M_1 = M_n \cdot 1,1 = 37,00 \cdot 1,1 = 40,70 \text{ кН}$$

Переріз колони 400x400 мм.

Ексцентриситет:

$$e_0 = \frac{\sum M}{N} = \frac{40,70}{1159,87} = 0,035 < 2l_c = 2 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ м}$$

Глибина заробки $d_c = 0,75$ м. Тоді глибина стакану $d_p = d_c + 50 = 0,8$ м.

Товщина стінок стакану: $t = 0,2 \cdot l_c = 0,2 \cdot 0,4 = 0,08$ м.

Товщина стінок $t = 100$ мм.

Розміри підколони в плані:

$$b_{cf} = L_{cf} = l_c + 2t + 2a = 400 + 200 + 150 = 750 \text{ мм}$$

Приймаємо: $L_{cf} = B_{cf} = 800$ мм

Уточнюємо товщину стінок стакану:

$$t_b = t_l = (l_{cf} - l_c - 2a) / 2 = (800 - 400 - 150) / 2 = 125 \text{ мм}$$

Товщина дна стакану фундаменту:

$$h_p = h - d_p = 1,6 - 0,8 \text{ м} = 0,8 \text{ м} > 0,2 \text{ м}$$

Приймаємо 1 сходинку. Виліт сходинки:

$$C_1 = (l - l_{cf} - 2c_2) / 2 = (1200 - 800) / 2 = 200 \text{ мм} < 3h_{01} = 3 \cdot 250 = 750 \text{ мм}.$$

Висота підколони:

$$h_{cf} = h - \sum h_{icm} = 1600 - 300 = 1300 \text{ мм}.$$

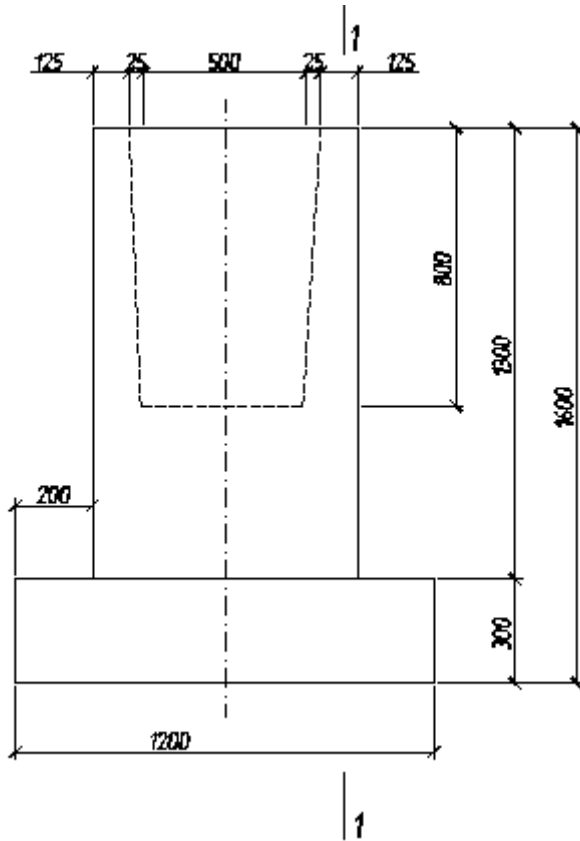


Рисунок 3.4

3.3.2 Розрахунок плитної частини фундаменту на продавлення

$$h_{cf} - d_p \leq 0,5(l_{cf} - l_c)$$

$$900 - 950 = -50 < 0,5(800 - 400) = 200 - \text{друга схема розрахунку}$$

$$N_c \leq b \cdot l \cdot R_{bt} h_{op} / A_0,$$

Так як $b - b_c = 1200 - 800 = 400 < 2 h_{0,pl} = 2 \cdot 250 = 500 \text{ мм}$, то розрахунок на продавлення не виконуємо так як ступень є жорсткою, в ній не виникає продавлююче зусилля.

3.3.3 Визначення площі перерізу арматури плитної частини фундаменту

Визначим переріз арматури вздовж більшої сторони l – переріз 1-1.
Максимальний крайовий тиск на ґрунт:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1159,87}{1,44} + \frac{40,7}{0,288} = 946,78 \text{ кПа}$$

Тиск на ґрунт у перерізі 1-1 (рисунок 3.3.)

$$\sigma_{1-1} = \frac{N}{A} + \frac{K_i \cdot \sum M}{W} = \frac{1159,87}{1,44} + \frac{0,33 \cdot 40,70}{0,288} = 852,10 \text{ кПа, де}$$

$$K_{1-1} = 1 - \frac{2C_{i-1}}{l} = 1 - \frac{2 \cdot 0,2}{1,2} = 0,33$$

Згинальний момент в перерізі 1-1:

$$M_{1-1} = \frac{C_{i-1}^2 \cdot b}{6} (2\sigma_{\max} + \sigma_{i-1}) = \frac{0,2^2 \cdot 1,2}{6} (2 \cdot 946,78 + 852,10) = 21,97$$

кН·м.

$$\alpha_o = \frac{M_{1-1}}{Rb \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{21,97}{8500 \cdot 1,2 \cdot 0,25^2} = 0,034; \quad \zeta = 0,983$$

$$\text{Тоді } A_{s1-1} = \frac{M_{1-1}}{Rb \cdot b \cdot h_0} = \frac{21,97}{365000 \cdot 0,983 \cdot 0,25} = 2,45 \text{ см}^2$$

Приймаємо $7\emptyset 10$ А-400 с $A_s = 5,5 \text{ см}^2$ (рисунок 3.5)

Мінімальний відсоток армування:

$$\mu = \frac{A_s}{A_b} = \frac{5,5}{3600} = 0,0015 > 0,0008$$

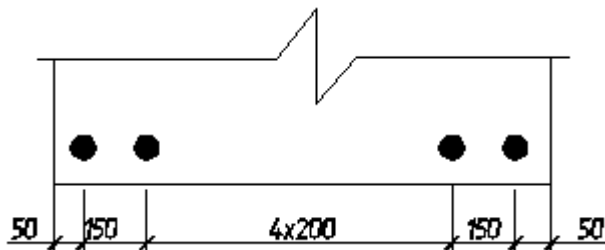


Рисунок 3.5

Так як фундамент є центрально навантаженим та має однакові розміри в обох площинах, то армування в іншій площині буде таким самим як і в розрахованій, тобто

$$7 \text{ } \varnothing 10 \text{ A – III, з } A_s = 5,5 \text{ см}^2$$

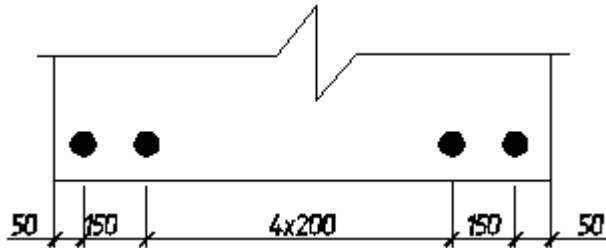


Рисунок 3.6

3.3.4 Розрахунок поздовжнього армування підколонника

а) Розрахунок прямокутного перерізу підколонника

Висота стиснутої зони:

$$X = l_{cf} - 2 \cdot e_x = 0,8 - 2 \cdot 0,060 = 0,680 \text{ м}$$

Загальний ексцентриситет:

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{40,7}{1159,87 + 54,6} + \frac{0,8}{30} = 0,060 \text{ м}$$

Площа перерізу стиснутої зони: $A_b = b_{cf} \cdot x = 0,8 \cdot 0,680 = 0,544 \text{ см}^2$,

$$N = 1159,87 < \alpha \cdot \gamma_{b3} \cdot \gamma_{b3} \cdot R_b \cdot A_b = 1 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 8500 \cdot 0,544 = 4161,6 \text{ кН}$$

Армування приймаємо конструктивно:

$$A_s = A_s^I > 0,0002 \cdot l_{cf} \cdot b_{cf} = 0,0002 \cdot 0,8 \cdot 0,8 = 1,28 \text{ см}^2$$

Приймаємо переріз арматури 3 $\varnothing 12\text{A}-400$ с $A_s = 3,39 \text{ см}^2$. Вздовж граней паралельних площині згину приймаємо по стержню $\varnothing 12\text{A}-400$ (рисунок 3.7).

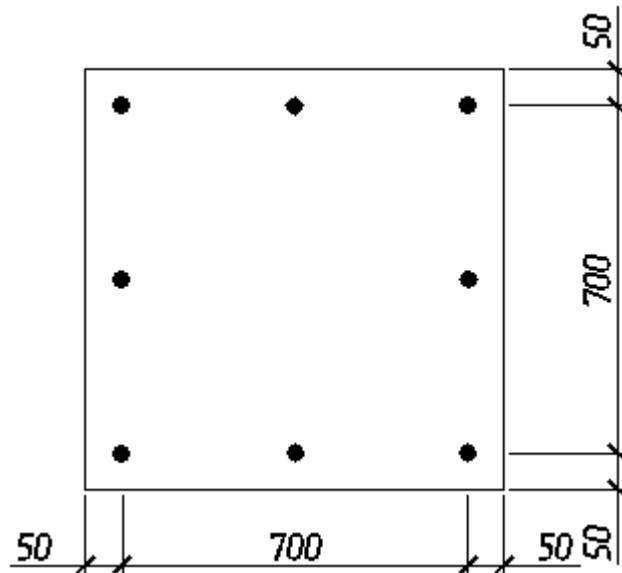


Рисунок 3.7

б) Розрахунок коробчатого перерізу підколінника

Загальний ексцентриситет:

$$e_{ox} = \frac{M_x}{N} = \frac{40,7}{1159,87} = 0,035 \text{ м}$$

Так як $e_{ox}=0,035 < b_c/6=0,4/6=0,067$ м - розрахунок поперечної арматури непотрібен.

Прийнятий раніше переріз арматури 3Ø12 А-400 достатній по міцності.

3.3.5 Розрахунок поперечної арматури підколонника

Так як $e_{ox}=0,035 < b_c/6=0,4/6=0,067$ м - розрахунок поперечної арматури непотрібен.

Армування виконуємо конструктивно

Приймаємо переріз арматури 4Ø8 А-400, $A_s=2,01 \text{ см}^2$ (рисунок 3.8).

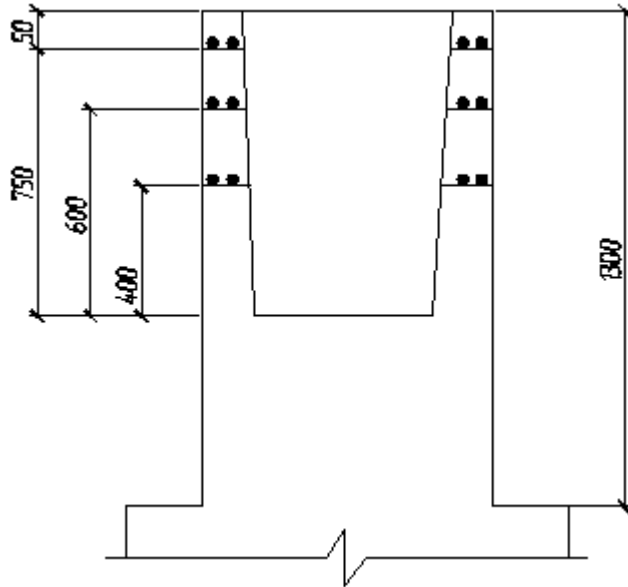


Рисунок 3.8

3.3.6 Розрахунок підколонника на зминання під торцем колони

Визначаємо необхідність встановлення сіток, перевіряємо міцність бетонного перерізу:

$$N_c \leq \psi_{loc} \cdot R_{b,loc} \cdot A_{loc}$$

Поздовжня стискаюча сила $N_c = \alpha \cdot N = 0,85 \cdot 1159,87 = 985,89$ кН

$$\alpha = 1 - 0,4 R_{bt} \cdot A_{cy} / N = 1 - \frac{0,4 \cdot 750 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 2,08}{1159,87} = 0,564;$$

$$A_{cy} = 2 \cdot (l_c + b_c) \cdot d_c = 2(0,4 + 0,4) \cdot 1,3 = 2,08 \text{ м}^2;$$

Приймаємо $\alpha = 0,85$

так як $e_{ox} < b_c/6$, то $\psi_{loc} = 0,1$

Розрахунковий опір бетону стиску:

$$R_{b,loc} = \varphi_b \cdot R_b, \text{ где } \varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2} / A_{loc1}} = \sqrt[3]{\frac{0,8 \cdot 0,8}{0,5 \cdot 0,5}} = 1,6.$$

Тоді, $R_{b,loc} = \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b9} \cdot R_b \cdot \varphi_b = 0,9 \cdot 0,9 \cdot 8500 \cdot 1,6 = 11016$ кН

Умова міцності приймає вигляд

$$N_c = 985,89 \text{ кН} < 0,1 \cdot 11016 \cdot 0,25 = 2754 \text{ кН}$$

Отже, бетонний переріз по міцності проходить і установлення сіток непрямого армування не потрібне.

Розділ 5: Технологія і організація будівельного виробництва

5.1 Технологічна карта на земляні роботи

5.1.1 Визначення розмірів дна котловану і обсягів розробляемого ґрунта.

Ширину і довжину дна котловану визначаємо по формулі:

$$B = B_0 + b_1 + b_2 + 2mH + 2 \cdot 0,5, \text{ де}$$

B - ширина (довжина) дна котловану, м;

B_0 - відстань між вісями зовнішніх стін, м;

b_1 і b_2 - відстань від вісей до зовнішніх країв фундаменту, м;

m - коефіцієнт закладання укосів;

H - глибина котловану, м;

0,5 – відстань для робочих, м.

Визначаємо ширину котловану:

$$B = 42 + 0,6 + 2 \cdot 0,5 \cdot 1,75 + 2 \cdot 0,5 = 45,35 \text{ м}$$

Визначаємо довжину котловану:

$$B = 48 + 0,6 + 2 \cdot 0,5 \cdot 1,75 + 2 \cdot 0,5 = 51,35 \text{ м}$$

Обсяг котловану визначаємо за формулою:

$$V = \frac{H}{6} [(2a + a_1)b + (2a_1 + a)b_1]$$

$$V = \frac{1,75}{6} [(2 \cdot 43,6 + 45,35) \cdot 49,6 + (2 \cdot 45,35 + 43,6) \cdot 51,35] = 3928,98 \text{ м}^3$$

Визначаємо обсяг зворотної засипки:

$V_{зв} = V_{кот} - V_{п.ч.}$, де $V_{п.ч.}$ - об'єм підземної частини будівлі.

$$V_{зв} = 3928,98 - 75,82 = 3853,16 \text{ м}^3$$

Визначаємо обсяг в'їздної траншеї за формулою:

$$V_{в.т.} = \frac{h^2}{6} \left(3b + 2mh \frac{m' - m}{m'} \right) (m' - m)$$

$$V_{\text{в.т.}} = \frac{1,75^2}{6} \left(3 \cdot 3,5 + 2 \cdot 0,6 \cdot 1,75 \frac{15-0,6}{15} \right) (15-0,6) = 90 \text{ м}^3$$

5.1.2 Вихідні дані.

При влаштуванні котловану, глибиною 1,75 м, з похилими стінками (укосами), приймаємо два варіанти комплекту механізмів. Призначаємо в якості ведучих машин два екскаватора з місткістю ковша 0,65-1 м³. Для розробки котловану приймають механізований спосіб проведення робіт з урахуванням комплексної механізації. За таблицею 9 АНТІ[8], вибираємо екскаватори ЄО-4121А з прямою та зворотною лопатою. Технічні характеристики цих машин заносимо в табл.1.1

Таблиця 5.1 - Технічні характеристики ведучих машин

Показник	Екскаватор ЄО-4121А	
	Зі зворотною лопатою	З прямою лопатою
Місткість ковша, м ³	0,65	0,65
Довжина гусеничного ходу, м	3,42	3,42
Максимальна копання нижче рівня стоянки, м	5,8	3,6
	6	5
Найбільша висота вивантаження, м	9,2	7,25
Найбільший радіус копання, м		

Визначаємо комплекти механізмів для екскаватора ЄО-4121А, обладнаного зворотною (табл.1.2) та прямою лопатою (табл. 1.3).

Таблиця 5.2 – Комплект механізмів для екскаватора ЕО-4121А, обладнаного зворотною лопатою

Машини для розробки котловану	Машини для зачистки котловану	Машини та механізми для ущільнення	Машини для транспортування ґрунту
Екскаватор ЕО – 4121А з зворотною лопатою	Бульдозер ДЗ-53	Напівпричепний коток ДУ-16В з тягачем МоАЗ-546П	Автосамоскид КАМАЗ -5511 9шт.

Таблиця 5.3 – Комплект механізмів для екскаватора ЕО-4121А, обладнаного прямою лопатою

Машини для розробки котловану	Машини для зачистки котловану	Машини та механізми для ущільнення	Машини для транспортування ґрунту
Екскаватор ЕО – 4121А з прямою лопатою	Бульдозер ДЗ-17	Напівпричепний коток ДУ-39А з тягачем Т-150	Автосамоскид КАМАЗ -5511 9шт.

5.1.3 Визначення техніко економічних показників проведення робіт по улаштуванню котловану

Визначається тривалість розробки котловану екскаватором та ув'язуємо її з тривалістю праці комплектуючих машин. Для цього спочатку розраховуємо експлуатаційну та нормативну продуктивності екскаваторів.

Експлуатаційна продуктивність, м³/зм

$$P_e = \frac{3600cg K_e K_p}{t_{\text{ц}}}$$

де 3600 – показник переводу часу в секунди;

g – місткість ковша екскаватора, м³

K_e – коефіцієнт використання місткості ковша, що дорівнює

$$K_e = \frac{K_n}{K_p}$$

де K_n – коефіцієнт наповнення ковша (табл. 21 АНТІ[8]),

K_p – коефіцієнт початкового розпушення ґрунту (табл. 32 АНТІ[8]),

K_в – коефіцієнт використання часу зміни;

t_ц – тривалість циклу роботи, (табл. 9 АНТІ[8]), с;

$$1) P_e = \frac{3600 \cdot 8 \cdot 0,65 \cdot 0,9 \cdot 0,71}{20 \cdot 1,21} = 494,3$$

$$2) P_e = \frac{3600 \cdot 8 \cdot 0,65 \cdot 0,9 \cdot 0,71}{16 \cdot 1,21} = 617,9$$

Нормативна продуктивність, м³/зм

$$P_n = \frac{a_e c}{H_{н.в}}$$

де a_e – одиниця об'єму;

c – тривалість зміни, ч;

H_{н.в} – норма витрат машинного часу по ЕніР, маш.-ч.

$$P_n = \frac{100 \cdot 8}{1,1} = 727,3$$

Так як нормативна продуктивність екскаватора більше, тому її беремо для розрахунку тривалості розробки ґрунту в котловані, а при розробці в'їзної траншеї 50% від неї, тобто

$$0,5 \cdot 727,3 = 363,7 \text{ м}^3/\text{зм}$$

Звідси нормативна тривалість роботи екскаватора, змін

$$T_n = \frac{V}{\Pi} + \sum T_i$$

де V – загальний обсяг земельних робіт;

Π – продуктивність ведучої машини;

$\sum T_i$ - сумарна тривалість виконання різних видів підготовчих, допоміжних та інших робіт.

$$T_n = \frac{3928,98}{727,3} + \frac{90}{363,7} = 5,7$$

Таблиця 5.4 - Технічні характеристики бульдозерів

Показник	ДЗ-53	ДЗ-17
Тип відвалу	Неповор.	Повор.
Довжина відвалу, м	3,2	3,94
Висота відвалу, м	1,2	1
Потужність, кВт	79	79
Марка трактора	Т-100	Т-100
Маса бульдозерного обладнання, т	2,13	2,22

Встановлюємо тривалість роботи бульдозерів ДЗ-53 та ДЗ-17 по плануванні ґрунту на відвалі, розташованому на відстані 5 км від котловану. При цьому приймаємо, що бульдозер розрівнює ґрунт шаром 0,2 м, це дозволяє робити ущільнення ґрунту котками. Для цих умов нормативна продуктивність бульдозерів однакова та складе, м³/зм

$$\Pi_n = \frac{100 \cdot 8}{0,58} = 1379,3$$

Тривалість роботи кожного з бульдозерів, змін

$$T_{н} = \frac{3928,98 + 90}{1379,3} = 3,0$$

До отриманої тривалості роботи бульдозера необхідно додати витрати часу на його перебазування з місця відвалу та назад, а також на розробку недобору, так як в комплекті машин приймається тільки один бульдозер, який виконує роботи як на відвалі так і в котловані.

Приймаємо середню відстань переміщення ґрунту при розробці недобору, рівну 30 м. Для цих умов нормативна продуктивність кожного з бульдозерів, м³/зм

$$P_{н} = \frac{100 \cdot 8}{1,36} = 588$$

Тривалість роботи, змін

$$T_{н} = \frac{466}{588} = 0,8$$

Приймаємо витрати часу, необхідні на перебазування бульдозера на відстань 5 км з середньою швидкістю 7 км/год (табл. 7 АНТІ[8]).

Загальні витрати часу на роботу бульдозерів складуть:

$$3,0 + 0,8 + 0,3 = 4,1 \text{ зміни}$$

Таблиця 5.5 - Технічні характеристики катків

Показник	ДУ-16В	ДУ-39А
Тип катка	На пневмашинах	На пневмашинах
Ширина ущільнюючої смуги, м	2,6	2,6
Товщина ущільнюючого шару, м	0,35	До 0,35
Потужність двигуна, кВт	79	79
Маса катка, т	25	25

Розраховуємо тривалість роботи котка на відвалі. Приймаємо, що коток ущільнює ґрунт, розрівняний бульдозером, шаром 0,2 м, довжина гону – 100 м, кількість проходів по одному сліду – 8, нормативна продуктивність котка ДУ - 16В та ДУ-39А, м³/зм

$$P_n = \frac{1000 \cdot 8}{1 + 0,17 \cdot 4} = 4761,9$$

Нормативна тривалість коткування ґрунту на відвалі складе, змін:

$$T_n = \frac{3928,98 + 90}{0,2 \cdot 4761,9} = 4,3$$

Загальну продуктивність приймаємо рівною тривалості ведучої машини, як в першому варіанті, так і в другому – 6 змін.

Знаходимо необхідну кількість автосамоскидів. Для цього визначаємо:

$$T_{\text{ц}} = t_n + \frac{2L}{v_{\text{cp}} / 60} + t_{\text{р.м.}} + t_{\text{м}}, \text{ де}$$

v_{cp} - середня розрахункова швидкість руху до місця розвантаження і навпаки;

L – переміщення ґрунта, км;

$t_{\text{р.м.}}$ - час розвантаження з маневруванням, хв.;

$t_{\text{м}}$ - час, затрачений на маневри при навантажуванні автосамоскида, хв.;

t_n - тривалість навантажування автосамоскида, хв.;

$$t_n = M / (n_t \cdot k_t), \text{ де}$$

M – число ковшів, навантажуваних в кузов машини;

n_t - число циклів екскавації в хвилину;

$$n_t = \frac{60k_B}{t_{\text{ц}}}; \quad n_t = \frac{60 \cdot 0,71}{20} = 2,13;$$

k_t - коефіцієнт, що залежить від організації роботи транспорту.

$$t_n = \frac{6}{2,13 \cdot 0,7} = 4,02;$$

$$T_{\text{ц}} = 4,02 + \frac{2 \cdot 5}{25 / 60} + 1,9 + 2 = 34,92$$

Визначаємо кількість автосамоскидів:

$$N_{mp} = \frac{34,92}{4,02} = 8,7 \text{ (приймаємо 9 автосамоскидів).}$$

Трудомісткість виконання одиниці об'єму ґрунту по улаштуванню котловану, розраховуємо за формулою:

$$g_e = \frac{\sum Q_{Mi} + \sum Q_{Pi}}{V}$$

де Q_{Mi} – витрати праці робітників, що зв'язані виконанням механізованого процесу, чол.-ч;

Q_{Pi} – витрати праці робітників, що зв'язані виконанням немеханізованих процесів, чол.-ч;

V – загальний обсяг земляних робіт, м³

$$g_e = \frac{8(6 \cdot 1 + 5 \cdot 1 + 5 \cdot 1)}{4484,98} = 0,029$$

Визначаємо показники вартості, для цього спочатку розраховуємо собівартість машино-години для кожної машини :

$$C_{\text{маш.-год.}} = \frac{E}{T_i} + \frac{\Gamma}{T_e} + C_e, \text{ де } E - \text{одно}$$

часові витрати по доставці машини, її монтаж, переміщення під час роботи і т.п., грн.;

T_i – тривалість роботи машини, год;

Γ – річні амортизаційні відрахування, грн.;

T_e – нормативне число використання машини за рік;

C_e – експлуатаційні витрати за період роботи машини, грн.;

Перший варіант

для екскаватора ЄО – 4121А, обладнаного зворотною лопатою

$$C_{\text{маш.-год.}} = \frac{17,75}{6 \cdot 8} + \frac{23470 \cdot 18,5}{100 \cdot 3275} + 0,76 + 0,05 + 0,82 \cdot 0,25 + 1,34 = 4,05$$

грн.;

для бульдозера ДЗ-53

$$C_{\text{маш.-год.}} = \frac{30}{5 \cdot 8} + \frac{8560 \cdot 40}{100 \cdot 2580} + 1,4 + 0,03 + 1,09 \cdot 0,27 + 0,79 = 4,59 \text{ грн.};$$

для котка ДУ – 16В

$$C_{\text{маш.-год.}} = \frac{23,7}{5 \cdot 8} + \frac{23200 \cdot 25,2}{100 \cdot 2700} + 0,15 + 1,9 \cdot 0,49 + 0,7 = 4,54$$

грн.;

для автосамоскида КАМАЗ-5511

$$C_{\text{маш.-год.}} = 1,9 + 0,483 \cdot 13,5 = 8,42 \text{ грн.};$$

$$L_q = 2 \cdot 5 \cdot \frac{60}{31,58} \cdot 0,71 = 13,5$$

Другий варіант

для екскаватора EO – 4121A, обладнаного прямою лопатою

$$C_{\text{маш.-год.}} = 4,07 \text{ грн.};$$

для бульдозера ДЗ-17

$$C_{\text{маш.-год.}} = 5,62 \text{ грн.};$$

для котка ДУ – 39А

$$C_{\text{маш.-год.}} = 5,29 \text{ грн.};$$

для автосамоскида КАМАЗ-5511

$$C_{\text{маш.-год.}} = 12,1 \text{ грн.};$$

$$L_q = 2 \cdot 5 \cdot \frac{60}{31,58} \cdot 0,71 = 13,5$$

Загальну собівартість механізованих робіт, з урахуванням накладних витрат та при умові відсутності ручних операцій, визначаємо за формулою:

$$C_o = 1,08(\sum C_{\text{маш.-год.}} \cdot T_i + C_{\text{дод}})$$

де $C_{\text{дод}}$ – додаткові єдино часові витрати, які зв'язані з організацією механізованих робіт і які не враховуються собівартістю машино-годин по виконанню даного процесу, грн.;

$$1) C_o = 1,08(4,05 \cdot 6 + 4,59 \cdot 5 + 4,54 \cdot 5 + 8,4 \cdot 6 \cdot 9) \cdot 8 = 4523,47 \text{ грн.}$$

$$2) C_o = 1,08(4,07 \cdot 6 + 5,62 \cdot 5 + 5,29 \cdot 5 + 12,1 \cdot 6 \cdot 9) \cdot 8 = 6327,68 \text{ грн.}$$

Питомі зведені витрати, припадаючи на одиницю об'єму ґрунту котловану встановлюємо за формулою

$$П_n = \frac{C_{oi} + E_n \cdot \sum \frac{M_i \cdot T_{oi}}{T_{zi}}}{V}$$

де C_{oi} – загальна собівартість розробки ґрунту, грн

E_n – нормативний коефіцієнт економічної ефективності капітальних вкладень

M_i – інвентарно-розрахункова вартість i -тої машини, яка приймає участь в механізованому процесі, грн.;

T_{oi} , T_{gi} – число годин роботи i -тої машини відповідно на об'єкті та за рік.

$$1) P_n = \left[4523,47 + 0,15 \left(\frac{23470 \cdot 48}{3275} + \frac{8560 \cdot 40}{2580} + \frac{23200 \cdot 40}{2700} + \frac{19027 \cdot 9 \cdot 48}{3275} \right) \right] \cdot \frac{1}{4484,98} = 1,05 \text{ грн./ м}^3$$

$$2) P_n = \left[6327,68 + 0,15 \left(\frac{23470 \cdot 48}{3275} + \frac{8560 \cdot 40}{2580} + \frac{23200 \cdot 40}{2700} + \frac{19027 \cdot 9 \cdot 48}{3275} \right) \right] \cdot \frac{1}{4484,98} = 1,45 \text{ грн./ м}^3$$

Всі розрахунки заносимо до табл.1.4

Табл.5.6 - Техніко-економічні показники двох варіантів комплектів механізмів по влаштуванню котловану

Показник	I варіант	II варіант
Питомі приведені витрати, грн./м ³	1,05	1,45
Трудомісткість, люд.-змін	0,029	0,029
Змінна експлуатаційна продуктивність, м ³	6	6

З табл. робимо висновок, що питомі приведені витрати в другому варіанті більші, ніж у першому, тому для розробки котловану приймаємо перший варіант комплексу механізмів.

Визначаємо граничні і раціональні параметри екскаватора, обладнаного зворотною лопатою, марки EO-4121A.

Довжина робочої пересувки екскаватора:

$$l_n \leq R_{кв}^{\max} - R_{ки}^{\min},$$

де $R_{кв}^{\max}$ - найбільший радіус копання на рівні дна виїмки, м;

$R_{ки}^{\min}$ - найменший радіус копання на рівні дна виїмки, м;

$$R_{кв}^{\max} = R_k - m \cdot h_k$$

$$R_{кв}^{\max} = 9,2 - 0,75 \cdot 2 = 7,7 \text{ м};$$

$$R_{ку}^{\min} = \frac{K}{2} + m \cdot h_k + 0,5;$$

де K – довжина гусеничного ходу екскаватора, м;

$$R_{ку}^{\min} = \frac{4}{2} + 0,75 \cdot 2 + 0,5 = 3,71 \text{ м};$$

$$ln \leq 7,7 - 3,71 = 3,99 \text{ м}$$

Найбільша відстань від вісі екскаватора до нижньої кромки бокового забоя:

$$P_{м.н.} \leq \sqrt{(R_{кв}^{\max})^2 - ln^2};$$

$$P_{м.н.} \leq \sqrt{7,7^2 - 3,99^2} \leq 6,6 \text{ м}$$

Найбільша ширина торцевої проходки (на рівні дна забоя):

$$B_{м.н.} = 2P_{м.н.} = 2 \cdot 6,6 = 13,2 \text{ м}$$

Найбільша відстань від вісі екскаватора до верхньої кромки бокового забоя:

$$P_{м.в.} = P_{м.н.} - m \cdot h_k;$$

$$P_{м.в.} = 6,6 - 0,75 \cdot 2 = 5,1 \text{ м}$$

Найбільша ширина торцевої проходки при русі екскаватора по прямій (по верху):

$$B_{м.в.} \leq \sqrt{R_k^2 - ln^2} \leq \sqrt{9,2^2 - 3,99^2} \leq 9,79 \text{ м}$$

Найбільша ширина кожної послідуєчої торцевої проходки:

$$B_{м.посл.} = B_{м.в.} + m \cdot h_k;$$

$$B_{м.посл.} = 8,29 + 0,75 \cdot 2 = 9,79 \text{ м.}$$

5.1.4 Калькуляція трудових і грошових затрат

Таблиця 5.7

№ п/п	Обґрунтування по ЕніР	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	На одиницю виміру		На весь обсяг		Склад ланки
					$\frac{H_{\text{маш.}}}{\text{люд.} - \text{год.}}$ $\frac{\text{маш.} - \text{год.}}{\text{год.}}$	Розцін., грн.	$\frac{\text{Трудоміст.}}{\text{люд.} - \text{год.}}$ $\frac{\text{маш.} - \text{год.}}{\text{год.}}$	З / П грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1		Розбивка котлована	м ²	2328,7	-	-	16	9,36	Такел. 5р-2
2	§ Е2-1-11	Розробка котлована екскаватором ЭО-4121А (зворотня лопата з місткістю ковша 0,65 м ³) із завантаженням ґрунта в автосамоскиди	100 м ³	39,29	$\frac{2,1}{2,1}$	39,73	$\frac{82,51}{82,51}$	1561,07	Машиніст бр-1
3	§ Е2-1-13	Розробка в'їзної траншеї екскаватором ЭО-4121А із завантаженням в автосамоскиди	100 м ³	0,90	$\frac{1,9}{1,9}$	35,95	$\frac{1,71}{1,71}$	32,36	Машиніст бр-1
4		Транспортування ґрунта автосамоскидом КАМАЗ-5511	100 м ³	77,82	-	-	-	-	Водій 2 кл
5	§ Е2-1-13	Розробка недобору бульдозером ДЗ-53 з переміщенням ґрунта	100 м ³	4,66	$\frac{1,36}{1,36}$	25,73	$\frac{6,34}{6,34}$	119,91	Машиніст бр-1

6	§ E2-1-28	Розрівнювання ґрунта на відвалі бульдозером ДЗ-53	100 м ³	77,82	$\frac{0,58}{0,58}$	10,9 7	$\frac{45,12}{45,12}$	853,97	Машина бр-1
7	§ E2-1-29	Ущільнення ґрунту на відвалі катком ДУ-16В	1000 м ²	38,9	$\frac{1,68}{1,68}$	31,7 9	$\frac{65,35}{65,35}$	1236,6 3	Машина бр-1

Всього: $\frac{217,03}{217,03}$ 3813,3

5.2 Технологічна карта на влаштування по влаштуванню монолітних фундаментів

5.2.1 Підрахунок обсягів робіт

- 1) Площа щитів опалубки
 $F1 = 1,2 \cdot 0,3 = 0,36 \text{ м}^2$ - 4 щита;
 $F2 = 1,3 \cdot 0,8 = 1,04 \text{ м}^2$ - 4 щита;

Щитів площею до 1 м²:

$$F_{оп} = 0,36 \cdot 4 \cdot 72 = 103,68 \text{ м}^2$$

Щитів площею від 1 до 2 м²:

$$F_{оп} = 1,04 \cdot 4 \cdot 72 = 299,52 \text{ м}^2$$

- 2) Об'єм бетону

$$V = (1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,3 + 1,3 \cdot 0,8 \cdot 0,8 - 0,221) \cdot 72 = 1,043 \cdot 72 = 75,10 \text{ м}^3$$

- 3) Маса арматури

Маса сіток:

$$m_{C1} = 9,93 \text{ кг} - 1 \text{ сітка};$$

$$m_{C2} = 2,4 \text{ кг} - 3 \text{ сітки};$$

Маса каркасів:

mKP1 = 3,9 кг – 4 каркаси;

C1 – 72 шт;

C2 – 216 шт;

KP1 – 288 шт;

4) Площа підмосток

$$F_{\text{під}} = 0,7 \cdot 1 \cdot 72 = 50,4 \text{ м}^2;$$

5) Догляд за бетоном

а) площа поверхонь, що укривають рогожею

$$F_{\text{під}} = 1,44 \cdot 72 = 103,68 \text{ м}^2;$$

б) площа поверхонь, що поливають водою

$$F_{\text{під}} = 1,44 \cdot 12 \cdot 72 = 1244,16 \text{ м}^2;$$

б) Ізоляційні роботи

а) площа горизонтальних поверхонь, що ізолюють

$$F_{\text{під}} = (1,44 - 0,8 \cdot 0,8) \cdot 72 = 57,6 \text{ м}^2;$$

б) площа вертикальних поверхонь, що ізолюють

$$F_{\text{під}} = 5,6 \cdot 72 = 403,2 \text{ м}^2;$$

5.2.2 Відомість підрахунку обсягів робіт

Таблиця 5.8

№ п/п	Назва процесів	Одиниці виміру	Об'єм робіт на один елемент	Кількість фундаментів	Загальний об'єм робіт
1	2	3	4	5	6
1	Влаштування арматурних елементів:	<i>шт</i> <i>кз</i>			
	- сітки арматурні				
	C1		$\frac{1}{0,001}$	72	$\frac{72}{0,072}$
	C2	$\frac{3}{0,0072}$	72	$\frac{216}{0,518}$	
	- каркаси плоскі				
	KP1	$\frac{2}{0,0156}$	72	$\frac{288}{1,123}$	
2	Монтаж (демонтаж) опалубки				
	- площею до 1 м ²	м ²	1,44	72	103,68
	- площею до 2 м ²		4,16	72	299,52
3	Збірка і переставляння підмостків	м ²	1,4	72	100,8
4	Бетонні роботи	м ³	1,043	72	75,1
5	Укривання поверхонь рогожею	м ²	1,44	72	103,68
6	Поливання поверхонь водою	м ²	17,28	72	1244,16
7	Фарбування, гідроізоляція поверхонь:	м ²			
	- горизонтальних		0,8	72	57,6
	- вертикальних		5,6	72	403,2

5.2.3 Розрахунок потреби в основних будівельних матеріалах, конструкціях, деталях і напівфабрикатах.

Таблиця 5.9

Найменування робіт	Од. вим.	Обсяг робіт	Найменування матеріалів	Од. Вим	Норма на од. об'єкту	Загальна к-ть
1	2	3	4	5	6	7
Влаштування монолітних фундаментів	100 м ³	1,023	Цвяхи 1,6x50 мм	т	0,005	0,00376
			Вапно негашене	т	0,027	0,02028
			Дріт діаметром 1,1мм	т	0,014	0,01051
			Електроди діаметром бмм	т	0,024	0,01802
			Рогожа	м ²	153	114,903
			Дошки	м ³	0,74	0,55574
			Щити опалубки	м ²	64,1	48,139
			Вода	м ³	0,441	0,33119
			Суміш бетонна	м ³	102	76,602
Арматура	т	4,5	3,3795			

5.2.4 Калькуляція витрат на монтаж фундаментів

Таблиця 5.10

№ п / п	Обґрунтування по ЕніР	Найменування робіт	Одиниця	Кількість	На одиницю виміру		На весь обсяг		Склад ланки
					$\frac{H_{м.}}{\text{люд.} - \text{год.}} / \frac{\text{маш.} - \text{год.}}$	Розцін. грн	$\frac{\text{Трудоміст.}}{\text{люд.} - \text{год.}} / \frac{\text{маш.} - \text{год.}}$	З / п грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

1	E19-39	Влаштування щебеневої основи	100 м ³	0,144	21	250, 53	30,24	36,04	Бетонув 3р.-1 2р.-1
2	§ E4-1- 44	Встановлення сіток при масі до 10 кг	шт	576	0,36·1 ,2=0,4 32	5,06	117,5	1077, 12	Армат. 3р.-1, 2р.-2
3	§ E4-1- 37	Встановлення щитів металевої опалубки окремо розташованих ступінчатих фундаментів під колону	м ²	403,2	0,39	5,19	157,2 5	2092, 61	Слюсар 4р.-1; 3р.-1
4	§ E4-1- 37	Розбирання щитів металевої опалубки окремо розташованих ступінчатих фундаментів під колону	м ²	403,2	0,21	2,51	84,67	1012, 03	Слюсар 3р.-1; 2р.-1
5	розраху нок	Приймання бетонної суміші з автобетонозмішувача в бункери	100 м ³	0,751	3,32	34,9 6	2,49	26,25	Шофер автобетз м. 1р.-1
6	§ E1-6	Подача бетонної суміші до місця укладання в бункери краном	м ³	75,1	<u>0,29</u> 0,145	3,52	<u>21,78</u> 10,89	264,3 5	Машин 4р.-1; такел. 2р.-2

7	§ E4-1-37	Укладання бетонної суміші в конструкцію об'ємом до 5 м ³	м ³	75,1	0,34	4,25	25,53	319,18	Бетон 4р.-1; 2р.-1
8	§ E4-1-54	Вкривання бетонної поверхні рогожею	100 м ²	1,04	0,21	2,39	0,218	2,49	Бетон. 2р.-1
9	§ E4-1-54	Поливка бетонної поверхні зі шлангу за один раз	100 м ²	12,44	0,14	1,59	1,742	19,78	Бетон. 2р.-1
10	§ E4-1-54	Зняття з бетонної поверхні рогожі	100 м ²	1,04	0,22	2,50	0,229	2,6	Бетон. 2р.-1
11	§ E11-37	Фарбувальна гідроізоляція розрідженим бітумом вручну вертикальних поверхонь	100 м ²	4,032	8,3	103,67	33,47	418,00	Ізолюв. 4р-1; 2р-1
12	§ E11-37	Фарбувальна гідроізоляція розрідженим бітумом вручну горизонтальних поверхонь	100 м ²	0,058	4,8	59,95	0,278	3,48	Ізолюв.4 р-1; 2р-1
						Σ	472,86 13,38	5273,93	

5.2.5 Організація та технологія будівельного процесу

До монтажу арматури повинні бути виконані наступні роботи: розбивка осей і влаштування бетонної підготовки, доставка і складування в зоні дії монтажного крана необхідної кількості арматурних елементів. Монтаж арматури починається з розмітки місць, розкладки сіток плитної частини фундаменту й установки фіксаторів з кроком 1 м для створення захисного шару

бетона. Розкладка сіток проводиться по взаємно перпендикулярним напрямкам, клячник армується просторовим каркасом, який встановлюють у проектне положення за допомогою крана.

Складання просторових каркасів виконується на складальному майданчику. Спочатку встановлюють дві вертикальні сітки, які закріплюють тимчасовими розтяжками. Для створення захисного шару бетону встановлюють фіксатори, виготовлені з пластмаси і залишають їх у бетоні. Приймання змонтованої арматури здійснюється до установки опалубки і оформляється актом обстеження прихованих робіт. В акті приймання змонтованих конструкцій повинні бути вказані номери робочих креслень, відступи від креслень, оцінка якості змонтованої арматури; після установки опалубки дають дозвіл на бетонування.

До початку робіт з монтажу опалубки повинні бути виконані наступні роботи: установка арматурних сіток і каркаса; перевірка комплектності завезеної опалубки; укрупнена збірка щитів.

Елементи опалубки розміщують в зоні дії крана. Всі елементи опалубки повинні зберігатися в положенні, що відповідають транспортному, розсортовані за марками та типорозмірами. Великі складальні одиниці зберігаються на закритих складах або під навісом в умовах, що виключають їх псування; дрібні деталі - на складі в упакованому вигляді.

До початку монтажу розбірно-переставної опалубки металеві щити за допомогою притискних скоб збирають у опалубні панелі. Розміри панелей визначаються площею поверхонь фундаментів. На встановлених панелях вмонтовують навісні майданчики з навісними драбинами.

До монтажу сталевих опалубних форм на складальноїму майданчику збирається опалубка башмачної частини фундаменту. Потім опалубка башмака подається за допомогою крана на місце установки. Блоки збирають з щитів за допомогою замкових стяжок. Зібраний блок встановлюють краном на центруючі штирі рами опалубки башмачної частини фундаменту і закріплюють за допомогою фіксаторів. Блоки встановлюють один на одній до необхідної висоти. Потім на центруючі штирі верхнього блока встановлюють вкладиш стакану і навішують риштування.

Після досягнення бетоном необхідної міцності опалубку демонтують

До початку укладання бетонної суміші повинні бути виконані наступні роботи: перевірена правильність встановлених арматури та опалубки; усунені всі дефекти опалубки; перевірено наявність фіксаторів, які забезпечують потрібну товщину захисного шару бетону; прийняті за актом всі конструкції та їх елементи, приховувані в процесі бетонування; очищені від сміття, бруду та іржі опалубка та арматура; перевірена робота всіх механізмів, справність пристроїв та інструментів.

Доставка на об'єкт бетонної суміші передбачається в автобетонозмішувачі.

Подача бетонної суміші до місця укладання здійснюється краном у бункерах.. Роботи з бетонування виконує ланка з чотирьох бетонників: 4 розряд - 1 чол., 3 розряд-2 чол, 2разряд -1 чол. Підбір і призначення складу бетону повинні здійснюватися будівельною лабораторією. Укладання бетону в фундаменти проводиться в три етапи: бетонування першої ступені башмачної частини; бетонування другої ступені башмачної частини; пошарове бетонування підколонника, а потім стінок стакану. Перерва між етапами бетонування (або укладанням шарів суміші) повинна бути не менше 40 хвилин, але не більше двох годин.

Бетонна суміш укладається шарами товщиною від 30 до 40 см. Ущільнення бетонної суміші виконують глибинними вібраторами. Робоча частина вібратора занурюється в раніше укладений шар бетону на 5 - 10 см.У кутах і біля стінок опалубки бетонну суміш додатково ущільнюють вібраторами. Обпирання вібраторів під час роботи на арматуру не допускається. Вібрування на одній позиції закінчується при припиненні осідання та появи цементного молока на поверхні бетону. Витягувати вібратор при перестановці слід повільно, не вимикаючи двигуна, щоб порожнеча під наконечником рівномірно заповнилася бетонної сумішшю.

Після укладання бетонної суміші в опалубку необхідно створити сприятливі температурно-вологісні умови для тверднення бетону. Горизонтальні поверхні в забетонованому фундаменту вкривають вологою мішковиною, брезентом, тирсою, піском (регулярно змочувати), листовими, рулонними матеріалами або покривають захисними плівками на термін, що залежить від кліматичних умов, відповідно до вказівок будівельної лабораторії.

5.2.6 Вибір основних машин і механізмів

Автобетонозмішувачи – спеціалізовані машини для транспортування готових бетонних сумішей, а також сухих з подальшим приготуванням з них готових сумішей.

Таблиця 5.11 - Технічні характеристики АБС АМ-9НА

№ п/п	Показник	Величина
1	Місткість змішувального барабану по готовому замісу	9
2	Умови експлуатації, С°	-15...+40°

Після монтажу опалубки перевіряють правильність збірки, щільність стиків і лист сполучення, дотримання геометричних розмірів, точність установки опалубки в проектне положення. При виявленні наддопустимих деформацій і зсувів опалубки треба прийняти заходи до їх усунення, а при необхідності тимчасового припинити бетонування до усунення деформацій.

Арматура, що поступає на будівельний майданчик, повинна мати товаросупровідні документи. Положення арматурного каркаса і товщини захисного шару бетону здійснюється вимірюванням відстаней від опалубки, вивіреної, зафіксованої і зданої під бетонування в установленому порядку. Встановлена арматура перед бетонуванням повинна бути прийнята, а це приймання оформлене актом, в якому дається оцінка якості робіт, перераховуються відступи від проекту, можливі виправлення і посилення і робляться заключення про можливість бетонування. За процесом бетонування необхідно вести систематичний контроль на всіх операціях, починаючи від приготування бетонної суміші і закінчуючи зняттям утеплювача. Для приготування бетонної суміші застосовують

якісні і чисті матеріали. При цьому систематично перевіряють крупність піску і щебеня, їх вологість, кількість шкідливих глинистих і пильоватих частинок, а також міцність щебеня на стиснення.

У місця укладання бетонної суміші перевіряють її однорідність, рухливість і об'єм. При відхиленні від заданої рухливості змінюють водоцементне відношення і покращують умови транспортування.

Контроль за якістю подачі, розподілу і укладання бетонної суміші повинен здійснювати технічний персонал будівництва. Контроль полягає в спостереженні за організацією робіт і виконанням всіх без виключення технологічних операцій.

Особливу увагу необхідно приділяти контролю за віброущільненням бетонної суміші. Контроль за процесом вібрації ведуть візуально, судячи по ступеню осідання суміші, припиненням виходу з неї бульбашок повітря і появи цементного молока.

5.2.8 Заходи з техніки безпеки

1. При влаштуванні монолітних фундаментів необхідно дотримуватись вимогам СНіП III-4-80* «Техніка безпеки в будівництві», «Правил пожежної безпеки при виробництві будівельно-монтажних робіт», «Правил влаштування і безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів».

2. Безпека виробництва робіт повинна бути забезпечена: вибором раціонального відповідного технологічного оснащення; підготовкою і організацією робочих місць виробництва робіт; застосуванням засобів захисту

всіх, хто працює; проведенням медичного огляду осіб, допущених до роботи; своєчасним навчанням і перевіркою знань робочого персоналу і ІТР по техніці безпеки при виробництві будівельно-монтажних робіт.

3. Розбирання опалубки допускається після набору бетоном розпалубочної міцності і з дозволу виробника робіт.

4. Відрив опалубки від бетону проводиться за допомогою домкратів. В процесі відриву бетонна поверхня не повинна ушкоджуватися.

5. Робочі місця електрозварників повинні бути захищені спеціальними переносними огорожами. Перед початком зварки необхідно перевірити справність ізоляції зварювальних проводів і електротримачів, а також щільність з'єднання всіх контактів.

При перервах в роботі установки електрозварювань необхідно відключати від мережі.

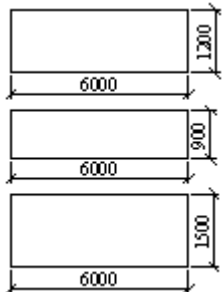
6. Навантажувально-розвантажувальні роботи, складування і монтаж арматурних каркасів повинні виконуватися інвентарними вантажозахватними пристроями і з дотриманням заходів, що виключають можливість падіння, ковзання і втрати стійкості вантажів.

7. Очищення лотка автобетонозмішувача і завантажувального отвору від залишків бетонної суміші проводять тільки при нерухомому барабані.

5.3 Технологічна карта на влаштування стінового огородження

5.3.1 Специфікація збірних елементів

Таблиця 5.13

Елемент	Ескіз	К-ть шт.	Об'єм, м ³		Маса, т	
			Одн. ел-ту	Общ.	Одн. ел-ту	Заг.
1	2	3	4	5	6	7
Стінові панелі		180	1,159	208,62	0,162	29,16
		30	0,869	26,07	0,122	3,66
		30	1,449	43,47	0,172	5,16

5.3.2 Відомість обсягів робіт

Таблиця 5.14

п.п.	Найменування робіт	Од. виміру	Об'єм
1	Розвантаження стінових сендвіч панелей	100 т	37,98
2	Установка стінових панелей площею до 10 м ²	1 ел.	240
3	Установка елементів стінових віконних плетінь	1 т	8,9
4	Заливання швів стінових панелей	100 м шва	10,46

5.3.3 Розрахунок потреби в основних будівельних матеріалах, конструкціях, деталях і напівфабрикатах

Таблиця 5.15

Найменування робіт	Од. вим.	Обсяг робіт	Найменування матеріалів	Од. Вим	Норма на од. об'єктів	Загальна к-ть
1	2	3	4	5	6	7
Установка стінових панелей площею до 10 м ²	100 штук	2,40	Панелі	шт.	100	240
			Деталі кріплення	т	0,2	0,48
			Електроди	т	0,1	0,24

5.3.4 Зведена відомість потреби в основних будівельних матеріалах, конструкціях, деталях і напівфабрикатах

Таблиця 5.16

№ п/п	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Стінові панелі площею до 10 м ²	шт.	240
2	Деталі кріплення	шт.	0,48
3	Електроди	т	0,24

5.3.5 Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

Таблиця 5.17

№ п / п	Обґрунтування по ЕніР	Найменування робіт	Одиниця виміру	Кількість	На одиницю виміру		На весь обсяг		Склад ланки
					<i>Н_{маш.} люд.-год. маш.-год.</i>	Розцін., грн.	<i>Трудоміст. люд.-год. маш.-год.</i>	З / П грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	§ Е1-5	Розвантаження стінових панелей масою до 2т	100 т	37,98	$\frac{7,2}{3,6}$	87,48	$\frac{273,46}{136,73}$	3322,49	Машиніст 4р-1, Такелажник 2р-2
2	§ Е4-1-8	Монтаж стінових панелей площею до 10 м ²	шт	240	$\frac{3}{0,75}$	39,9	$\frac{720}{180}$	9576	Машиніст 6р-1, монтажник: 5р-1; 4р-1; 3р-1; 2р-1
3	§ Е5-1-15	Установка елементів стінових віконних плетінь	1 т	8,9	$\frac{4,3}{1,4}$	65,23	$\frac{38,27}{12,46}$	580,55	Машиніст 6р.-1; Монт.5р.-1; 4р.-1; 3р.-1
4	§ Е22-1-7	Зварювання закладних деталей	10 м	16	13,5	199,49	216	3191,84	Електрозварюв. 5р-1 4р-1
5	§ Е4-1-22	Антикорозійне покриття металевих кутиків	10 м	2,15	0,64	9,02	1,38	19,39	Монтажник 4р-1
6	§ Е4-1-26	Заливка швів стінових панелей	100 м	10,46	12	159,6	$\frac{125,5}{2}$	1669,42	Монтажник. 4р-1, 3р-1

7	§ E4-1-27	Герметизація швів стінових панелей	10 м	104,6	1,3	17,29	135,98	1808,53	Монтаж н. 4р-1,3р-1
						Σ	$\frac{1510,61}{329,19}$	2016,822	

5.3.6 Відомість такелажних пристосувань

Таблиця 5.18

Елемент, що монтується	Пристрій	Ескіз	Характеристика		
			Вантаж., т	Маса, т	Розрахунк. висота
Стінові панелі	Строп чотирьох гілковий III Промстальконструкція 21059М-28		5	0,215	9,3

5.3.7 Вибір монтажних кранів

Монтажний кран підбирається за необхідними монтажними параметрами конструкцій, що монтуються, до яких відноситься: Q - монтажна вага; H - монтажна висота; L - необхідна довжина стріли.

$$Q_c^{nom} = 0,172 + 0,215 = 0,387 \text{ т}$$

$$H_2^{nom} = 8,1 + 1 + 1,5 + 4,24 = 14,84 \text{ м};$$

$$l_8^{nom} = L_c^{nom} \cdot \cos \alpha + l_{ш} = 15,79 \cdot \cos 70^\circ + 1,5 = 7 \text{ м};$$

$$L_c^{nom} = \frac{8,1 - 1,5 + 1 + 1,5 + 4,24 + 1,5}{\sin 70^\circ} = 15,79 \text{ м}.$$

Таблиця 5.19

№п/п	Найменування конструкції	Q, т	Hк, м	Lк, м
1	Стінові панелі	0,387	14,84	15,79

Таблиця 5.20 – Марки і параметри для монтажу конструкцій

№п/п	Найменування збірних елементів	Марка крану	Q, т	Hк, м	Lс, м
1	Стінові панелі	КБ-306	5	29	27,5

5.3.8 Вказівки до проведення робіт

Перед початком монтажних робіт необхідно переконатися в придатності будмайданчика до виконання робіт:

- наявність укріпленого дорожнього покриття для забезпечення під'їзду до будмайданчика вантажного автотранспорту з допустимим корисним навантаженням до 40 т, а також автокранів відповідної вантажопідйомності;

- наявність відповідних робочих майданчиків з рівним покриттям, що має достатню несучу здатність для під'їзду пересувних підмостей;

- наявність необхідних складських майданчиків поблизу від місця виконання робіт для розміщення будівельних матеріалів.

Для виконання якісного монтажу сендвіч панелей необхідно провести обстеження несучих конструкцій на відсутність відхилень від проектних розмірів і прямолінійність.

Перша панель піднімається за допомогою вантажопідйомних пристосувань і встановлюється на опорну цокольну підконструкцію в передбачене проектом положення. Далі слід перевірити вертикальність панелі і дотримання площинної стіни. При необхідності, необхідно вирівняти рівень положення першої панелі, оскільки від цієї операції залежить правильність виконання подальшого монтажу.

Панель фіксується за допомогою саморізів до опорної конструкції, потім проводиться разстроповка панелей. При проведенні всіх вищезгаданих операцій необхідно стежити, щоб панель не була пошкоджена. Аналогічним чином монтуються наступні панелі. Контрольний обмір точності дотримання геометричних розмірів і вертикальності панелей рекомендується проводити після монтажу кожної 3-ї панелі. Механічні удари по панелях при монтажі, встановленні кріплень, зарубці стиків і примикань не допускаються.

Необхідно передбачати захист торців панелей від зволоження в процесі монтажу і надійну герметизацію всіх стикувальних з'єднань панелей на період експлуатації.

5.3.9 Вказівки до якості і прийомки робіт

Контроль і оцінку якості робіт при монтажі панелей виконують відповідно до вимог нормативних документів: Сніп 3.01.01-85* «Організація будівельного виробництва»; Сніп 3.03.01-87 «Несучі і огорожуючі конструкції»; ГОСТ 26433.2-94 «Правила виконання вимірювань параметрів будівель і споруд».

З метою забезпечення необхідної якості монтажу панелей монтажно-складальні роботи повинні піддаватися контролю на всіх стадіях їх виконання.

Виробничий контроль підрозділяється на вхідний, операційний (технологічний), інспекційний і приймальний. Контроль якості виконуваних робіт повинен здійснюватися фахівцями або спеціальними службами, оснащеними технічними засобами, що забезпечують необхідну достовірність і повноту контролю, і покладається на керівника виробничого підрозділу (виконроба, майстра), що виконує монтажні роботи.

Панелі, що поступають на об'єкт, повинні відповідати вимогам відповідних стандартів, технічних умов на їх виготовлення і робочих креслень.

В процесі монтажу необхідно проводити операційний контроль якості робіт.

Після закінчення монтажу панелей проводиться приймальний контроль виконаних робіт, при якому перевіряючим представляється наступна документація: журнал робіт по монтажу будівельних конструкцій; акти огляду прихованих робіт; акти проміжного приймання змонтованих панелей; виконавчі схеми інструментальної перевірки змонтованих панелей; документи про контроль якості зварних з'єднань; паспорти на панелі. Результати операційного контролю повинні бути зареєстровані в Журналі робіт по монтажу будівельних конструкцій.

При інспекційному контролі належить перевіряти якість монтажних робіт вибірково по розсуду замовника або генерального підрядчика з метою перевірки ефективності раніше проведеного виробничого контролю. Цей вид контролю може бути проведений на будь-якій стадії монтажних робіт.

5.3.10 Заходи з техніки безпеки

1. При виробництві монтажних робіт слід керуватися нормативними документами, що діють: СНіП III-4-80 «Техніка безпеки у будівництві»

2. Відповідальність за виконання заходів щодо техніки безпеки, охорони праці, промсанітарії, пожежній і екологічній безпеці покладається на керівників робіт, призначених наказом. Відповідальна особа здійснює організаційне керівництво монтажними роботами безпосередньо або через бригадира. Розпорядження і вказівки відповідальної особи є обов'язковими для всіх, хто працює на об'єкті.

3. Охорона праці робочих повинна забезпечуватися видачею адміністрацією необхідних засобів індивідуального захисту (спеціального одягу, взуття і ін.) виконанням заходів щодо колективного захисту робочих (огорожі, освітлення, вентиляція, захисні і запобіжні пристрої і пристосування і т.д.), санітарно-побутовими приміщеннями і пристроями відповідно до норм, що діють, і характеру виконуваних робіт. Робочим повинні бути створені необхідні умови праці, живлення і відпочинку. Роботи виконуються в спецвзутті і спецодягу. Всі особи, що знаходяться на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски.

5.3 Організація будгенплану

5.4.1 Відомість підрахунку обсягів робіт

Таблиця 5.21

№	Назва робіт	Одиниці виміру	Кількість
	Підземна частина		
1	Планування майданчику $45,35 \times 51,35 = 2328,72 \text{ м}^2$	1000м ²	2,33

2	Зрізання рослинного шару товщиною 15см: $S_{\text{буд}} \times 0,15 \text{ м} = 349,308 \text{ м}^3$	1000м ³	0,3493
3	Розробка ґрунту екскаватором у відвал: 4409,88м ³	1000м ³	4,410
4	Розробка ґрунту екскаватором з навантаженням в автосамоскиди: $1,043 \times 72 = 75,1 \text{ м}^3$	1000м ³	0,0751
5	Ручна доробка: 14,4	100 м ³	0,144
6	Влаштування щебневої основи 14,4	100м ³	0,144
7	Влаштування монолітних фундаментів: 75,10	100м ³	0,751
8	Вертикальна гідроізоляція: $5,6 \times 72 = 403,2 \text{ м}^2$	100м ²	4,032
9	Горизонтальна гідроізоляція: $(1,44 - 0,8 \times 0,8) \times 72 = 57,6 \text{ м}^2$	100м ²	0,576
10	Зворотня засипка бульдозером: 3853,16 м ³	1000м ³	3,853
11	Ущільнення при засипці: 19265,8м ³	1000м ³	19,266
	Каркас будівлі		
12	Улаштування монолітних колон: $72 \times 0,4 \times 0,4 \times 8,55 = 98,496 \text{ м}^3$	1000м ³	0,09850
13	Улаштування монолітного покриття: $2070,36 \times 0,8 = 1656,288 \text{ м}^3$	1000м ³	1,656
14	Монтаж стінових панелей 278,16	1000м ³	0,27816
15	Улаштування монолітних фундаментів: 75,1	1000м ³	0,0751
16	Пароізоляція: 2070,36 м ²	100м ²	20,70
17	Влаштування утеплювача 2070,36 м ²	100м ²	20,70
18	Влаштування цементно-пісочної стяжки 2070,36 м ²	100м ²	20,70
19	Наклеювання рулонного килиму 2070,36 м ²	100м ²	20,70
20	Оздоблення покрівельною сталю 90 м ²	100м ²	90
21	Установка вікон :672,56м ²	100м ²	6,7256

22	Ущільнення ґрунту щебенем 2016 м ²	100м ²	20,16
23	Влаштування чорної підлоги 2016 м ²	100м ²	20,16
24	Монтаж обладнання: 15V%=16621люд/год		
25	Електротехнічні роботи: 3%V=3324,24люд/год		
26	Сантехнічні роботи: 3%V=3324,24люд/год		
27	Влаштування чистої підлоги: 2016 м ²	100м ²	17,64
28	Благоустрій території: 1%V=191,88люд/год		
29	Підготовка до здачі і здача:	1день	3
30	Оздоблювальні роботи: 1634-672,56=961,44м ²	100м ²	9,6144

5.4.3 Визначення потреб в матеріалах

На підставі відомості обсягів робіт та ДБНів складають відомість витрат основних матеріалів, напівфабрикатів, конструкцій і зведену відомість потреби матеріалів, напівфабрикатів, конструкцій.

Таблиця 5.22

Найменування робіт	Од. вим.	Обсяг робіт	Найменування матеріалів	Од. Вим	Норма на од. об'єкту	Загальна к-ть
1	2	3	4	5	6	7
Разроботка ґрунту I гр. екскаватором	1000 м ³	4,411	щебінь	м ³	0,03	0,132
Разроботка ґрунту II гр. 3 навантаженням в автосамоскид	1000 м ³	0,075	щебінь	м ³	0,04	0,003
Щебневе підсіпання	100 м ³	0,08	щебінь	м ³	10	0,8
Влаштування монолітних фундаментів	100 м ³	0,75	Бетон	м ³	102	76,5
			Щити опалубки 25мм	м ³	10,73	8,05
			Дошки 40мм	м ³	0,21	0,157
			Цвяхи	кг	19	14,25
			Дріт	кг	8,3	6,23
Влаштування колон	100 м ³	0,985	Бетон	м ³	102	100,47
			Дошки 40мм	м ³	0,72	0,709
			Цвяхи	кг	17,8	17,53
			Дріт	кг	210	206,85

Влаштування монолітного перекриття	100 м ³	16,56	Бетон	м ³	102	1689,1
			Дошки 40мм	м ³	4,13	68,39
			Цвяхи	кг	131,2	2172,7
			Дріт	кг	25	414
			Щити опалубки 25мм	м ²	86,1	1425,8
Монтаж стінових панелей	1000 м ³	0,28	Стінові панелі	1 шт	100	240
			Металеві вироби	кг	25,5	7,14
Влаштування покрівлі	100 м ²	20,70	Рулонні матеріали	м ²	100	2070
			Мастика	кг	1224	25336,8
			Бітум	кг	80	1656
			Цем. розчин	м ³	0,065	1,3455
			Лісоматеріали	м ³	0,027	0,559
			Цвяхи	кг	0,128	2,65
			Сталь	кг	25,58	529,51
			Гравій	м ³	1,05	21,73
			Листова гума	кг	0,14	2,89
			Дюбеля	кг	0,01	0,207
Скління	100 м ²	6,73	Скло	м ²	100	67,3
			Гум. прокладка	м	1020	6864,6
			Металеві штапики	м	1020	6864,6
			Гвинти	кг	2,1	14,133
Внутрішня штукатурка	100 м ²	9,61	Вапняний розчин	м ³	1,4	13,45
			Сітка дротова	м ³	2,6	24,99
Фарбування внутрішніх стін	100 м ²	9,61	Вапно	кг	16,5	158,57
			Фарби сухі	кг	0,4	3,84
			Шпаклівка	кг	1,5	14,42
			Дрантя	кг	0,01	0,096
			Пемза	кг	0,12	1,15

Фарбування стель	100 м ²	20,70	Вапно	кг	18,3	378,8
			Фарби сухі	кг	0,5	10,35
			Шпаклівка	кг	1,65	34,15
			Дрантя	кг	0,011	0,227
			Пемза	кг	0,12	2,484
Гідроізоляція фундаментів	100 м ²	0,576	Мастика бітумна	кг	240	138,24
			Дрова	м ³	0,36	0,207
Влаштування підлог	100 м ²	20,16	Мастика бітумна	кг	133	2681,3
			Бетон	м ³	1,3	26,21
			Плитка	м ²	102	2056,3

5.4.4 Розрахунок потреби площ складів

Таблиця 5.23

№ п/п	Найменування матер. констр. і деталей	Од.	К-ть	Добова потреба Q _{доб.}	Норма запасу	Прийнятий запас на склад	Норма складування на 1 м	Корисна площа складу	Коефіцієнт використання складу	Розрахунок площі складів S _{заг.} м ²	Прийнята площа	Розміри складу	Тип складу
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	Гравій	м ³	20,56	2,57	3	7,71	3	2,57	0,5	5,14	6	2x3	Відкр
2	Дошки	м ³	684,28	56,85	5	284	20	14,2	1,2	11,83	12	3x4	Закр.
3	Сталеві констр.	т.	1,89	0,14	5	0,69	1	0,69	0,5	1,4	2	2x1	Закр.
4	Стінові панелі	1 шт	490	245	1,2	294	1	294	1,3	226,1	230	10x23	Відкр.

5	Бітум	т.	27,11	1,6	12	19,1	0,9	21,26	0,7	30,3 7	30	5x6	Нав.
6	Лаки, фарби	т.	0,049	0,02	8	0,16	0,9	0,18	0,6	0,3	0,3	Бочк и	Закр.
7	Руберойд	м ²	1872,6	110	3	330, 46	130	2,5	0,6	4,23	6	3x2	Закр.
8	Скло	м ²	67,3	8,4	1	8,4	70	0,12	0,7	0,2	1	1x1	Закр.

5.4.5 Розрахунок потреби в тимчасових побутових і адміністративних будинках і спорудах

Проектування тимчасових будівель виконуємо в такій послідовності:

- визначаємо розрахункову кількість робітників, ІТР та службовців
- складаємо перелік тимчасових будівель, що мають бути розміщені на майданчику.

До складу працюючих входять робітники, інженерно-технічні робітники, службовці і молодший обслуговуючий персонал.

В залежності від джерела фінансування тимчасові будівлі бувають титульні (на обліку у Замовника) та не титульні (на балансі БМО). По функціональному призначенню: виробничі, громадські, складські, службові, санітарно-побутові. По конструктивним особливостям діляться на: інвентарні та неінвентарні. В свою чергу інвентарні поділяють на: збірно-розбірні, контейнерні, пересувні, споруди з легких оболонки.

1. Визначення кількості робітників.

Усього максимальна кількість робітників 44 людей.

Загальна чисельність робітників $\frac{44 \cdot 100}{85} = 52$ робітника.

Число ІТП та службовців $52 - 44 = 8$ чоловік.

В першу зміну працює $\frac{44 \cdot 70}{100} = 31$ робітника, ІТР та службовців $\frac{8 \cdot 80}{100} = 6$ чоловік.

Усього в першу зміну працює $31 + 6 = 37$ люд. З них жінок $\frac{37}{100} \cdot 30 = 11$ чоловік;

чоловіків $37 - 11 = 26$ чоловік.

2. По додатку 3 визначаємо номенклатуру адміністративних і санітарно-побутових приміщень і заносимо їх до розрахункової таблиці.

Таблиця 5.24 - Розрахунок тимчасових і санітарно-побутових будівель

Найменування і призначення приміщень	Кільк. робітників	Норма площі на одного робітника	Розрахункова площа, м ²	Розмір в плані по УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м ²	Кількість будівель
Адміністративні приміщення							
Контора виконроба	6	4,8	28,8	9х2,7х 3,8	Конт.	29,6	1
Кабінет по ТБ	31	20 м ² на 1000 люд	20	9х2,7х 3,9	Конт.	22	1
Приміщення охорони	2	4	8	2х2	Конт	4	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна, м ² /люд	44	0,8	35,2	12х9х 3,92	Збірн.	70,8	1
Душова з преддушовою, м ² /люд	15	0,43	6,45	6х2,7х 2,68	Конт.	14,4	1
Умивальна, м ² /люд	31	0,05	1,55	Поєднується з гардеробною			
Туалети, м ² /люд				6х2,7х			
Чоловічі			2,59	2,68	Конт.	14,4	1
Жіночі	37	0,07					
Приміщення для просушки спецодягу, м ² /люд	44	0,2	8,8	Поєднується з гардеробною			

Приміщення для обігріву робітників, м ² /люд	31	1	31	6,9x6x 2,6	Збірн.	37,7	1
Їдальня	37	0,6	22,2	9x2,7x 3,8	Конт.	29,6	1
Пункт охорони здоров'я, м ²	37	0,07	2,59	6x2,7x 2,63	Конт.	14,4	1
Приміщення для особистої гігієни жінок, м ²	11	0,18	1,98	6x2,7x 2,68	Конт.	14,4	1
Приміщення для відпочинку робітників, м ² /люд	37	0,2	7,4	6x2,7x 2,68	Конт.	14,4	1

5.4.6 Розрахунок тимчасового водопостачання

У відповідності з вихідними даними визначаємо споживачів води та строків її споживання.

Таблиця 5.25 - Споживачі водопостачання

Споживачі води	Об'єм работ в зміню	
	Одиниці	Кількість
1	2	3
<u>Виробничі нужди:</u>		
Екскаватор	Шт	1
Бульдозер	Шт	1
Крани	Шт	2
Вантажівки	Шт	5
<u>Технологічні потреби:</u>		
Оздоблювальні роботи	м ²	961
<u>Санітарно-побутові потреби:</u>		
Господарчо-питьові за відсутності каналізації	Люд.	37
Душ з преддушевою	Люд.	15

1.Визначимо необхідність води по споживачам. Розрахуємо секунду витрати води на виробничо-технічні потреби, які визначають за формулою:

$$q_{вир} = \frac{S \cdot A \cdot K_{1200}}{3600 \cdot n_1}$$

де S – кількість одиниць транспорту; об'єм будівельних робіт в зміню;

A – питома витрата води на виробничі потреби;

K_{1200} – коефіцієнт часової нерівномірності споживання води;

n_1 – тривалість роботи, до якої віднесена витрата води.

Для екскаватора: $\frac{1 \cdot 10 \cdot 2}{3600 \cdot 24} = 0,00023 \frac{л}{с}$.

$$\text{Для бульдозера: } \frac{1 \cdot 300 \cdot 2}{24 \cdot 3600} = 0,007 \text{ л/с}.$$

$$\text{Для автокрана: } \frac{2 \cdot 400 \cdot 2}{24 \cdot 3600} = 0,054 \text{ л/с}.$$

$$\text{Для вантажівок: } \frac{5 \cdot 500 \cdot 2}{24 \cdot 3600} = 0,058 \text{ л/с}.$$

$$\text{Оздоблювальні роботи: } \frac{961 \cdot 0,5 \cdot 1,5}{8,2 \cdot 3600} = 0,023 \text{ л/с}.$$

2. Розрахункові секундні витрати води на господарсько-питні потреби приймаємо по найбільш завантаженому дню роботи:

$$q_{\text{зосп}} = \frac{b \cdot N_1 \cdot k_{2,\text{зод}}}{3600 \cdot n} = \frac{15 \cdot 37 \cdot 2,7}{3600 \cdot 8} = 0,052 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{ідал}} = \frac{b \cdot N_1 \cdot k_{2,\text{зод}}}{3600 \cdot n} = \frac{10 \cdot 37 \cdot 2,7}{3600 \cdot 8} = 0,035 \text{ л/с}$$

3. Розрахункові секундні витрати води на душові установки:

$$q_{\text{душ.}} = \frac{c \cdot N_2}{60 \cdot t}$$

де С- витрачання води на одну особу, що приймає душ;

N_2 - кількість працюючих, що користуються душем;

t – тривалість роботи душової установки:

$$q_{\text{душ.}} = \frac{25 \cdot 15}{60 \cdot 45} = 0,139 \text{ л/с}.$$

4. Витрати води на пожежегасіння: прийнято 10л/сек. (одночасна робота двох гідрантів по 5л/сек кожний).

5. Загальні секундні витрати води:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{зосп}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 0,11923 + 0,023 + 0,052 + 0,035 + 0,139 + 10 = 10,368 \text{ л/с}$$

6. Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу

- загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{10,368 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2}} = 81,26 \text{ мм}.$$

V – швидкість руху води в трубах, м/сек.

Приймаємо труби діаметром 100мм.

- на виробничі потреби:

$$d = 2\sqrt{\frac{q_{заг} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{0,11923 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2}} = 8,7 \text{ мм}.$$

Приймаємо труби діаметром 25мм.

- на господарсько-питні потреби:

$$d = 2\sqrt{\frac{q_{заг} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{0,226 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2}} = 12,00 \text{ мм}.$$

Приймаємо труби діаметром 25мм.

5.4.7 Розрахунок тимчасового енергопостачання

Загальну потужність джерела енергопостачання будівельного майданчика $P_{заг}$ визначають додаванням потужностей, необхідних для роботи силових та технологічних споживачів, а також використовуваних для освітлення та обігріву з урахуванням втрат потужності з розвідної мережі:

$$P_{заг} = \alpha \cdot \left(\sum \frac{P_c \cdot K_{1c}}{\cos \varphi} + \sum \frac{P_T \cdot K_{2c}}{\cos \varphi} + \sum P_{ов} \cdot K_{3c} + \sum P_{он} \cdot K_{4c} \right)$$

де α - коефіцієнт втрат потужності в мережах в залежності від їх довжини,
 $\alpha = 1,05 \div 1,1$;

P_c – потужність силових споживачів, кВт;

P_T – необхідність потужностей для технологічних процесів;

$P_{ов}$ – потужність внутрішнього освітлення об'єктів та територій, кВт;

$P_{он}$ – теж, для зовнішнього освітлення об'єктів та територій, кВт;

$K_{1c}, K_{2c}, K_{3c}, K_{4c}$ – коефіцієнт попиту, залежить від числа споживачів;

$\cos \varphi$ - коефіцієнт потужності, залежить від характеру, кількості та загрузки споживачів, для зовнішнього та внутрішнього освітлення. $\cos \varphi = 1$.

Монтаж конструкцій виставочного центру здійснюється у 2 зміни краном КБ-306.

Таблиця 5.26

Потреба в електроенергії за споживачами

№ п/п	Споживачі	Одиниця вимірюв.	Кількість	Норма на од. Встановлен.	Загальні витрати електроенергії,кВт, Р	Коефіцієнт попиту від	Коефіцієнт потужності cosφ	$P_c \times K_n / \cos\phi$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Монтажний кран КБ-306	шт.	1	50	50	0,2	0,5	20
2	Ел.трамбовка ИЭ-4502	шт.	2	1,5	3	0,15	0,5	0,9
3	Зварювальний трансформатор	шт.	2	20	40	0,35	0,4	35,00
4	Вібратор ИВ-47	шт.	2	0,8	1,6	0,15	0,5	0,48
5	Козловий кран К-152	шт.	1	37	37	0,2	0,5	14,8
							Σ	71,18

Таблиця 5.27

Електроосвітлення внутрішнє					
№ п/п	Споживачі	Площа споживача	Загальна площа, м2	Норма потужності на освітлення 1м2, Р _н	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	2	3	4	5	6
1	Гардеробні	70,8	70,8	15	3,186
2	Душові	14,4	14,4	15	0,216
3	Приміщення для обігрівання та відпочинку	37,7	37,7	15	0,5655
4	Туалет	14,4	14,4	15	0,216
5	Їдальня	29,6	29,6	15	0,444
6	Контора для виконроба	29,6	29,6	15	0,444

7	Закриті склади	23	23	3	0,069
8	Кабінет з ТБ	22	22	15	0,33
9	Здравпункт	14,4	14,4	15	0,216
10	Приміщення для особистої гігієни жінок	14,4	14,4	15	0,216
				Σ	5,903

Таблиця 5.28

Електроосвітлення зовнішнє						
№ п/п	Споживачі	Одниця	Кількість	Освітлення	Норма потужності на освітлення	Загальні витрати електроенергії, кВт
1	2	3	4	5	6	7
1	Територія будівництва в зоні виконання робіт	м ²	24400	2	0,4	19,52
2	Місцеве освітлення майданчика, де йде монтаж конструкцій	м ²	1318	20	3	79,08
3	Головні проходи та проїзди	км	0,5	3	5	0,0075
					Σ	85,03

Визначимо загальну потужність джерела енергопостачання на будівельний майданчик: $P_{заг} = 1,1 \cdot (71,18 + 5,903 \cdot 0,8 + 85,03) = 177,03 \text{кВ} \cdot \text{А}$

Для споживання будівництва з необхідною потужністю приймемо типову пересувну інвентарну трансформаторну підстанцію КТП-250 загальною потужністю 250 кВ*А.

Для прийома та розподілення електроенергії по споживачам на будівельному майданчику приймаємо шафи розподільні серії СП-62 та СПУ-62.

Розрахунок кількості прожекторів на будівельному майданчику виконуємо за формулою:

$$n = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_{\lambda}}$$

де p – питома потужність при освітленні прожекторами ПЗС-45,

$p=0,2 \dots 0,3$ Вт/(м²*лк)

E – освітленість, лк; $E=2$ лк;

S – площа, яку освітлюють; $S=7433$ м²;

P_{λ} - потужність лампи прожектора, ПЗС-45 $P_{\lambda}=1000$ Вт;

$$n = \frac{0,2 \cdot 2 \cdot 24400}{1000} = 9,76 \approx 10 \text{шт}$$

Для додаткового освітлення місць монтажу приймаємо:

$$n = \frac{0,2 \cdot 20 \cdot 1318}{1000} = 6 \text{шт}, \text{ які встановлюють на пересувні освітлювальні щогли.}$$

5.4.8 Техніко-економічні показники

1. Тривалість будівництва: 104 дня.
2. Трудомісткість на весь період будівництва:
 - для робітників 35909,4 люд-год;
 - для машин 890,24 маш-год.

5.4.9 Опис будгенплану

Будівельний генеральний план розроблений на стадію монтажних робіт. На БГП наносимо контури будівлі з зазначенням монтажної зони (7м від будівлі) та небезпечної зони роботи крана. Небезпечна зона – це простір, який знаходиться у межах можливого переміщення вантажу, підвішеного на гаку крана. Межу цієї зони визначають відстанню по горизонталі від точки улаштування крана. $R_{\text{нз}} = R_{\text{max}} + 0.5l_{\text{max}} + l_{\text{без}}$

Для стрілових кранів небезпечну зону визначають довжиною стріли крана за плюсом половини довжини найбільшого вантажу та розсіювання вантажу при падінні. Небезпечні зони відмічають на будгенплані лінією з відповідним написом.

Для внутрішньо майданчикових доріг використовуємо тимчасові дороги, які зводяться в підготовчий період. Внутрішньо майданчикові дороги можуть бути односторонніми (шириною 3,5м) та двосторонніми (шириною 6м). Радіус

закруглення доріг на поворотах 24м. Відстань між дорогами та складом повинна бути більшою за 0,5м, а між дорогою та огороженням – не менше 1,5м. Схема доріг має кільцевий вигляд. Дороги зовні будівлі влаштовані з дорожніх бетонних плит, а в середині будівлі – з щебеню невеликої фракції. В місця роботи кранів та в інших небезпечних зонах встановлюються знаки, які попереджують про безпеку та лімітують швидкість. Залізобетонні конструкції, окрім стінових панелей, розміщують в середині будуємого об'єкту біля місць їх встановлення. Склади піска, гравію, щебеню розміщуємо вздовж доріг. Навіс розміщують вздовж доріг, але не в зоні роботи кранів. Стінові панелі розміщують вздовж доріг по периметру будівлі.

При розміщенні на БГП тимчасових будівель з точки зору безпечних та санітарних умов повинні враховуватись небезпечні зони роботи крану, тобто всі будівлі повинні знаходитись поза небезпечної зони. Тимчасові будівлі повинні розміщуватись біля в'їзду на будівельний майданчик, скомпоновані вони у вигляді побутового містечка. Відстань між заблокованими групами будівель повинна бути не менше за 1,5м. Загальна довжина заблокованих будівель не повинна перевищувати 30м. Відстань від дороги не менше 1,5м.

Тимчасові електро шляхи зображенні схематично: вказані трансформаторна підстанція, розподільні шафи. Радіус обслуговування однієї розподільчої шафи 25м. Повітряні шляхи електропередач влаштовані вздовж доріг, опори ЛЕП застосовуються для ліхтарів зовнішнього освітлення.

В будівництві використовують струм 380В (для роботи електродвигунів) та 220В (для освітлення). Кабельні мережі прокладають на глибині 0,8м.

Тимчасове водо забезпечення влаштовують по кільцевій схемі. Пожежні гідранти встановлюються на відстані не більше 100м. Фонтанчики для питних потреб встановлюються на відстані до 75м від робочих місць та в побутовому містечку.

5.4.10 Техніко-економічні показники

1. Коефіцієнт забудови:

Загальна площа майданчику $S_{\text{заг}}=24400 \text{ м}^2$.

Площа доріг $S_{\text{дор}}=560 \text{ м}^2$.

Площа побутового містечка $S_{\text{поб}}=1496 \text{ м}^2$.

Площа будівлі $S_{\text{буд}}=1764 \text{ м}^2$.

$$K_{\text{заб}} = \frac{S_{\text{дор}} + S_{\text{поб}} + S_{\text{буд}}}{S_{\text{заг}}} = \frac{560 + 1496 + 1764}{24400} = 0,16.$$

2. Довжина тимчасових автомобільних доріг та доріг для руху кранів:

- а) дороги з залізобетонних дорожніх плит зовні будівлі: $L=180$ м;
- б) дороги щебеневі насипні всередині будівлі: $L=150$ м.
3. Довжина тимчасових мереж енергопостачання: 257 м.
4. Довжина тимчасових мереж водопостачання: 222 м.

Розділ 8: Безпека життєдіяльності

8.1 Загальні відомості

Діюча система охорони праці (трудове законодавство, виробнича санітарія і техніка безпеки) забезпечує належні умови праці робітником - будівельникам, підвищення культури виробництва, безпеку робіт і їхнє полегшення, що сприяє підвищенню продуктивності праці. Створення безпечних умов праці в будівництві тісно зв'язано з технологією й організацією виробництва.

У будівництві керуються ДБН А.3.2-2-2009 “Охорона праці і промислова безпека в будівництві”, що містить перелік заходів, що забезпечують безпечні методи виконання будівельних і монтажних робіт. Допуск до роботи знову прийнятих робітників здійснюється після проходження ними загального інструктажу з техніки безпеки, а також інструктажу безпосередньо на робочому місці. Крім цього, робітники навчаються безпечним методам, після чого одержують відповідні посвідчення.

Відповідальність за безпеку робіт покладена в законодавчому порядку на технічних керівників будівництва - головних інженерів і інженерів по охороні праці, виконавців робіт і будівельних майстрів. Керівники будівництва зобов'язані організувати планування заходів щодо охорони праці і протипожежній техніці і забезпечити проведення цих заходів у встановлений термін.

Усі заходи щодо охорони праці здійснюються під безпосереднім державним наглядом спеціальних.

8.2 Аналіз умов будівництва

При розробці дипломного проекту розглядається будівництво виставкового. При зведенні виконуються наступні види робіт:

- земляні роботи;
- вантажно - розвантажувальні роботи;
- монтажні роботи;
- бетонні роботи;

- оздоблювальні роботи;
- покрівельні роботи;
- благоустрій території.

При виконанні зазначених робіт на працюючих можлива дія наступних основних шкідливих виробничих факторів:

- механічної сили (робота на висоті, падіння конструкцій, інструментів і матеріалів, наїзд машин і так далі);
- можливість ураження електричним струмом;
- несприятливі метеорологічні умови;
- загазованість і запиленість повітря робочої зони;
- недостатність виробничого освітлення.

Дія механічної сили проявляється при виконанні робіт, пов'язаних зі зведенням будівлі, а також у "небезпечних зонах" роботи крана та інших самохідних машин. Основними джерелами шуму і вібрації на будівельному майданчику є вібратори. Загазованість і запиленість повітря робочої зони на досліджуваному об'єкті утворюється при виконанні електрозварювальних, ізоляційних, малярних робіт, а також при роботі двигунів внутрішнього згорання.

Основна частина будівельних робіт на об'єкті буде виконуватися зовні, тому великий вплив на роботу будуть здійснювати метеорологічні умови.

На будмайданчику застосовуються горючі матеріали та рідини, які створюють умови для виникнення пожежі.

Особливу небезпеку становлять електрозварювальні та малярні роботи, що проводяться в закритих приміщеннях.

Для поліпшення умов праці, підвищення безпеки будівництва, необхідно провести наступні основні заходи з охорони праці:

- забезпечити безпеку робіт на висоті і в "небезпечних зонах";
- провести захисні заходи щодо виключення ураження людей електричним струмом;
- при роботі з вібраторами і машинами, генеруючими шум, слід застосовувати індивідуальні засоби захисту;
- своєчасно і правильно організувати санітарно - побутове обслуговування;
- передбачити штучну вентиляцію при проведенні малярних робіт у закритих приміщеннях;
- правильно вибрати загальне і місцеве виробниче освітлення;
- провести заходи протипожежного захисту (забезпечити зв'язок, протипожежне водопостачання, обладнати під'їзди і дороги, мати первинні засоби гасіння пожеж).

8.3 Загальномайданчикові роботи по охороні праці

8.3.1 Земляні роботи

Для забезпечення безпечних умов виконання земляних робіт необхідно дотримуватись наступних основних умов безпечного виконання робіт. Земляні роботи в зоні розташування діючих підземних комунікацій можуть виконуватись тільки з письмового дозволу організацій, відповідальних за експлуатацію. Технічний стан землерийних машин повинен регулярно перевірятися зі своєчасним усуненням виявлених несправностей. Екскаватор під час роботи необхідно розташовувати на спланованому місці. Під час роботи екскаватора забороняється перебування людей у межах призми обвалення й у зоні розвороту стріли екскаватора. «Козирки», що утворюються у роботі, необхідно негайно зрізати.

Завантаження автомобілів екскаватором виконується так, щоб ковш подавався з бічної чи задньої сторони кузова, а не через кабіну водія. Під час перерви робіт, екскаватор необхідно перемістити від краю котловану на відстань не менш 2м, а ківш опустити на ґрунт. Чистити ківш дозволено тільки в опущеному стані. Пересування екскаватора з завантаженим ковшем забороняється.

Для запобігання перекидання землерийних та вантажопідйомних машин в котлован слід встановлювати машини на відстані не менше допустимого рівним 3.25м від основи укусу.

8.3.2 Опалубні роботи

Роботи з установки і розбирання опалубки на будівельному майданчику виконують у повній відповідності до правил виробництва і приймання робіт і технікою безпеки в будівництві згідно зі ДБН А.3.2-2-2009 “Охорона праці і промислова безпека в будівництві”

Інженерно-технічний персонал повинен бути добре ознайомлений з проектом опалубних робіт, зокрема зі спеціальними вимогами та умовами виконання робіт, і в процесі будівництва контролювати дотримання технології виробництва.

Робочі місця повинні бути добре освітлені. Для опалубних робіт норма освітленості складає 10лк. Працювати в неосвітлених місцях заборонено.

Одночасне проведення робіт у двох і більше ярусах по одній вертикалі допускається за наявності між ними міжповерхових перекриттів.

До початку монтажу опалубку необхідно обстежити внизу на спец. майданчику (очистити від бетону, бруду, змазати, оглянути вузли сполученні).

Скупчення людей на підмостки і опалубці перекриттів не допускається.

Установку розбірно-переставної опалубки на висоті більше 1,5 м від землі чи нижчого перекриття ведуть з риштування збірно-розбірних, що мають нагорі майданчик з огорожею висотою не менше 1,1 м.

При роботі без риштування робочих постачають запобіжними поясами з карабінами і вказують місця надійного закріплення запобіжного поясу (страхувальний трос або інші конструкції).

За станом усіх конструкцій риштування, в тому числі з'єднань, кріплень та огорожень, необхідно систематичне спостереження, яке має здійснювати, перед початком зміни, майстер.

Розбирання опалубки повинно виконуватись (після досягнення бетоном заданої міцності) з дозволу виконавця робіт. Перед початком розбирання опалубки несучих конструкцій треба перевірити міцність бетону. Проводиться перевірка на відсутність тріщин і інших дефектів, які можуть спричинити неприпустимі прогини або обвалення конструкції при знятті опалубки.

При розбиранні опалубки необхідно вживати заходів проти падіння елементів опалубки. Обов'язкова стропування елементів опалубки зовнішніх стін до початку демонтажу.

8.3.3 Арматурні роботи

Елементи каркасів арматури необхідно пакетувати з урахуванням умов їх підйому, складування і транспортування до місця монтажу.

Після встановлення арматури в опалубку її необхідно закріпити, при цьому, знаходиться на вже встановленої арматурі заборонено.

В'язати або зварювати арматуру, стоячи на прив'язаних або приварених хомутах або стрижнях, заборонено.

Арматуру перед установкою в опалубку необхідно очищати від бруду сміття і окалини.

При установці арматури стін і інших вертикальних конструкцій на висоті більше 1,5 м слід влаштовувати підмостки з настилом шириною не менше 1 м і огорожею висотою не менше 1,1 м.

Ходити по заармірованому перекриттю дозволяється тільки по ходах шириною 0,3 і 0,4 м, встановленим на козелка.

Заборонено зберігати запаси арматури на підмостках.

При установці арматури поблизу електричних проводів, що знаходяться під напругою, слід вжити заходів, що виключають дотик арматури до проводів.

Допуск до виробництва зварювальних робіт повинен здійснюватися після ознайомлення з технічною документацією та проведенням інструктажу з експлуатації обладнання та охорони праці.

Перед початком електрозварювальних робіт необхідно перевірити:

справність електрозварювального апарату та ізоляцію корпусу апарату, наявність і правильність заземлення зварювального апарату, відсутність поблизу місця зварювання (на відстані не менше 5 м від нього) легко займистих речовин.

Виконувати електрозварювальні роботи під відкритим небом під час дощу або снігопаду за відсутності навісів над електрозварювальним обладнанням і робочим місцем електрозварника заборонено. Довжина дроту між живильною мережею і пересувним зварювальним агрегатом для ручного дугового зварювання повинна бути більше 15 м. Щоб уникнути механічних пошкоджень дроти поміщають в гумовий рукав. Не можна використовувати проводи з пошкодженою опліткою та ізоляцією.

Зварювальники, що працюють на висоті, повинні користуватися запобіжними поясами і вогнестійкими страхувальними фалами з карабінами, мати спеціальні сумки для інструменту та збору недогарків електродів. Розкидати огарки заборонено.

При роботі з відкритою електричною дугою електрозварникам необхідно захищати обличчя й очі шоломом-маскою або щитком із захисним склом (світлофільтрами). Від бризок розплавленого металу або забруднення світлофільтри захищають простим склом.

Робітників, які допомагають електрозварникові, в залежності від умов також забезпечують щитками та окулярами.

Слід регулярно перевіряти справність електрозварювальних апаратів та агрегатів, звертаючи особливу увагу на відсутність напруги на їх корпусах при включеному стані. При електрозварюванні плавленням електродотримачі повинні мати просте й надійне з'єднання зі зварювальним проводом, надійну ізоляцію і міцно затискати електрод.

При заміні електрода заборонено торкатися до струмоведучих частин.

Ремонтні роботи і перемикання в електрозварювальних установках може виконувати тільки електромонтажник.

Для захисту працюючих від ураження електричним струмом необхідно, щоб металеві корпуси електрозварювальних трансформаторів мали заземлення.

8.3.4 Бетонні і залізобетонні роботи

Бетонна суміш, що укладається, повинна прийняти форму, передбачену проектом конструкції, що визначається площами і контурами опалубки. При бетонуванні суміш повинна заповнювати всі проміжки між стержнями арматури. Перед початком бетонування перевіряється підготовка природної основи, правильність установки арматурних каркасів, закладних деталей і анкерів.

Безпосередньо перед бетонуванням опалубку очищають напором води чи напором стиснутого повітря від сміття і бруду. Поверхня дерев'яної опалубки, на якій маються тріщини шириною більш 3мм змочуються для попередження витікання цементного молока. На робочому місці встановлюється огороження, необхідний інвентар. Наприкінці зміни інвентар, механізми і пристрої очищають від напливів бетону, промивають.

- При укладанні бетону в опалубку за допомогою бункера потрібно звертати увагу на затвор, який повинен забезпечувати:

- Щільне перекриття розвантажувального отвору;
- Можливість порціонного вивантаження бетонної суміші;
- Вільний поворот на опорах;
- Зусилля на рукоятці не більше 60Н;

- Затвор повинен виключати можливість саморозвантаження бункера. При укладанні бетонної суміші відстань від низу бункера до поверхні, на яку укладається бетон, не повинна перевищувати 1м.

Бетон необхідно ущільнювати в конструкції вібраторами. Працювати з електровібратори бетонувальник повинен тільки в справних гумових чоботях і рукавицях.

Проводи від розподільного щитка до вібраторів укладають в захисний шланг; корпус вібратора на місці роботи обов'язково заземлюють. Щоб зробити роботу безпечною, вібратори живлять струмом низької напруги - 36 ... 42 В.

Щодня після закінчення роботи вібратори очищають від бетонної суміші і бруду, обтирають насухо і здають на склад; обмивати вібратор водою заборонено.

Ремонт вібраторів та підвідної електромережі, підключення, роз'єднання та ремонт проводів виконує тільки фахівець.

Для включення електровібраторів застосовують пристрої закритого типу; використання штепсельних розеток неприпустимо. Електричні рубильники постачають захисними кожухами і укладають в ящики, що замикаються на замок. Металеві ящики заземлюють і оберігають від попадання в них води.

Працювати з вібраторами з приставних сходів заборонено. При переході з одного місця на інше, а також при кожній короткочасній перерві в роботі вібратор потрібно обов'язково вимикати. Не можна переміщати вібратор підтягуванням за провод живлення.

8.3.5 Покрівельні роботи

Розігріту мастику і асфальтову масу доставляють до робочих місць в баках, щільно закритих кришками і заповненими не більше ніж на 3 / 4. Піднімати баки з гарячою мастикою по вертикалі вручну заборонено.

Робочі одягають спеціальне взуття, яке захищає від опіків, і носять штани обов'язково навипуск. Робочих забезпечують гумовими чобітьми, фартухами, брезентовими куртками і брюками, а також брезентовими рукавицями і нарукавниками.

При роботі на мокрій покрівлі незалежно від ухилу, а на сухій покрівлі при ухилах більше 25 ° робітники мають надійно закріплювати переносні драбини. Заборонено виконувати кровельні роботи при вітрі, що досягає 6 і більше балів, при густому тумані, ожеледиці, дощі і сильному снігопаді.

У будівельних умовах покрівельні мастики готують на спеціальних майданчиках, віддалених не менше ніж на 50 м від вогнебезпечних місць. Котли наповнюють не більше ніж на 3 / 4 місткості. При запаленні мастики котел щільно закривають кришкою і тушать вогонь вогнегасниками або піском.

Забороняється курити при роботі з розчинниками, ґрунтовками і мастиками.

8.3.6 Оздоблювальні роботи

Робота з оштукатурювання в середині приміщення виконується як безпосередньо з підлоги, так і з інвентарного чи риштовання пересувних верстатів. Підмости повинні бути міцними і стійкими. Усі робітники, що мають справу зі штукатурними розчинами, забезпечуються спецодягом і захисними пристосуваннями (респіраторами, окулярами і т.д.). Місце розчинонасосів і робоче місце оператора повинні бути зв'язані справно діючою сигналізацією. Розчинонасоси, компресори і трубопроводи піддаються іспиту на робочий тиск. Справність устаткування перевіряють щодня до початку робіт. Тимчасова переносна електропроводка для внутрішніх штукатурних робіт повинна бути зниженої напруги - не більш 36 вольтів.

При виробництві малярських робіт необхідно виконувати наступні вимоги по охороні праці:

- фарбування методом пневматичного розпилення, а також швидковсихаючими лакофарбовими матеріалами, що містять шкідливі летучі розчинники, виконується з застосуванням респіраторів і захисних окулярів;
- необхідно стежити, щоб при роботі з застосуванням сикативів, лаків і олійних фарб приміщення добре провітрювалися;
- при застосуванні нітрофарб повинне бути забезпечене наскрізне провітрювання.;
- перебування робітників у приміщенні, свіжопофарбованому масляними і нітрофарбами, більш 4-х годин неприпустимо;
- всі апарати і механізми, що працюють під тиском, повинні бути випробувані і мати справні манометри і запобіжні клапани.

8.3.7 Монтажні роботи

До монтажу збірних конструкцій і виконанню допоміжних такелажних робіт допускаються робітники, що пройшли спеціальне навчання і досягли 18-літній вік. Не рідше одного разу в рік повинна проводитися перевірка знань безпеки методів робіт у робочих і інженерно-технічних працівників адміністрацією будівництва. Основні рішення по охороні праці, передбачені в проекті організації робіт, повинні бути доведені до відома монтажників.

Територію монтажної площадки позначають попереджувальним знаком: „УВАГА ! ЙДЕ МОНТАЖ !”. Монтаж фундаментних балок, колон, ферм, стінових панелей і плит-оболонок типу „П” виконується за допомогою крана. Стропування конструкцій виконується вантажопідйомними пристосуваннями, що відповідають масі монтуємої конструкції. Расстроповку конструкцій роблять тільки після повного закріплення. При переносі конструкції до місця монтажу її шлях не повинний проходити над робочим місцем монтажників. Усі монтажники повинні бути забезпечені касками і монтажними поясами.

До монтажних робіт на висоті допускаються монтажники, що пройшли один раз у році спеціальний медичний огляд. При роботі на висоті монтажники оснащуються запобіжними поясами. Під місцями виробництва монтажних робіт рух транспорту і людей забороняється. На всій території монтажної площадки повинні бути встановлені показники робочих проходів і проїздів і визначені зони, небезпечні для проходу і проїзду. При роботі в нічний час монтажна площадка освітлюється прожекторами. До початку робіт повинна бути перевірена справність монтажного і підйомного устаткування. Вантажопідйомні механізми перед пуском їх в експлуатацію випробують відповідальними особами технічного персоналу будівництва зі складанням акта відповідно до правил інспекції Госгортехнадзора. Такелажні і монтажні пристосування для підйому вантажів слід випробувати вантажем, що перевищує на 10% розрахунковий, і постачати бірками з вказівкою їхньої

вантажопідйомності. Усі пристосування систематично перевіряють у процесі їхнього використання з записом у журналі.

Залишати підняті елементи у висячому положенні на гаку крана на час обідніх і інших перерв категорично забороняється.

8.3.8 Електрозварювальні роботи

При виконанні електрозварювальних робіт слід суворо дотримуватися діючих правил електробезпеки і виконувати вимоги по захисту людей від шкідливого впливу електричної дуги зварювання.

Усі зварювальні апарати повинні бути заземлені і знаходитися в стані, що виключає можливість їхнього пуску сторонніми.

Місце виконання зварювальних робіт звільняються від горючих матеріалів у радіусі 5м. Для підведення електричного струму застосовуються гнучкі ізольовані кабелі.

Довжина кабелю, що з'єднує зварювальний апарат із джерелом струму, 10м. Для попередження враження струмом зварювальний апарат має автоматичне відключення холостого ходу трансформатора, а електроносії надійно ізольовані.

8.3.9 Пожежна безпека

При організації будівельного майданчика та виробництві будівельно-монтажних робіт слід керуватися "Правилами пожежної безпеки при виконанні будівельно - монтажних робіт".

Будівельний майданчик повинен мати два виїзди.

Захаращувати під'їзди, проїзди, входи в будівлі і виходи, а також підходи до пожежного інвентарю забороняється.

Кожен будівельний об'єкт повинен бути забезпечений системою протипожежного водопостачання.

На території будмайданчика повинні бути встановлені вогнегасники, бочки з водою, ящики з піском, а також щити з протипожежним інвентарем, кількість яких визначається на стадії ППР.

Між тимчасовими будівлями і спорудами слід дотримуватися протипожежних розривів.

Склади і відкриті майданчики для зберігання матеріалів і виробів повинні відповідати вимогам і нормам техніки безпеки і правил протипожежної безпеки.

Пожежні гідранти встановлюються в закритих колодязях, що розташовуються уздовж доріг і проїздів на відстані не більше 100 м один від одного.

Зберігати горючі та легкозаймисті рідини на спеці забороняється. Наливати і видавати паливно-мастильні матеріали дозволяється тільки в герметично закриту металеву тару за допомогою насосів через мірну сітку.

Зварювальні роботи, пов'язані із застосуванням відкритого полум'я, дозволяється проводити лише з письмової згоди осіб, відповідальних за пожежну безпеку на даному будівництві.

Зварювальник може приступити до роботи тільки при наявності письмової згоди відповідального за пожежну безпеку.

При зварювальних роботах переносні ацетиленові генератори необхідно встановлювати на відкритих майданчиках. Допускається тимчасова їх робота в добре провітрюваних приміщеннях.

Карбід кальцію слід зберігати в металевих закритих барабанах. Укладати барабани дозволяється не більше ніж у два яруси з прокладенням між ними з дощок.

При виробництві зварювальних робіт забороняється:

- працювати при несправній апаратурі;
- зварювати свіжофарбовані конструкції, не дочекавшись їх повного висихання;
- допускати зіткнення зварювального електрокабелю з балонами з стисненими газами;
- одночасно працювати електрозварникам і газозварникам всередині закритих приміщень.

Тимчасову проводку на будівельному майданчику виконувати ізольованим дротом і підвішувати на тросі на надійних опорах на висоті не менше 3 м над проходами і 6 м над проїздами.

В якості переносних ламп повинні застосовуватися спеціально призначені для цієї мети світильники заводського виготовлення.

При експлуатації електромереж та електрообладнання забороняється залишати під напругою неізолювані кінці електричних проводів з металевими елементами:

- допускати зіткнення електричних проводів з металевими конструкціями;

- залишати без нагляду включені в мережу електроприлади.

При установці прожекторів забороняється встановлювати їх на дахах будови і будівель.

Споруджувані будинки і споруди, тимчасові будівлі до початку будівництва повинні бути забезпечені первинними засобами пожежогасіння.

Розділ 9: Екологія

9.1 Аналіз джерел забруднення

Рельєф місцевості спокійний. Середня температура найбільш спекотної доби $t_{нж} = 30,3^{\circ}\text{C}$. Температура найбільш холодної доби $t_{нх} = -26^{\circ}\text{C}$. Середня місячна відносна вологість повітря найбільш холодного місяця $\varphi = 83\%$, а найбільш спекотного місяця $\varphi = 43\%$. Річна кількість опадів – 558 мм. Переважний напрямок вітру - ПнЗ у липні і ПнСх - у січні. Максимальна швидкість вітру - 6,2 м/с у січні в північному напрямку. Загальна площа забудови – 1,99 га. Щільність забудови – 0,35. Ґрунтові води на майданчику забудови розташовуються на глибині 5 м і їхнє забруднення не передбачається, так як підземна прокладка трубопроводів тупикового виробничого водопроводу і каналізації буде виконуватись на глибині 1 м. Глибина промерзання ґрунту – 90см.

Перед початком будівництва територію обстежують, виконують заходи, які зменшують вплив на оточуюче середовище.

Характеристика існуючих негативних впливів:

- Інженерні вишукування для проектування (вплив незначний);
- Проектування і конструювання (вплив незначний);
- Будівництво будівлі - вплив: забруднення повітря вихлопними газами автомашин (інтенсивність середня), забруднення ґрунту паливно-мастильними матеріалами автомашин, будівельним сміттям (інтенсивність середня - проведення заходів по збору та утилізації забрудненого ґрунту та сміття), розробка ґрунту під котлован (інтенсивність висока), вирубка деревної рослинності (інтенсивність середня - висадка дерев після закінчення будівництва), шум і вібрація від автомашин та будівельної техніки (інтенсивність висока - застосування більш досконалих машин і механізмів).
- Експлуатація будівлі - вплив: тепловиділення від будівлі - необхідна гарна теплоізоляція, різні протікання в комунікаціях - попередження та своєчасне усунення виниклих неполадок; відкрита стоянка автомобілів; майданчик для навантаження мусоровозу.

Можливі наслідки при реалізації проекту незначні, тому що при повному дотриманні технології виконання робіт, при застосуванні екологічно чистих будівельних матеріалів та проведенні природоохоронних заходів спрямованих на відновлення природного середовища, а також при правильній експлуатації будівлі будь - який негативний вплив зводиться до мінімуму.

9.2 Заходи по покращенню екології

9.2.1 Заходи захисту зелених насаджень

На ділянці є зелені насадження, які підлягають збереженню і захисту. При розчищенні території вперше освоєного майданчика зелені насадження пересаджують, їх використовують в подальшому і захищають від пошкоджень. Зелені насадження, які не підлягають вирубці або пересадки, обносять загальної огорожею. Стовбури окремо розташованих дерев, що потрапляють в зону робіт, оберігають від пошкоджень, покриваючи відходами пиломатеріалів. Окремо стоячі кущі пересаджують. Дерев і чагарники, придатні для озеленення, викопують і пересаджують в спеціально відведену охоронну зону.

Родючий шар ґрунту, що підлягає зняттю з забудовуваних площ, зрізають і переміщують у спеціально відведені місця, де складують для подальшого використання. При цьому родючий шар охороняється від змішування з нижнім шаром, забруднення, розмиву і вивітрювання. $V_{гр}=4484.98 \text{ м}^3$

9.2.2 Рекультивація земель

Рекультивація - штучне відновлення ґрунтів після їх порушення, коли їх приводять у стан, придатний для використання в сільському, лісовому, а іноді й у водному господарствах.

Розрізняють технічний і біологічний етапи рекультивації.

Технічна рекультивація - планування, формування укосів, пересування і транспортування родючих ґрунтів на рекультивовану площу, будівництво меліоративних споруд та доріг.

Біологічна рекультивація включає комплекс агротехнічних фітомеліоративні заходів, спрямованих на відновлення продуктивної діяльності землі.

У даному проекті передбачені заходи благоустрою і найбільшому захисту землі від шкідливих впливів при будівництві та експлуатації даного об'єкта, вони наведені в пунктах 9.2.3 – 9.2.5 даного розділу проекту.

9.2.3 Утилізація відходів будівництва

Найважливішим етапом поводження з відходами є їх збір. При зборі відходи повинні розділятися за ознаками залежно від подальшого використання, способу переробки, утилізації, поховання. Переробка відходів-найважливіший етап у забезпеченні охорони навколишнього середовища від забруднення. Відходи не підлягають переробці і подальшому використанню в якості вторинних ресурсів піддаються захоронення на полігонах.

Радикальне рішення проблем захисту від відходів можливе при широкому впровадженні маловідходних технологій. Під маловідходними технологіями розуміється така технологія, при якій раціонально використовуються всі компоненти сировини та енергії в замкнутому циклі.

Відходи, які в подальшому можуть бути використані у виробництві відносяться до вторинних матеріальних ресурсів. Наприклад макулатура для виробництва паперу; скляний бій для виробництва скла; металевий бій - металу; зола, пил, шлаки, бита цегла, штукатурка-для виробництва будівельних матеріалів і конструкцій.

При виробництві будівельних робіт можливі наступні відходи: цегла, щебінь, пісок, деревина.

Гравій та щебінь відправляється на інший об'єкт, що будується, цегла на переробку на керамічний завод, деревина вивозиться на меблевий комбінат. Сміття, що залишилося вивозиться у місця непридатні для землекористування.

Щоб не допустити переносу забруднення з будмайданчика на суміжні території, передбачаються такі заходи:

- Виробництво робіт суворо в зоні, відведеної будгенпланом;
- Установка на будмайданчику біотуалетів, що обслуговуються спеціалізованою організацією;
- Упорядкування, транспортування і складування сипучих і рідких матеріалів;
- Перед виїздом з будмайданчика буде обладнаний пункт миття коліс автотранспорту, на якому буде проводитись очищення коліс і зовнішніх сторін кузова від бруду. Після миття коліс забруднена вода потраплятиме в бак - накопичувач і в міру накопичення вивозитиметься машиною за межі будмайданчика;
- Збір у спеціальні піддони, що встановлюються під спеціальні механізми, відпрацьованих нафтопродуктів, моторних масел і т.п. та їх утилізацію.

Крім того:

- Регулярний вивоз будівельне сміття;
- Організація механізованого прибирання території будмайданчика;
- Після закінчення будівництва всі тимчасові споруди розбираються і вивозяться.

9.2.4 Заходи боротьби з забрудненням ґрунту

При виконанні робіт використовується вода з діючого водопроводу. На будівельному майданчику передбачається майданчик для миття машин, що виїжджають з території будівельного майданчика, для запобігання попадання будівельного сміття на вулиці міста. Олія з машин і механізмів зливається в маслоприймач, а не у відкритий ґрунт, що виключає:

- забруднення ґрунту;
- загоряння промаслених ганчірок і дрантя.

Після закінчення будівельних робіт проводиться ретельне прибирання території та благоустрій.

При збиранні будівельного сміття не допускається скидання його з покрівлі і лісів без застосування закритих лотків і бункерів накопичувачів.

9.2.5 Благоустрій території

Після закінчення будівництва передбачені роботи з озеленення території. Передбачена посадка дерев, чагарників, привезення рослинного шару і там де необхідно посів газонної трави.

Загальна площа газонів становить близько 0,187 га.

На проїзди і автостоянки всього виділено 0,143 га, які виконані з асфальтобетону (докладніше схему дорожнього одягу див. в архітектурних кресленнях).

Науковий розділ

Введення. З збільшенням обсягу будівництва різних бетонних конструкцій збільшується і кількість відходів від зносу старих будівель і споруд. До таким відходам відносяться бетон, скло, метал і інші матеріали. Деякий дослідники вважають, що бетонні і скляні відходи можуть бути використані в якості альтернативного сировини для різних видів будівельних матеріалів [1]. У даній роботі розглядається доцільність використання такого альтернативного джерела сировини для бетонних конструкцій.

Використання переробленого бетону в якості заповнювача допомагає вирішити проблеми, пов'язані з здобиччю природних заповнювачів і утилізацією старого бетону [2]. Є ряд досліджень, автори яких розглядають вплив заміників на властивості бетону. Наприклад, Алекс Вілсон вивчав вплив нерівній поверхні подрібненого бетону на властивості сумішей. У ряді наукових робіт розглядалося використання пластикових матеріалів і скла в цивільному будівництві. Основна мета таких досліджень полягала в вивченні можливості використання пластмас і скляного порошку в різних проектах [3 - 4]. Екологічні скляні відходи вже застосовуються при будівництві доріг, виробництві асфальту і бетону [3]. Ахмад Шаян досліджував використання скляних відходів в якості заповнювачів для виробництва бетону [5]. Використання вторинних заповнювачів дозволяє економити природні ресурси і зменшувати кількість відходів, а також сприяє збереженню чистоти навколишнього середовища. У данім дослідженні основне увага приділяється скляним будівельним відходів, які використовуються як заміник при виробництві бетону. У рамках дослідження будуть розглянуті такі питання: доцільність використання зруйнованого бетону в якості повної заміни великого заповнювача, а також застосування скла для часткової заміни піску в якості дрібного заповнювача.

Основна частина. Матеріали і методи. У данім дослідженні використовувалися такі матеріали, як цемент, пісок, великий заповнювач та подрібнене скло. Процес замочування та твердіння був здійснено з застосуванням звичайною води.

Для досягнення поставленою цілі дослідження була розроблено велика і комплексна експериментальна програма, яка була розділена на кілька етапів. на першим етапі були вивчені фізичні і матеріальні властивості піску, подрібненого скла, цементу і заповнювача з зруйнованого бетону. Усі отримані результати були документовані. на другому етапі відливались форми для дослідження. на третьому етапі (у перебіг 7 і 28 діб) відбувалося твердіння форми для кількох комплектів циліндричних зразків бетону. на заключному етапі було проведено випробування форм на універсальною випробувальною прес-машині [6].

Експериментальні дослідження. Для приготування бетонної суміші були визначено наступні пропорції: цемент, дрібний заповнювач і великий заповнювач в співвідношенні 1:1,5:3 відповідно. Водоцементне ставлення (В/Ц) встановлено на рівні 1:4. Дев'ять циліндричних форм діаметром 3 і заввишки 6 дюймів були використані для виготовлення і витримки скляного порошку в перебіг 28 днів. Кожна форма містила однакове кількість порошку.

Підготовка зразків. Спочатку скляні відходи були подрібнені з допомогою молотка до отримання порошку дрібніше 0,85 мм. Пісок скло і великі заповнювачі проходили ситову очищення в відповідно з вимогами. Для створення бетону все компоненти (цемент, пісок, скляний порошок і великі заповнювачі) зважувалися в відповідно з заданими пропорціями. У кожною конкретної суміші бетону заміна дрібного заповнювача склом становила від 20 до 30 %. Регенеровані заповнювачі отримували шляхом подрібнення відпрацьованих бетонних кубів і циліндрів, використаних і викинутих в результаті попередніх лабораторних випробувань [7]. Потім подрібнений бетон був просіяний методом ситового аналізу. Кількість використовуваних дрібних частинок вимірювалося для кожного зразка.

Градаційна крива частинок скла, представлена на рис. 1, є визначальним інструментом для зміни розміру скляних частинок в складі бетонної суміші.

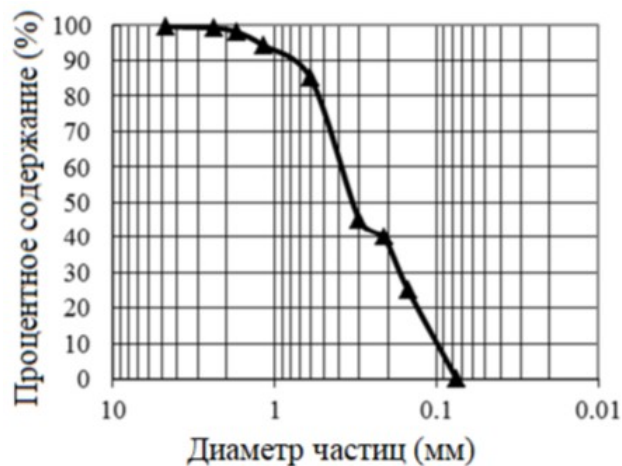


Рис.1. Градаційна крива скла

Відсоткове зміст піску, скла і великого заповнювача, використовуваних в зразках бетону наведено в таблиці 1. Заповнювач надає бетону структуру . Це дозволяє йому формувати міцну жорстку однорідну структуру.

У таблиці 2 показано зміна розмірів заповнювача і їх змісту в кожному зразку бетону.

Варіювання розмірів великого і дрібного заповнювачів дозволяє усунути порожнечі в бетонних зразки.

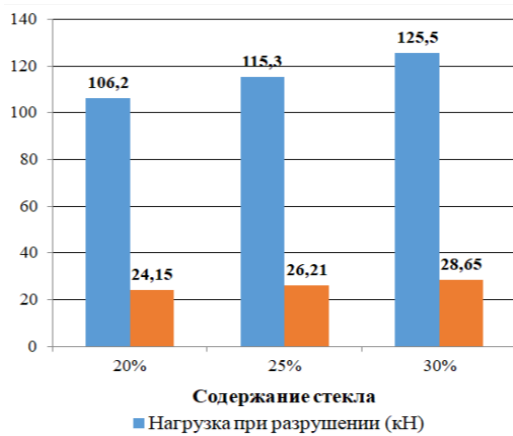
У таблиці 3 показано загальне кількість скла, цементу, заповнювача, піску і води на один зразок, а також тип просіювання, використовуваний для отримання необхідних матеріалів для випробування. Дані з таблиці 3 дають подання про оптимальному кількості матеріалу для кожною бетонної суміші. на практиці зміст води може бути кілька змінено для підвищення оброблюваності і покращення однорідності суміші, що сприяє підвищення міцності бетонних зразків [8].

Кількість використаних матеріалів на зразок

Випробування на стиск циліндричних зразків проводились на універсальною випробувальною прес- машині потужністю 3000 кН . Циліндри зважувалися, навантаження прикладалася без будь-яких ударів. Для кожною суміші передбачений набір, що складається з трьох бетонних циліндрів, використовуваних для визначення міцності на стиск після 28-добового процесу твердіння. Гранична навантаження, при якій відбулося руйнування зразка, була записана для кожного зразка. Ставлення руйнівною навантаження до площі поверхні циліндрів визначає межа міцності бетонного циліндра.

за даними таблиць 4 і 5 видно, що міцність на стиск бетонних сумішей помітно зростає по мірі збільшення часу їх твердіння. Це вказує на покращення несучою здібності з збільшенням тривалості часу твердіння.

на графіку рис. 2 показано зміна міцності на стиск для 7-денного затвердіння. Видно, що чим вище відсоткове зміст скляного порошку в бетоні, тим вище міцність на стиск. Графік залежності навантаження від часу, отриманий при випробуванні на стиск для 7-денного затвердіння, показаний на рис. 3. Ці графіки демонструють граничну міцність циліндричних зразків на стиск .

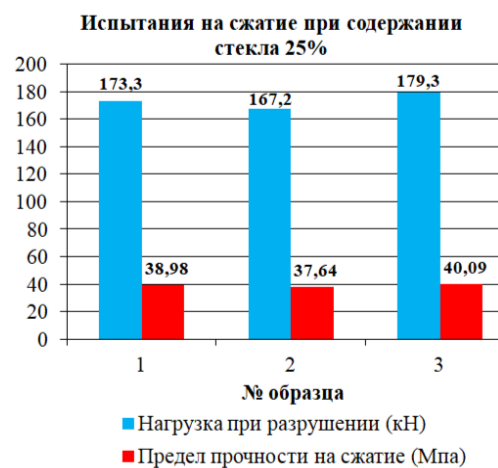
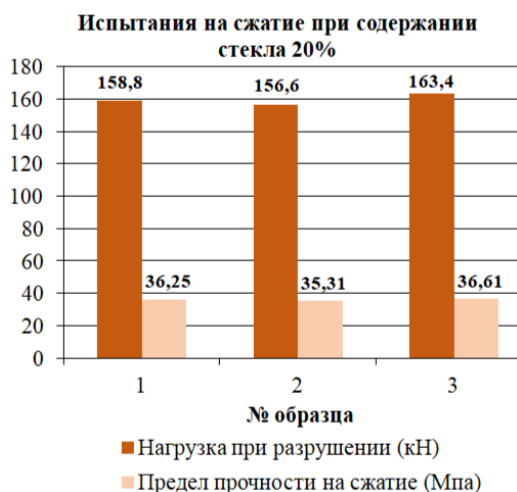


Мал. 2. Гранична міцність на стиск при 7-денному

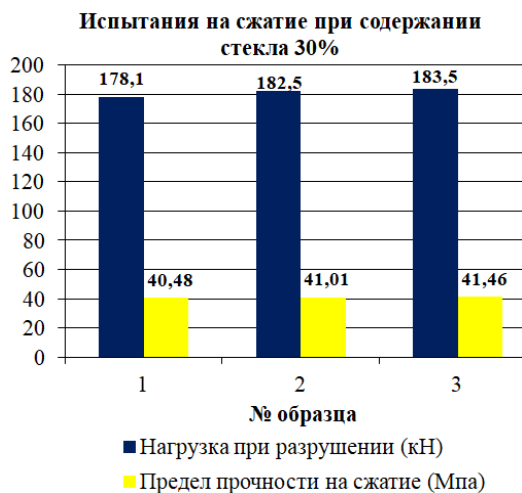


Мал. 3. Крива залежності навантаження від часу, отримана

на рис. 4 показано зміна граничною міцності на стиск зразків бетону, містять 20 % скляних частинок. рис. 5 демонструється найвища навантаження, досягається при руйнуванні зразка, який складається з суміші піску з 25 % скляних частинок. Мал. 6, в свою черга, ілюструє максимальну навантаження при руйнуванні зразка, містить 30 % скляних частинок в суміші з піском. на рис. 7 представлена залежність навантаження від часу, отриманої з застосуванням прес-машини. У ході даного експерименту зразок твердів в перебіг 28 днів. Межа руйнування визначається на основі моменту, коли крива стає низхідній, а не висхідною [9, 10].

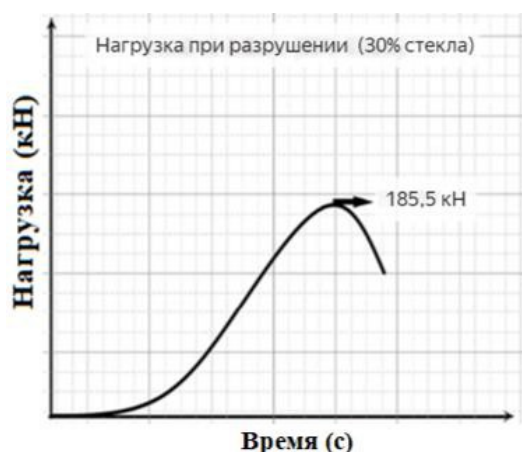


Мал. 4. Гранична міцність на стиск при 28-денному затвердінні (20 % скла)



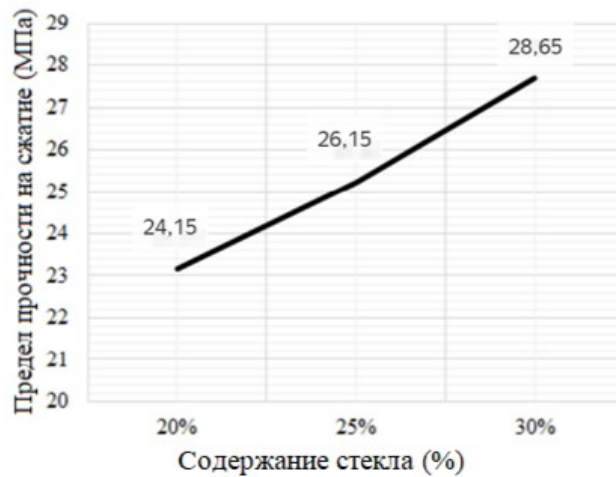
Мал. 6. Гранична міцність на стиск при 28-денному затвердінні

Мал. 5. Гранична міцність на стиск при 28-денному затвердінні (25 % скла)



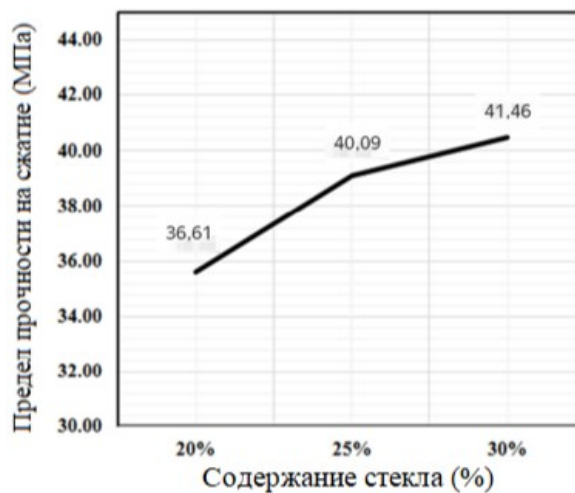
Мал. 7. Крива залежності навантаження від часу, отримана на компресійній машині (28-денне затвердіння)

Графік на рис. 8 показує, як змінюється гранична міцність бетону на стиск при наростаючому процентному змісті скла як дрібного заповнювача після 7-денного твердіння. Аналізуючи графік, можна помітити, що гранична міцність бетону на стиск стабільно зростає з збільшенням відсоткового змісту скла. Міцність обумовлена додаванням скла, в більшою ступеня вона проявляється в зразках з 28-добовим терміном твердіння (Рис. 9).



Мал. 8. Зміна межі міцності на стиск залежно від процентного змісту скла для 7-денного затвердіння

Графік на рис. 9 показує зміна граничною щільності дрібного заповнювача для 28-денного твердіння: по мірі збільшення відсоткового змісту скла в бетонній суміші значно зростає межа міцності на стиск даного матеріалу. Крім того, помітно, що швидкість збільшення міцності на стиск також збільшується більше при змісті скла з 20 до 25 %, чим при змісті скла від 25 до 30 %. Створюється враження, що швидкість набору міцності при стиску починається після 25-відсоткової заміни піску склом.



Мал. 9. Зміна межі міцності на стиск залежно від процентного змісту скла для 28-денного затвердіння.

Висновок. на підставі результатів випробувань і спостережень можна зробити наступний висновок: збільшення кількості подрібненого скла в бетонній суміші наводить до підвищення міцності бетону при стиску. Міцні показники перевищують значення для бетону марки М35 (35) МПа) і

досягають близьких до рівнем М40 (35) МПа) при заміщення піску склом на 30 %. Однак після досягнення змісту скла на рівні 25 % зростання міцності при стиску починає сповільнюватися. Експеримент з використанням в якості дрібного заповнювача скла був проведено з метою з'ясування переваг і недоліків застосування різних відходів, отриманих при знесення будівель і споруд. Його результати свідчать о можливості повторного використання будівельних відходів при новому будівництві.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 Правила виконання архітектурно будівельних робочих креслень
2. ДБН А.2.2-3-2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво
3. ДБН 360-92** Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень
4. ДБН.2.2-9-2009 Громадські будинки та споруди. Основні положення
5. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення
6. ДБН В.2.6-163 Сталеві конструкції. Друга редакція
7. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи
8. ДБН В.2.3-22:2009 Мости та труби. Основні вимоги проектування
9. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія
10. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель. Зміна №1
11. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва
12. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Правила визначення вартості будівництва
13. ДСТУ-Н Б Д.1.1-3:2013 Настанова щодо визначення загальновиробничих та адміністративних витрат та прибутку у вартості будівництва
14. ДСТУ-Н Б Д.1.1-5:2013 Настанова щодо визначення розміру коштів на титульні тимчасові будівлі та споруди і інші витрати у вартості будівництва
15. Кадол Л.В. Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни „Управління ефективністю будівництва” для студентів спеціальності 7.092101 “Промислове та цивільне будівництво” (ПЦБ) денної та заочної форм навчання містять загальні вимоги до виконання курсової роботи
16. ДБН Д.2.2-6-2016 - Е 6 Бетонні та залізобетонні конструкції монолітні
17. ДБН Д.2.2-7-2016 - Е 7 Бетонні та залізобетонні конструкції збірні
18. ДБН Д.2.2-8-2016 - Е 8 Конструкції з цегли та блоків
19. ДБН Д.2.2-11-2016 - Е 11 Підлоги
20. ДБН Д.2.2-12-2016 - Е 12 Покрівлі
21. ДБН Д.2.2-13-2016 - Е 13 Захист будівельних конструкцій та обладнання від корозії
22. ДБН Д.2.2-15-2016 - Е 15 Опоряджувальні роботи
23. ДБН Д.2.2-30-2016 - Е 30 Мости та труби
24. ДБН Д.2.2-45-2016 - Е 45 Роботи при реконструкції будівель і споруд
25. ДБН Д.2.2-47-2016 - Е 47 Озеленення. Захисні лісові насадження. Багаторічні плодові насадження
26. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. "Железобетонные конструкции. Общий курс." Учебник для вузов.-5-е изд., перераб. и доп.-М.: Стройиздат, 1991.-767 с.: ил.
27. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М., Стороженко Л.І. Металеві конструкції. Львів: Світ, 2002. - 312 с. Підручник, 2-ге видання
28. ДБН А.3.1-5-2016. «Організація будівельного виробництва », К.: - Мінрегіонбуд, 2016.
29. ДБН В.1.1-7-2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва », К.: - Мінрегіонбуд.
30. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», К.: - Мінрегіонбуд, 2012.

31. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин і механізмів (Редакційна колегія: А.В. Беркута, П.І. Губань, В.Г. Іванькіна) – К., 2001. – 248 с.
32. Дикман Л.Г. Организация и планирование строительного производства, М.: - Высшая школа, 1988 г.
33. ЕНиР. Сборник Е1. Внутривозовые транспортные работы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987. – 40 с.
34. ЕНиР. Сборник Е3. Каменные работы / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1987. – 64 с.
35. ЕНиР. Сборник Е4. Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций. Вып. 1. Здания и промышленные сооружения / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1987. – 64 с.
36. ЕНиР. Сборник Е5 Монтаж металлических конструкций. Выпуск 1 Здания и промышленные сооружения / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
37. ЕНиР. Сборник Е5 Монтаж металлических конструкций. Выпуск 3 Мосты и трубы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
38. ЕНиР. Сборник Е8 Отделочные покрытия строительных конструкций. Выпуск 1 Отделочные работы / Госстрой СССР. – М.: Прейскурантиздат, 1987
39. Посібник з розробки ПОБ і ПВР (до ДБН А.3.1.-5-96) К.; НДІБВ, 1997 р. Рогозін В.В. Методичні вказівки «Приклади розрахунків об'єктних будівельних генеральних планів при будівництві одноповерхових промислових будівель» в курсових і дипломних проектах з курсу «Організація і планування будівельного виробництва» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання – Кривий Ріг, КТУ, 2011
40. Рогозін В.В. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація і планування будівельного виробництва» з теми «Складання календарних планів будівництва одноповерхової промислової будівлі» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання – Кривий Ріг, КТУ, 2011
41. Соколов Г.К. Выбор кранов и технических средств для монтажа строительных конструкций. Учеб. пособие /Моск. гос. строит. ун-т. — М: МГСУ, 2002г. — 180с.
42. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции.: Учеб. Для студентов вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство». – М.: Высш. шк. 1987.-384 с.: ил.
43. Проектирование железобетонные конструкций: Справоч. пособие / А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.: Под ред. А.Б. Голышева. – К.: Будівельник, 1985. – 496 с.
44. ДБН А.2.2-1-95 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд. основні положення проектування.
45. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом - Москва "СТРОЙИЗДАТ" 1987г.
46. Мещерин В., Храпко М.. Самоуплотняющийся бетон / СПб. 2009.
47. Троян В.В. Молекулярная архитектура суперпластификаторов как фактор, определяющий функциональность бетонов / М-лы 10-й Межд. научно-практ. конф. «Дни современного бетона». – Запорожье: «Планета», 2008. – с.162-179.

48. Й. Штарк, Б.Вихт. Долговечность бетона. / Пер. с нем. – А. Тулаганова. Под ред. П. Кривенко. Киев., «Оранта», 2004, 293 с.
49. Демчина Б.Г., Світий Р.М., Чень Р.І., Дослідження роботи нерозрізних пінобетонних армованих балок неавтоклавного твердіння // VII Міжнар. Симпозіум “Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій”. – К., 2007. –С.425-430.
50. Липовский В. М. Сборный железобетон: Справочник. Л.: Стройиздат, 1990. 144 с.
51. Горохов Е. В., Югов А. М., Веретенников В. И. Учёт явления систематической неоднородности свойств тяжелого бетона по объему элементов при выборе безопасных конструктивных систем зданий // Безопасность эксплуатируемых зданий и сооружений. М.: 2011. С. 146-167.
52. Лещинский А. М. Систематическая неоднородность прочности тяжелого бетона в сборных железобетонных изделиях, формируемых на виброплощадках: дис. канд. техн. наук. Киев: 1981. 202 с.
53. Öztürk T., Kloggel O., Grübl P. Propagation of ultrasound in concrete – Spatial distribution and development of the Young’s modulus // BB 85-CD Intern. sympos. Non-Destructive Testing in Civil Engineering. Berlin: 2003. URL: <http://www.ndt.net/article/ndtce03/papers/v065/v065.htm>
54. Soshiroda T. Effects of bleeding and segregation on the internal structure of hardened concrete // RILEM Proceedins 10.. Cambridge: University Press, 1990. Pp. 253-260.
55. Залесов А. С., Кодыш Э. Н., Лемыш Л. Л., Никитин И. К. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям. М.: Стройиздат, 1988. 320 с.
56. Yuasa N., Kasai Y., Matsui I. Inhomogeneous Distribution of Compressive Strength from Surface Layer to Interior of Concrete in Structures // Special Publication. 2002. Vol. 192. Pp. 269-282.
57. Arioglu N., Girgin C. Discussion on paper // Magazine of Concrete Research. 1999. Vol. 51. No. 3. Pp. 217-225.
58. Карпепко Н. И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. 416 с.
59. Шамбан И. Б. Управление однородностью прочности бетона путем выбора рациональных технологических решений: дис. канд. техн. наук. Ровно: 1983. 197 с.
60. Афанасьев А. А. Интенсификация работ при возведении зданий и сооружений из монолитного железобетона. М.: Стройиздат, 1990. 384 с.
61. Красновский Б. М. Инженерно-физические основы методов зимнего бетонирования. М.: Изд-во ГАСИС, 2004. 470 с.
62. Руководство по прогреву бетона в монолитных конструкциях / РААСН, НИИЖБ. М.: 2005. 275 с.
63. ГОСТ Р 53231-2008. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности.
64. Хаютин Ю. Г. Монолитный бетон: Технология производства работ. М.: Стройиздат, 1991. 576 с.
65. Улыбин А. В. О выборе методов контроля прочности бетона построенных сооружений // Инженерно- строительный журнал. 2011. №4(22). С. 10-15. 24. ГОСТ

66. Мадатян С.А. Новые технологии и материалы для арматурных работ в монолитном железобетоне // Технологии бетонов. – No 3,2006. С. 52-54.
67. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А.. Вычислительный комплекс SCAD. М.: Издательство АСВ, 2007. – 592с.
68. Й. Штарк, Б.Вихт. Долговечность бетона. / Пер. с нем. – А. Тулаганова. Под ред.. П. Кривенко. Киев., «Оранта», 2004, 293 с.
69. Алексеев С.Н., Иванов Ф.М., Модры С., Шисль П. / Долговечность железобетона в агрессивных средах: Совм. изд. СССР - ЧССР - ФРГ - М.: Стройиздат, 1990. - 320 с.
70. Пухонто, Л.М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений : монография / Л.М. Пухонто. – М. : АСВ, 2004. – 425 с.