

## **Зміст.**

<b>1. Варіантне проектування.....</b>	<b>8</b>
1.1 Техніко-економічне обґрунтування раціонального варіанту конструктивно-го рішення об'єкту.....	9
<b>2. Архітектурно-будівельний розділ .....</b>	<b>19</b>
2.1 Загальні положення .....	20
2.2 Генеральний план .....	21
2.3 Архітектурно-планувальне рішення і функціональна схема.....	23
2.4 Конструктивні рішення .....	26
2.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни .....	29
<b>3. Розрахунково-конструктивний розділ.....</b>	<b>31</b>
3.1 Загальна характеристика несучої системи.....	32
3.2 Розрахунок монолітного козирка.....	32
3.3 Розрахунок монолітної колони К-1 по осі И-7 .....	38
3.4 Розрахунок монолітного плоского перекриття.....	43
3.5 Результати машинного розрахунку.....	45
<b>4 . Підвалини та фундаменти .....</b>	<b>50</b>
4.1 Прив'язка проектованої будівлі до існуючого рельєфу будівельного майданчика .....	51
4.2 Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва .....	52
4.2.1 Розрахунок характеристик ґрунтів .....	52
4.2.2 Інженерно-геологічні розрізи.....	56
4.3 Розрахунок і проектування фундаментів мілкового закладення в перерізі I-I .....	56
4.4 Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-1).....	57
4.4.1 Визначення висоти фундаменту за конструктивними вимогами .....	58
4.4.2 Визначення розрахункової висоти фундаменту .....	58
4.5 Визначення глибини закладення фундаменту (ФМЗ-1).....	58
4.6 Визначення розмірів подошви фундаменту.....	59
4.7 Обчислення імовірної осадки фундаменту (ФМЗ-1) .....	62

4.8 Розрахунок тіла фундаменту .....	65	
4.8.1 Конструювання фундаменту .....	65	
4.8.2 Розрахунок міцності нижньої ступені на продавлюван- ня.....	65	
4.8.3 Розрахунок міцності фундаменту за поперечною силою.....	66	
4.8.4 Визначення площі перерізу арматури плитної частини фундаменту .....	67	
4.9 Розрахунок і конструювання фундаментів мілкового закладення в перерізі I-I .....	69	
4.10 Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-2).....	70	
4.10.1 Визначення висоти фундаменту за конструктивними вимога- ми.....	70	
4.10.2 Визначення розрахункової висоти фундаменту.....	71	
4.11 Визначення глибини закладення фундаменту (ФМЗ-2).....	71	
4.12 Визначення розмірів підшви фундаменту.....	72	
4.13 Обчислення імовірної осадки фундаменту (ФМЗ-2).....	74	
4.14 Розрахунок тіла фундаменту .....	76	
4.14.1 Конструювання фундаменту.....	76	
4.14.2 Розрахунок міцності нижньої ступені на продавлюван- ня.....	77	
4.14.3 Розрахунок міцності фундаменту за поперечною силою.....	77	
4.14.4 Визначення площі перерізу арматури плитної частини Фундаменту.....	78	
<b>5. Технологія та організація будівництва .....</b>	<b>81</b>	
5.1 Технологічна карта на влаштування монолітного каркасу.....	82	
5.1.1 Характеристика будівлі та її конструктивних елементів.....	82	
5.1.2 Відомість робіт по улаштуванню каркасу.....	82	
5.1.3 Відомість потреби матеріалів.....	83	
5.1.4 Вибір механізмів.....	83	
5.1.5 Відомість потреби в машинах, обладнанні і пристосуваннях.....	83	5.1.6
Калькуляція трудових витрат та заробітної плати на		

влаштування перекриття.....	84
5.1.7 Улаштування опалубки і армування каркасу.....	86
5.1.8 Використання автобетононасосу.....	86
5.1.9 Бетонування каркасу.....	87
5.1.10 Витримка бетону і оборотність опалубки.....	88
5.1.11 Техніка безпеки при виконанні бетонних робіт.....	90
5.1.12 Контроль якості готових виробів.....	92
5.1.13 Техніко-економічні показники.....	93
5.2 Загальні відомості.....	93
5.3 Монтаж конструкцій надземної частини будівлі.....	95
5.4 Вибір типів і кількості монтажних механізмів.....	96
5.5 Розробка календарного плану.....	96
5.5.1 Складання відомості обсягів робіт.....	97
5.6 Основні принципи проектування об'єктного будженплану.....	97
5.6.1 Тимчасові інвентарні будівлі.....	98
5.6.2 Водопостачання.....	99
5.6.3 Розрахунок потреби у воді.....	99
5.6.4 Проектування електропостачання.....	100
5.6.5 Освітлення будівельного майданчика.....	101
5.7 Основні заходи з охорони праці.....	102
5.8 Карта-визначник робіт календарного графіка.....	105
<b>6 . Економіка будівництва</b> .....	110
6.1 Пояснювальна записка .....	111
6.2 Зведений кошторисний розрахунок вартості об'єкта будівництва №1 .....	112
6.3 Об'єктний кошторис №02-01 .....	113
6.4 Договірна ціна №1 .....	114
6.5 Локальний кошторис на будівельні роботи №02-01-01 .....	115
6.6 ТЕП об'єкту будівництва.....	122
<b>7 . Охорона праці</b> .....	123
7.1 Земляні роботи .....	124

7.2 Кам'яні роботи.....	125
7.3 Монтажні роботи.....	127
7.4 Бетонні та залізобетонні роботи.....	127
7.5 Електрозварювальні роботи.....	129
7.6 Малярні роботи .....	130
<b>8 . Безпека життєдіяльності .....</b>	<b>132</b>
8.1 Протипожежні вимоги.....	133
8.2 Евакуація .....	138
<b>9 . Екологія .....</b>	<b>140</b>
9.1 Рекультивація земель.....	141
9.1.1 Загальні положення.....	141
9.1.2 Технічний етап рекультивації.....	141
9.1.3 Біологічний етап рекультивації.....	142
9.2 Складування і зберігання відходів .....	143
<b>10 . Науковий .....</b>	<b>156</b>
10.1 Огляд досліджень роботи залізобетонних колон за умови впливу динамічного навантаження .....	157
10.2 Способи утворення динамічних впливів .....	160
10.3 Фізико-механічні властивості бетону при динамічному навантаженні .....	164
10.5 Динамічна міцність бетону при стисканні.....	166
10.6 Динамічна міцність бетону при розтяганні.....	167
10.7 Динамічні властивості сталі.....	168
10.8 Висновки.....	172
<b>Перелік використаної літератури .....</b>	<b>173</b>

## **Анотація**

до магістерської роботи на тему «Проектування будівництва односекційної громадської будівлі з залізобетонним каркасом та дослідженням опору стиснутих залізобетонних конструкцій динамічним впливам»

Магістерська робота виконана на 12 аркушах креслень до яких додається розрахунково-пояснювальна записка на 174 сторінках. Вона складається з 10 розділів, переліку посилань з 58 найменувань і містить 18 рисунків та 31 таблицю.

В розділі варіантного проектування розглянуто два варіанти виконання стінового мурування з оздобленням.

В архітектурно-будівельному розділі запроектовані фасади будівлі, плани поверхів, генеральний план, розглянуті об'ємно-планувальні та конструктивні рішення, виконано теплотехнічний розрахунок огороджувальних конструкцій будівлі.

В розрахунково-конструктивному розділі виконано розрахунок та запроектовано конструкцію монолітного козирка, плити перекриття і колони.

В розділі «Основи та фундаменти» розглянуто інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, запроектовано стовпчастий монолітний фундамент мілкового закладення.

В розділі «Технологія та організація будівництва» розроблено технологічні карти на виробництво робіт по зведенню монолітного перекриття та колон будівлі, будгенплан майданчика, складено календарний графік.

В економічному розділі розраховано локальний кошторис на будівництво споруди, приведено об'єктний та зведений кошторисні розрахунки.

У розділах «Охорона праці» та «Безпеки життєдіяльності» розглянуті питання створення безпечних умов праці при виробництві робіт зі зведення будівлі.

У розділі «Екологія» розглянуті заходи щодо збереження належного екологічного стану навколишнього середовища.

У розділі «Науковий» розглянуті питання фізико-механічних характеристик залізобетонних конструкцій за умови впливу динамічних навантажень.

# **Розділ І**

Варіантне проектування

## 1 ВАРІАНТНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

Для визначення більш ефективного варіанту застосування конструкцій зовнішньої стіни при виконанні проекту «Проектування будівництва односекційної громадської будівлі з залізобетонним каркасом та дослідженням опору стиснутих залізобетонних конструкцій динамічним впливам» виконаємо порівняння за приведеними витратами за весь нормативний строк служби конструкцій.

В дипломній роботі розглядається можливість застосування двох конструктивних рішень влаштування зовнішньої стіни:

1-м варіант: мурування зовнішніх стін з пінобетонних блоків з утепленням та опорядженням декоративним розчином за технологією «CERREZIT»;

2-й варіант: мурування стін з каменів легкобетонних з облицюванням у процесі мурування керамічною цеглою.

Розрахунки будемо проводити за допомогою програмного комплексу «Будівельні технології – кошторис 8».

Дані для розрахунків отримаємо з сформованих локальних кошторисів за варіантами.

Першим кроком розраховуємо тривалість виконання будівельних робіт:

$$t = \sum_{i=1}^n \frac{T_{очі}}{N_i \cdot n_i \cdot K_{зм}}, \text{ дні}$$

де  $T_{очі}$  – витрати праці робітників-будівельників на встановлення окремих видів конструктивних елементів, людино-годин;

$N_i$  – прийнята кількість бригад для виконання робіт із встановлення  $i$ -того конструктивного елемента;

$n_i$  – середня кількість робітників-будівельників у бригаді за діючими нормативами, осіб;

$N_{зм}$  – кількість робочих змін на добу, прийнята при встановленні  $i$ -того конструктивного елемента.

$$t_1 = \frac{14650,77/8}{3 \cdot 5 \cdot 2} = 61,04 \text{ днів};$$

$$t_2 = \frac{16898,04/8}{3 \cdot 5 \cdot 2} = 70,41 \text{ днів}$$

Розрахуємо капітальних вкладення в виробничі засоби будівельної організації (К) за наступною формулою:

$$K = K_{\text{осн}} + K_{\text{об}}$$

де  $K_{\text{осн}}$  і  $K_{\text{об}}$  – капітальні вкладення відповідно в основні і оборотні фонди, грн.;

$$K_{\text{осн}} = \sum_{j=1}^g \frac{M_j \cdot t_j}{t_{nj}}$$

де  $M_j$  – інвентарно-розрахункова вартість машин  $j$ -ї групи;

(для монтажу використовуємо кран з інвентарно-розрахунковою вартістю 4000000 грн. ;

$t_j$  – тривалість роботи машин  $j$ -ї групи на об'єкті, машино-годин;

$t_{nj}$  – нормативна тривалість роботи машин  $j$ -ї групи протягом року, машино-годин.

$$K_{\text{осн1}} = \frac{4000 \times 61,04 \times 2 \times 8}{3380} = 1155,787 \text{ тис. грн.}$$

$$K_{\text{осн2}} = \frac{4000 \times 70,41 \times 2 \times 8}{3380} = 1333,207 \text{ тис. грн.}$$

Розраховуємо оборотні кошти за варіантами за формулою:

$$K_{\text{об}} = \frac{(C + \text{ТБ} + \text{КП} + \text{АВ})}{n_{\text{об}}}$$

$C$  – собівартість будівельно-монтажних робіт;

$n_{\text{об}}$  – кількість оборотів оборотних коштів (приймається в межах 3 – 4);

$\text{ТБ}$  – витрати на спорудження титульних тимчасових будівель і споруд;

$$\text{ТБ} = \frac{C \cdot n_{\text{тб}}}{100}$$

де  $n_{\text{тб}}$  – усереднений показник для визначення ліміту коштів на титульні тимчасові будівлі і споруди.



$n_s$  – усереднений показник для визначення ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні робіт у зимовий період.

$$Коб1 = \frac{3946,429 + 59,196 + 314,167 + 87,779}{4} = \frac{4407,571}{4} = 1101,893 \text{ тис. грн.}$$

$$Коб2 = \frac{5239,462 + 78,592 + 351,057 + 142,206}{4} = \frac{5811,317}{4} = 1452,829 \text{ тис. грн.}$$

$$К1 = 1155,787 + 1101,893 = 2257,680 \text{ тис. грн.}$$

$$К2 = 1333,207 + 1452,829 = 2786,036 \text{ тис. грн.}$$

Наступним кроком розраховуємо загальну кошторисну трудомісткість будівельно-монтажних робіт ( $T_{зар}$ ).

Загальна трудомісткість виконання робіт за локальними кошторисами, складають:

за першим варіантом загальна трудомісткість – 17,09135 тис. люд. год.;

за другим варіантом загальна трудомісткість – 18,21783 тис. люд. год.

Розраховуємо витрати на експлуатацію конструктивних елементів, які включають суму річних амортизаційних відрахувань ( $A$ ) і витрати на ремонт і утримання конструкцій ( $B_{ру}$ ):

$$B_e = A + B_{ру}$$

$$A = \frac{(C + T_b + ДК_{зп} + КП + АВ)}{100} \cdot H_a$$

де  $H_a$  – річна норма амортизаційних відрахувань на будівлі і споруди (приймаємо 8 %).

$$A1 = \frac{4407,571}{100} \times 8 = 352,606 \text{ тис. грн.}$$

$$A2 = \frac{5811,317}{100} \times 8 = 464,905 \text{ тис. грн.}$$

Визначаємо витрати на ремонт та утримання конструкцій по кожній  $j$ -й групі конструкцій:

$$B_{py} = \frac{\sum_{j=1}^m (C + TB_j + ДВзл_j + КП_j + АВ_j) \cdot Н_{прj}}{100},$$

де  $H_{pyj}$  – річні норми витрат на ремонт та експлуатацію  $j$ -ї конструкції, які для конструкцій стін із за двома варіантами – 6.7%:

$$B_{py1} = \frac{4407,571 \times 6,7}{100} = 295,307 \text{ тис. грн.}$$

$$B_{py2} = \frac{5811,317 \times 6,7}{100} = 389,358 \text{ тис. грн.}$$

$$Be1 = 352,606 + 295,307 = 647,913 \text{ тис. грн.}$$

$$Be2 = 464,905 + 389,358 = 854,259 \text{ тис. грн.}$$

Визначаємо питомі приведені витрати за варіантами конструктивних рішень за наступною формулою:

$$B_{пi} = (B_{пi} + E_{нi} \cdot K_i) \cdot (\rho + E_{нп}) + Be_i,$$

$$B_{пi} = C + TB + ДК_з + ДК_л + АВ$$

де  $E_{нп}$  – норматив ефективності (норма прибутку) капітальних вкладень;

$\rho$  – коефіцієнт реновації, частка витрат в розрахунку на рік служби конструкції;

$E_{нп}$  – норматив приведення капітальних вкладень за фактором часу, ( $E_{нп} = 0,1$ ).

Розраховуємо, враховуючи, що строк використання конструкцій за варіантами складає по 60 років і коефіцієнт реновації 0,00033,

$$B_{п1} = (4407,571 + 0,15 \times 2257,680) \times (0,00033 + 0,1) + 647,913 = 1124,102 \text{ тис. грн.}$$

$$B_{п2} = (5811,317 + 0,15 \times 2786,036) \times (0,00033 + 0,1) + 854,259 = 1479,237 \text{ тис. грн.}$$

Розрахуємо економічний ефекту від створення і використання нових будівельних конструкцій за весь строк їх експлуатації:

$$E = \frac{B_2 - B_1}{\rho_2 + E_{нп}},$$

$$E = \frac{1479,237 - 1124,102}{0,00033 + 0,1} = 3539,669 \text{ тис. грн.}$$

де позначення «1» та «2» відповідають базовому та проектному рішенню;

Основні техніко - економічні показники за варіантами конструкцій зведемо в табл. 1.1.

Таблиця 1.1 - Основні техніко - економічні показники за варіантами конструкцій

№ пп	Найменування показників	Одиниця виміру	Рівень показника за варіантами	
			1	2
1	Тривалість виконання будівельних робіт	дів	61,04	70,41
3	Загальна кошторисна трудомісткість будівельних робіт	тис.люд.-год.	17,091	18,218
4	Собівартість БМР	тис. грн.	3946,429	5239,462
5	Вартість основних виробничих фондів і оборотних коштів	тис. грн.	2257,680	2786,036
6	Річні приведені витрати	тис. грн.	1124,102	1479,237
7	Економічний ефект від використання прогресивної конструкції за весь строк її експлуатації	тис. грн.	3539,669	-

Висновок: згідно розрахунків визначаємо, що влаштування за 1-м варіантом: мурування зовнішніх стін з пінобетонних блоків з утепленням та опорядженням декоративним розчином за технологією «CEREZIT» ефективніше за 2-м варіант: мурування стін з каменів легкобетонних з облицюванням у процесі мурування керамічною цеглою. Ефект за приведеними витратами від ефективного варіанту складає 3539,669 тис. грн.

Додаток 1  
до Настанови (пункт 3.11)

Проектування будівництва односекційної громадської будівлі з залізобетонним каркасом та дослідженням опору стиснутим залізобетонним конструкцій динамічним впливам

(найменування об'єкта будівництва)

### Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 02-002

на Порівняння - варіант 1

(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА: Кошторисна вартість 3 946,429 тис. грн.  
креслення (специфікації) № Кошторисна трудомісткість 17,09135 тис. люд.-год  
Кошторисна заробітна плата 1 481,908 тис. грн.  
Середній розряд робіт 4,1 розряд

Складений в поточних цінах станом на 26 листопада 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих важкими машинами			
					Всього	експлуатаційні машини	Всього	заробітної плати	експлуатаційні машини	в тому числі заробітної плати	тих, що обслуговують машини	на одного	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
<b>Розділ № 1 Стіни</b>													
1	КБ8-12-1	Конструкції з пінобетонних блоків. Мурування зовнішніх стін простик при висоті поверху до 4 м	1м3 мурування	1 042,0	1 085,46	127,36	1 131 049	480 091	132 709	6 0600	6 336,36		
					460,74	52,67			54 882	0,5848	609,36		
2	П171-807	Пінобетонні блоки	1000шт	203,19	-	-	-	-	-	-	-		
3	КБ15-78-1	Утеплення фасадів мінеральними плитами товщиною 100 мм з опорядженням декоративним розчином. Стіни гладкі	100 м2 поверхні опорядження	19,9	70 051,28	-	1 394 020	7 18 951	-	417,8600	8 315,41		
4	П2016-2179	Фарба акрилова фасадна Ceresit СТ 42	кг	989,98	250,00	-	249 985	-	-	-	-		
5	П2016-2178	Штукатурка акрилова Ceresit СТ 64	кг	5 373,0	90,00	-	483 570	-	-	-	-		
<b>Разом прямих витрат по розділу № 1</b>					3 258 634	1 199 042	132 709	14 650,77	609,36				
Разом прямих витрат по розділу					3 258 634	грн.	3 258 634		54 882				
в тому числі:													
вартість матеріалів, виробів і комплектів					1 926 883	грн.	1 926 883						
вартість ЕММ					132 709	грн.	132 709						

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		в т.ч. заробітна плата в ЕДМ				грн.		54 882				
		заробітна плата робітників				грн.		1 199 042				
		всього заробітна плата				грн.		1 253 924				
		Загальновиробничі витрати				грн.	687 795					
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г						1 831,22
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		227 984				
		<b>Всього по розділу</b>				грн.	3 946 429					
		Кошторисна трудомісткість				люд-г						17 091,35
		Кошторисна заробітна плата				грн.	1 481 908					
		<b>Разом прямих витрат по кошторису</b>					3 258 634	1 199 042	132 709			14 650,77
									54 882			609,36
		Разом прямих витрати				грн.	3 258 634					
		в тому числі:										
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	1 926 883					
		вартість ЕДМ				грн.	132 709					
		в т.ч. заробітна плата в ЕДМ				грн.		54 882				
		заробітна плата робітників				грн.		1 199 042				
		всього заробітна плата				грн.		1 253 924				
		Загальновиробничі витрати				грн.	687 795					
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г						1 831,22
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		227 984				
		<b>Всього по кошторису</b>				грн.	3 946 429					
		Кошторисна трудомісткість				люд-г						17 091,35
		Кошторисна заробітна плата				грн.	1 481 908					

Склав

Степанов С.О.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевіряв

Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Замовник: ПАТ "АрселорМіттал Кривий Ріг" (назва організації)

Підрядник: ООО "Прометей" (назва організації)

**ДОГОВІРНА ЦІНА № 1**

на будівництво Проектування будівництва односекційної громадської будівлі з залізобетонним каркасом та дослідженням опору стиснутих залізобетонних конструкцій динамічним впливам

(найменування об'єкта будівництва, черги, пускового комплексу, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в 2025 році

Вид договірної ціни: "тверда"

Договір № \_\_1\_\_ від 26.11.2024

Визначена згідно з Настановою, Наказ від 1.11.2021 №281

Складена в поточних цінах станом на 26 листопада 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис. грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	<b>Розділ I. Будівельні роботи</b> Прямі витрати у тому числі Заробітна плата будівельників, монтажників Вартість матеріальних ресурсів Вартість експлуатації будівельних машин	3 258,634 1 199,042 1 926,883 132,709	3 258,634 1 199,042 1 926,883 132,709	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	687,795	687,795	
3		Всього прями і загальновиробничі витрати	3 946,429	3 946,429	
4	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	59,196	59,196	
		<b>Разом</b>	4 005,625	4 005,625	
5	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова)	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	314,167	314,167	
6	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова)	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	87,779		87,779
		<b>Разом по розділу I</b>	4 407,571	4 319,792	87,779
7		Податок на додану вартість	881,514		881,514
		<b>Всього по розділу I</b>	5 289,085	4 319,792	969,293
8		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	8,879	8,879	
9		Податок на додану вартість	1,776		1,776
10		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	10,655	8,879	1,776
11		<b>Розділ II. Устаткування</b> Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		
12		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		<b>Разом по розділу II</b>	-		

1	2	3	4	5	6
13		Податок на додану вартість	-		
		<b>Всього по розділу II</b>	-		
		<b>Всього договірні ціна (р.І+р.ІІ)</b>	5 289,085		

Додаток 1  
до Настанови (пункт 3.11)

Проектування будівництва односекційної громадської будівлі з залізобетонним каркасом та дослідженням опору стиснутих залізобетонних конструкцій динамічним впливам  
(найменування об'єкта будівництва)

### Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 02-003

на

Порівняння - варіант 2

(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:  
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 5 239,462 тис. грн.  
Кошторисна трудомісткість 18,21783 тис. люд.-год  
Кошторисна заробітна плата 1 459,086 тис. грн.  
Середній розряд робіт 3,3 розряд

Складений в поточних цінах станом на 26 листопада 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих важкими машинами	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	на одного на одиницю
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<b>Розділ № 1 Стіни</b>											
1	КБ8-20-7	Мурування стін із легкобетонних каменів з облицюванням у процесі мурування цеглою [в 1/2 цегли] товщиною 520 мм при висоті поверху до 4 м	1 м3 мурування	1 042,0	992,87 489,35	91,82 37,97	1 034 571	509 903	95 676 39 565	6,6200 0,4218	6 896,04 439,31
2	П171-1019	Цегла керамічна або силікатна	1000шт	104,2	6 700,00		698 140				
3	П171-1024	Камні легкобетонні	м3	708,56	4 500,00		3 188 520				
<b>Разом прямих витрат по розділу № 1</b>							4 921 231	509 903	95 676 39 565		16 896,04 439,31
Разом прямих витрат по розділу						грн.	4 921 231				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів і комплектів						грн.	4 315 652				
вартість ЕММ						грн.	95 676				
в т.ч. заробітна плата в ЕММ						грн.		39 565			
заробітна плата робітників						грн.	509 903				
всього заробітна плата						грн.	548 468				



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		Загальновиробничі витрати				грн.	318 231					
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люд-г						880,48
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		109 618				
		<b>Всього по розділу</b>				грн.	5 239 462					8 217,83
		Кошторисна трудоємність				люд-г						
		Кошторисна заробітна плата				грн.		659 086				
		<b>Разом прямих витрат по кошторису</b>				грн.	4 921 231	509 903	95 676		16 896,04	
		Разом прями витрати				грн.	4 921 231			39 565	439,31	
		в тому числі:										
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	4 315 652					
		вартість ЕММ				грн.	95 676					
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		39 565				
		заробітна плата робітників				грн.		509 903				
		всього заробітна плата				грн.		549 468				
		Загальновиробничі витрати				грн.	318 231					
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люд-г						880,48
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		109 618				
		<b>Всього по кошторису</b>				грн.	5 239 462					18 217,83
		Кошторисна трудоємність				люд-г						
		Кошторисна заробітна плата				грн.		659 086				

Склад

Стеланов С.О.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірів

Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Замовник: ПАТ "АрселорМіттал Кривий Ріг"  
(назва організації)

Підрядник: ООО "Прометей"  
(назва організації)

## ДОГОВІРНА ЦІНА № 1

на будівництво Проектування будівництва односекційної громадської будівлі з залізобетонним каркасом та дослідженням опору стиснутих залізобетонних конструкцій динамічним впливам

(найменування об'єкта будівництва, черги, пускового комплексу, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в 2025 році

Вид договірної ціни: "тверда"

Договір № \_\_1\_\_ від 26.11.2024

Визначена згідно з Настановою, Наказ від 1.11.2021 №281

Складена в поточних цінах станом на 26 листопада 2024 р.

№ Ц.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис.грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	<b>Розділ I. Будівельні роботи</b> Прямі витрати у тому числі Заробітна плата будівельників, монтажників Вартість матеріальних ресурсів Вартість експлуатації будівельних машин	4 921,231 509,903 4 315,652 95,676	4 921,231 509,903 4 315,652 95,676	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	318,231	318,231	
3		Всього прями і загальновиробничі витрати	5 239,462	5 239,462	
4	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проєктом (робочим проєктом)	78,592	78,592	
		<b>Разом</b>	5 318,054	5 318,054	
5	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова )	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	351,057	351,057	
6	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова )	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	142,206		142,206
		<b>Разом по розділу I</b>	5 511,317	5 469,111	42,206
7		Податок на додану вартість	1 102,263		1 102,263
		<b>Всього по розділу I</b>	6 613,580	5 469,111	1 144,469
8		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	11,789	11,789	
9		Податок на додану вартість	2,358		2,358
10		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	14,147	11,789	2,358
11		<b>Розділ II. Устаткування</b> Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		
12		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		<b>Разом по розділу II</b>	-		

1	2	3	4	5	6
13		Податок на додану вартість	-		
		<b>Всього по розділу II</b>	-		
		<b>Всього договірної ціни (р.І+р.ІІ)</b>	6 613,580		

## **Розділ II**

**Архітектурно-будівельний**

## 2. Архітектурно-будівельний розділ

### 2.1. Загальні положення

Проект розроблений для будівництва громадської будівлі в м. Полтава з наступними природно-кліматичні умовами будівельного майданчика:

- район будівництва відноситься до II-го кліматичного району;
- район за швидкісним напором вітру – III (470 Па);
- нормативна вага снігового покриву – 1450 Па;
- максимальна глибина промерзання - 0,81 м;
- розрахункова зимова температура – 23 °С.

Майданчик будівництва представляє собою пустир площею 0,69га. Рельєф ділянки відносно рівний, знівельований насипними ґрунтами.

Характеристика будівлі:

- клас відповідальності -II;
- ступінь вогнестійкості - II;
- клас конструктивної пожежної небезпеки - CO.

Будівля має складну «Г-подібну» конфігурацію в плані з розмірами в цифрових осях 1-9 і буквених осях А-Л 36,1 x 40,0 м. Будівля монолітна з несучими колонами, 4-х поверхова висотою 17,5 м від рівня землі.

Будівля чотириповерхова з підвальним і технічним поверхами, висота поверху - 3,6 м, висота підвалу - 2,55 м. Проект виконаний з урахуванням вимог комфорту і зручністю функціонального зонування з урахуванням протипожежних норм і вимог.

Інженерне забезпечення:

- 1) Водопостачання - від існуючих мереж.
- 2) Каналізація - до існуючих мереж.
- 3) Опалення - від існуючих тепломереж.

Ґрунти відносяться до категорії надійних.

Рельєф будівельного майданчика досить пологий, представляє собою схил з перепадом висот в межах кордонів ділянки 2м (1,5%).

## 2.2. Генеральний план

Ділянка, відведена для будівництва, розташована поблизу дороги, що забезпечує хорошу транспортну зв'язок споруджуваного об'єкта з інфраструктурою міста.

Для забезпечення безперешкодного проїзду пожежних машин навколо будівлі, що зводиться, виконані проїзди з шириною дорожнього полотна 3,5 м. Ці ж проїзди, також, слугують для доставки продуктів харчування до їдальні, що знаходиться на другому поверсі будівлі, під'їзду сміттєвозів до сміттєвих контейнерів, а також для доступу співробітників до стоянки на території управління.

На генеральному плані передбачені допоміжні будівлі та прибудови, наведені в таблиці 1.

Таблиця 2.1

№ приміщ.	Найменування	Площа, м <sup>2</sup>	Прим.
1	Будівля, що проектується	3140	
2	Майданчик автостоянки для співробітників	2425.0	
3	Автостоянка для відвідувачів	789.0	
4	Господарчий блок	727.0	
5	Спортивний майданчик	529.0	
6	Гаражі	54.0	
7	Трансформаторна підстанція	38.0	
8	КПП	9,0	

На генеральному плані виділяють наступні зони:

- будівля управління;
- господарська зона;
- зона спортивного відпочинку.

У господарській зоні знаходяться трансформаторна, гаражі з під'їзними майданчиками, які відносяться до будівлі управління. Вони розташовані з тильного боку основного об'єкта. Також запроектована автомобільна стоянка, яка

розташовується з лівого боку споруджуваного об'єкта. Одне машино-місце паркування представляє собою майданчик розміром 6х3 м. Доступ до господарської зони можливий з боку вулиці, з в'їздів через КПП.

Зона спортивного відпочинку розташована праворуч від будівлі на сонячній стороні. Ділянка призначена для спортивних ігор (баскетбол, волейбол), стройової підготовки. Запроектована з урахуванням забезпечення необхідних санітарно-гігієнічних вимог, інсоляції і аерації території.

Озеленення є важливим компонентом благоустрою і засобом формування сприятливих оздоровчих умов на ділянці, безпосередньо впливає на температуру повітря, його вологість, сонячну радіацію, сприяє ослабленню негативних факторів навколишнього міського середовища. Озеленення ділянки становить не менше 50% його території.

До площі озеленення ділянки входить площа зелених насаджень, газонів, квітників.

Ширина основних транспортних комунікацій - 3,5 м, радіуси доріг - 6м, ширина тротуарів - 1,5.

Територія житлового будинку має один в'їзд і один виїзд, та металеву огорожу з цегляними стовпчиками висотою 2 м.

Основні техніко-економічні показники генерального плану:

- площа ділянки - 0,69 га;
- площа забудови - 3140 м<sup>2</sup>;
- площа асфальтового покриття - 1280 м<sup>2</sup>;
- площа озеленення - 2470 м<sup>2</sup>;
- коефіцієнт забудови - 0,45;
- коефіцієнт асфальтового покриття - 0,18;
- коефіцієнт озеленення - 0,36;

коефіцієнт використання території - 0,64.

### **2.3. Архітектурно-планувальне рішення і функціональна схема.**

Будівля має неправильну форму в плані. Основні габарити будівлі в осях

36,1 x 40 м. Кількість поверхів - 4, висота поверху 3.6м. На другому поверсі з боку центрального фасаду розташована їдальня, розрахована на 120 осіб, а також банкетний зал на 30 осіб.

Архітектурну виразність фасаду надає фарбування водоемульсійною фасадною фарбою, використання карнизів і колон по кутах будівлі.

Загальна висота будівлі від рівня чистої підлоги першого поверху – 17.5м. Висота типового поверху - 3.6м. Висота підвалу - 2,5 м. Підвал призначений для проводок інженерних мереж. Технічний поверх призначений для розміщення вентиляційних камер. Вхід до підвалу здійснюється через перший поверх по спеціальній сходовій клітці.

#### *Приміщення першого поверху.*

На першому поверсі розташовані спортивно-тренувальний зал, медпункт, архів.

На другому поверсі розташована їдальня та банкетний зал. До складу службово-побутових приміщень їдальні входять: кабінет завідувача, кімната завгоспа, господарська комора, вбиральні для персоналу, кімната відпочинку для персоналу, кімната для прання. Дані приміщення розташовані з тильного боку фасаду, і мають службовий вхід через двір.

У будівлі - два під'їзди. Вхід здійснюється через сходову клітку, або через запасний вихід, розташований з двору. Сходи не задимлюванні. Перехід зі сходової клітки до ліфтів здійснюється через балкон. Запроектовані тамбури.

Для забезпечення вертикального взаємозв'язку між поверхами застосовуються три ліфти і три сходові клітки. Розміри сходової клітки в осях 6х3м.

Евакуація з житлових поверхів передбачається через сходові клітки, розташовані на достатній відстані одна від одної. Також запроектовані виходи на дах через сходові клітки при надзвичайних подіях. Вихід з першого поверху назовні здійснюється через хол або через запасний вихід.



## Експлікація приміщень

№	Назва приміщення	Площа, м <sup>2</sup>
1	2	3
1	Вестибюль	14,5
2	Тамбур	22,9
3	Приміщення охорони	13,1
4	Коридор	291,9
5	Архів	27,4
6	Службовий санвузол	9,76
7	Санвузол загального користування	9,76
8	Приміщення для занять спортом	65
9	Процедурний кабінет. Ізолятор	14,5
10	Медичний кабінет	17,9
11	Сходова клітина	146
12	Кімната	14,5
13	Кімната	14,5
14	Кімната	6,8
15	Кімната	18,4
16	Гардероб	26,0
17	Кімната	16,2
18	Кімната	14,5
19	Кімната	11,1
20	Кімната прийому їжі	23,6
21	Гардеробна, кімната відпочинку	23,0

22	Кімната	23,6
23	Кімната	32,9
24	Комора зберігання інвентарю для прибирання	6,5
25	Відділ кадрів	48,8
26	Робочі приміщення	16,2
27	Пральня	6,2
28	Кімната для прасування	16,4
29	Кімната	78,4
30	Кімната	36,6
31	Зала нарад	53,2
32	Кімната	17,3
33	Кімната відпочинку	12,4
34	Кімната для відвідувачів	13,1
35	Музей / бібліотека	49,6
36	Санвузол	5,8
37	Кімната розташування серверів	14,5
38	Бухгалтерія	14,5
39	Каса	3,1

#### **2.4. Конструктивні рішення**

Центральні евакуаційні сходи пов'язують приміщення загального призначення з робочими приміщеннями. Передбачені також запасні евакуаційні сходи по торцях будівлі. Вхід в підвальний поверх і в'їзд на підземну автостоянку здійснюється відокремлено, з вулиці.

Дах запроектовано плаский. Виходи на покрівлю передбачені з усіх трьох сходових клітин. По периметру даху будівлі передбачено парапет.

Проект виконаний з урахуванням вимог комфорту і зручності функціонального зонування з урахуванням протипожежних норм і вимог.

*Конструктивні рішення.*

*Фундаменти.*

Фундаменти - монолітні мілкового закладення під колони і стрічковий монолітний - під стіни підвалу.

*Стіни.*

Стіни зовнішні нижче відм. -0.100 – монолітні, з бетону класу В25, товщиною 400мм.

Стіни зовнішні вище відм. -0.100 – блоки з пористого бетону марки Д 500, товщиною 400мм, на розчині марки 100.

*Колони.*

Колони - монолітні з бетону класу В25.

*Перегородки.*

Перегородки - блоки з пористого бетону марки Д 500, товщиною 100мм., на розчині М100.

Перегородки в приміщеннях з підвищеною вологістю - повнотіла керамічна цегла пластичного формування, марки 100, на розчині марки М100.

*Перекриття.*

Перекриття - монолітний залізобетон з бетону класу В25, товщиною 200мм, виконане за безбалочною схемою.

*Вікна.*

Вікна - пластикові з поворотно-відкидними рамами.

*Двері.*

Двері зовнішні та внутрішні - дерев'яні, фільончасті з хвойних порід.

*Оздоблення зовнішніх поверхонь.*

Цоколь, а також виступаючі елементи вхідних вузлів, виконати з утеплювача з мінеральної вати підвищеної жорсткості РУФ БАТТС.

Стіни зовнішні обробити декоративними сумішами по сітці. Склад застосовуваних сумішей розрізняється залежно від призначення приміщення.

*Оздоблення внутрішніх поверхонь.*

Внутрішні поверхні стін і перегородок оштукатурити та пофарбувати фарбами на водоемульсійній основі. Підлоги і стіни в приміщеннях з підвищеною

вологістю облицьовати керамічною плиткою. Підлоги в офісних приміщеннях виконати з лінолеуму. Стелі у вологих приміщеннях - підвісна з вологостійкого гіпсокартону, в офісних приміщеннях - підвісна стеля типу «Армстронг».

#### *Покрівля.*

Тип покрівлі - плоска. Відведення води з даху здійснюється через внутрішній організований водовідвід. Запроектовано 6 водоприймальних воронок Ø300 мм.

Навколо водоприймальних воронок внутрішнього водостоку основний гідроізоляційний килим посилений двома додатковими шарами рулонного матеріалу.

Металевий лист по верху парапету повинен мати гнучий профіль і перекривати стіну, за висотою, не менше ніж на 50 мм, мати площину відриву крапель не менше 80 мм від стіни парапету.

Вентшахти і вентканали на даху запроектовані з керамічної повнотілої одинарної цегли КРО 75/СТБ 1160-99. Для запобігання потрапляння до них атмосферних опадів, запроектовано козирок з оцинкованої сталі.

#### *Вікна та двері.*

Вхідні і внутрішні двері з суцільним заповненням та прокладками для герметизації.

Вікна запроектовані з подвійним склінням (склопакет), одно- і двостворчаті.

Всього 2 типу вікон.

Із зовнішнього боку віконного блоку, по бортику з цементного розчину М 100, виконати злив з оцинкованої сталі за допомогою покрівельних костилів, розмірами 20 × 3 мм з кроком 600 мм, які кріпити дюбелями поліамідними. Зливи з оцинкованої сталі товщиною 0,8 мм повинні бути щільно притиснуті до костилів. Звис зливів - не менше 50 мм за зовнішню площину стіни.

Підвіконня встановлювати в зазор між віконним блоком і стіною. Простір, що утворюється заповнити монтажною піною.

Двері запроектовані глухі фільончасті, одне- і двостворчаті, а також двері двостворчаті зі склінням.

Всього 7 типів дверей.

Поверхні дверних блоків, що примикають до стін, повинні бути оброблені антисептиками і захищені гідроізоляційним рулонним матеріалом. Зазор між коробкою і зовнішньою стіною потрібно ретельно проконопатити термоізоляційними матеріалами - на  $\frac{3}{4}$  глибини зазор проконопатити сухим клоччям, а решту  $\frac{1}{4}$  глибини з боку приміщення проконопатити жгутом, змоченим в гіпсовому розчині. Кріпити дверні блоки до прорізів стін сталевими костиллями, які забиваються в оброблені антисептиком дерев'яні пробки, встановлені в отворі в процесі кладки. З кожного боку дверного блоку має бути встановлено не менше 3 пробок за висотою.

### Основні техніко - економічні показники

Кількість поверхів:

- наземних – 4;
- підземних – 1.

З них:

- громадських – 4;
- технічних – 1 .

Площа забудови - 990м<sup>2</sup>;

Загальна площа будівлі - 3960м<sup>2</sup>;

Будівельний об'єм будинку - 17298,18м<sup>3</sup>.

### 2.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.

Параметри клімату району будівництва зводимо у таб. 2.3.

Таблиця 2.3

Розрахункові параметри клімату для м. Полтава

Температура зовнішнього повітря, °С		Зона вологості	Темпер. зона
Найбільш холодної доби із забезпеченням	Найбільш холодних п'яти днів із забезпеченням		
0,98	0,92		
$t_1^{0,98} = -30$	$t_1^{0,92} = -27$	суха	I

Параметри мікроклімату приміщення зводимо у таб.2.4.

## Розрахункові параметри мікроклімату приміщення

Температура внутрішнього повітря $t_B$ , °C	Вологість внутрішнього повітря $\phi_B$ , %
20	55

Конструкція стіни зображена на рис. 2.1.

Умови експлуатації стіни – А

Теплотехнічні показники матеріалів стіни зводимо до таб. 2.5.

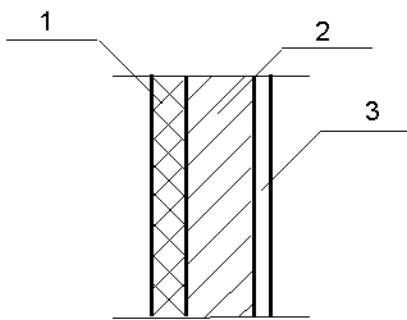


Рис. 2.1. Конструкція стіни. 1- утеплювач мінераловатний; 2 – пінобетонні блоки; 3 – цементно-піщаний розчин.

## Розрахункові теплотехнічні показники матеріалів стіни

№	Назва шару	Щільність матеріалу $\text{кг/м}^3$	Товщина матеріалу м	Коефіцієнт теплопровідн., $\lambda$ , $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$	Коефіцієнт теплосасвоєння $S$ , $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$
1	Плити з мінеральної вати на синтетичному зв'язуючому	220	X	0,048	0,81
2	Пінобетонні блоки	1000	400	0,44	6,86
3	Цементно-піщаний розчин	1600	0,02	0,7	8,69

Визначаємо розрахунковий опір теплопередачі огорожувальної конструкції

$$R_{\text{заг}} = R_B + R_K + R_3$$

$R_B$  – опір тепловіддачі внутрішньою поверхнею огороження.

$R_K$  – термічний опір конструкції.

$R_3$  – опір тепловіддачі зовнішньою поверхнею огороження.

$\alpha_B = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$  – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огороджувальної конструкції.

$\alpha_3 = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$  – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні огороджувальної конструкції.

$$R_B = \frac{1}{\alpha_B} = \frac{1}{8,7} = 0,115 \left( \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \right).$$

$$R_3 = \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{23} = 0,043 \left( \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \right).$$

$R_{q,\min} = 3,3$  мінімально допустиме значення опору теплопередачі огороджувальної конструкції.

Визначаємо товщину утеплюючого шару -X:

$$R_{q,\min} - R_{\text{заз}} = R_{q,\min} - \frac{1}{\alpha_e} - \frac{1}{\alpha_s} - \left( \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} \right) = 3,3 - 0,115 - \left( \frac{0,4}{0,44} + \frac{0,02}{0,7} + \frac{X}{0,048} \right) = >$$

$$X = 0,141 \text{ м}$$

Приймаємо шар утеплювача з мінеральної вати рівним 150мм.

## **Розділ III**

**Розрахунково-конструктивний**



### 3. Розрахунково-конструктивний розділ

#### 3.1 Загальна характеристика несучої системи

В якості несучої системи будівлі прийнято монолітний залізобетонний каркас з нерівномірною сіткою колон 3 ... 6 м. Висота поверху прийнята 3,6 м. Просторова жорсткість каркаса забезпечується поперечними і поздовжніми рамами, діафрагмами жорсткості, стінками сходових клітин товщиною 400мм з важкого бетону В25.

Колони запроектовані перетином 400х400мм, 400х600мм з важкого бетону В25. Диск перекриття - плоска залізобетонна плита товщиною 200 мм з важкого бетону В25 з подвійним армуванням - верхнім і нижнім, з опорою на залізобетонні контурні балки.

#### 3.2. Розрахунок монолітного козирка

На монолітну конструкцію козирка діють власна вага покриття та снігове навантаження.

*Снігове навантаження.*

Для м. Полтава, характеристичне значення снігового навантаження  $S_0 = 1450$  Па, згідно дод. Е, ДБН В.1.2-2:2006 “Навантаження та впливи”.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюється за формулою:

$$S_m = \gamma_{fn} S_0 C$$

де  $\gamma_{fn} = 1.14$  – коеф. надійності за граничним значенням снігового навантаження (табл. 8.1, [1]), для середнього періоду повторюваності  $T = 100$  років.

Коефіцієнт  $C$  розраховується за формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt}$$

де  $C_e = 1$  – коефіцієнт, який враховує вплив особливості режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі;

$C_{alt} = 1$  – коефіцієнт, який враховує висоту розміщення будівельного

об'єкта над рівнем моря;

$\mu$  - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, згідно дод. Ж, схеми 8:

$$\mu = 1 + \frac{1}{h}(m_1 L'_1 + m_2 L'_2),$$

де  $h = 3,3$  м – висота перепаду від карнизу верхнього покриття до покрівлі нижнього;

$L'_1 = L_1 = 12$  м – довжина верхньої ділянки покриття, з якої переноситься сніг у зону перепаду висот;

$L'_2 = L_2 = 9$  м – довжина нижньої ділянки покриття, з якої переноситься сніг у зону перепаду висот;

$m_1 = 0,4$  – частка снігу, що переноситься вітром до перепаду висот;

$m_2 = 0,5k_1k_2k_3 = 0,5 \cdot 0,775 \cdot 0,89 \cdot 1 = 0,345$  - частка снігу, що переноситься

вітром до перепаду висот:

$$k_1 = \sqrt{\frac{a}{21}} = \sqrt{\frac{12,6}{21}} = 0,775;$$

$$k_2 = 1 - \frac{\beta}{35} = 1 - \frac{4}{35} = 0,89;$$

$$k_3 = 1 - \frac{\varphi}{30} = 1 - \frac{0}{30} = 1.$$

Отже величина коеф.  $\mu$  дорівнює:

$$\mu = 1 + \frac{1}{h}(m_1 L'_1 + m_2 L'_2) = 1 + \frac{1}{3,3}(0,4 \cdot 12 + 0,345 \cdot 9) = 2,09$$

Оскільки:

$$\mu = 2,09 \leq \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 3,3}{1,45} = 5,36 \text{ довжину зони підвищених снігових відкладень}$$

визначаємо за формулою:

$$b = 2h = 2 \cdot 3,3 = 6,6, \text{ але не більше ніж } L_2.$$

Остаточно приймаємо  $b = 9$  м.

Оскільки зона підвищених снігових відкладень розповсюджується на всю довжину прольоту, то обчислювати величину коеф.  $\mu_1$  не потрібно.

Виконаємо перевірку. Величина коеф.  $\mu$  не повинна перевищувати:

$$\mu = 2.09 \leq \frac{2h}{S_0} = \frac{2 \cdot 3.3}{1.45} = 5.36 - \text{виконується};$$

$$\mu = 2.09 < 4 - \text{виконується}.$$

Обчислимо величину коеф. С:

$$C = \mu C_b C_{alt} = 2.09 \cdot 1 \cdot 1 = 2.09$$

Обчислимо граничне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = 1.14 \cdot 1450 \cdot 2.09 = 2644.7 \text{ Па} = 2,65 \text{ кПа}.$$

Обчислимо експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C = 0.88 \cdot 1450 \cdot 2.09 = 2041.5 \text{ Па} = 2,04 \text{ кПа}.$$

де  $\gamma_{fe} = 0,88$  – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням навантаження, для частки часу  $\eta = 0,002$ .

Подальший розрахунок навантажень діючих на монолітний козирок зводимо до таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

Збір навантажень на монолітний козирок

Вид навантаження і розрахунок		Характерист. навантаж. кПа	Коеф. надійн. $\gamma_f$	Розрах. навантаж. кПа
1. Стале:				
1	Захисний шар з гравію на бітумній мастиці 10мм, $\rho = 16 \text{ кН/м}^3$	$16 \cdot 0,01 = 0,16$	1,1	0,176
2	3 Шари наплавного рулонного битумно-полімерного матеріалу "Техноеласт-ХКП" - $g_1 = 0.012 \text{ кН/м}^2$	$3 \cdot 0,012 = 0,036$	1,2	0,043
3	Цементно/піщана стяжка $\delta = 30 \text{ мм}$ , $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$	$18 \cdot 0,03 = 0,54$	1,1	0,594
4	Пароізоляція $g_1 = 0.012 \text{ кН/м}^2$	0,012	1,2	0,014
5	Монолітна з/б плита $\delta = 200 \text{ мм}$ , $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 0,2 = 5,0$	1,1	5,5
Разом		5,388		6,077
2. Тимчасове				
1	Снігове	2,04		2,65
Разом		7,428		8,727

### Підбір арматури.

Розраховуємо монолітний козирок в цифрових осях 4-7 і літерній Б, розташований над центральним входом до будівлі.

Для розрахунку козирка в плані умовно виділяємо смугу шириною 1 м. Плита буде працювати як балка, з одним затисненим і іншим шарнірно опертим кінцями, опорами служать колони і допоміжні балки (рис. 3.1). При цьому навантаження на 1 м плити буде дорівнює навантаженні на 1 м<sup>2</sup> козирка.

З урахуванням коефіцієнту надійності за призначенням будівлі розрахункове навантаження на 1 м козирка.

Визначимо характеристичне погонне навантаження:

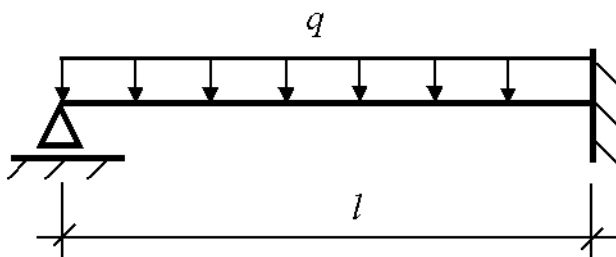
$$q_n = g \cdot a \cdot \gamma_{n1} = 7.428 \cdot 1 \cdot 1 = 7.428 \text{ кН/м}$$

де  $\gamma_{n1} = 1$  – коеф. надійності за відповідальністю при розрахунку за другою групою граничних станів для будівель класу відповідальності СС3, категорії конструкцій А.

Визначимо розрахункове погонне навантаження:

$$q_n = g \cdot a \cdot \gamma_{n2} = 8.727 \cdot 1 \cdot 1.25 = 10.91$$

де  $\gamma_{n2} = 1,25$  – коеф. надійності за відповідальністю при розрахунку за першою групою граничних станів для будівель класу відповідальності СС3, категорії конструкцій А.



Визначаємо згинальні моменти.

Рис. 3.1

$$M_p = \frac{9}{128} g_n l_0^2 = \frac{9}{128} \cdot 10.91 \cdot 4.75^2 = 13.85 \text{ кНм}$$

$$M_n = \frac{9}{128} g_n l_0^2 = \frac{9}{128} \cdot 7.428 \cdot 4.75^2 = 11.78 \text{ кНм}$$

Товщина плити козирка 200мм.

Характеристики міцності і деформаційні характеристики:

- бетон класу В25 ( $\gamma_{bt} = 0,9$ ,  $R_b = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 \text{ МПа}$ ,  
 $R_{bt} = 1,05 \cdot 0,9 = 0,945 \text{ МПа}$ )

- арматура класу А400 ( $R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}$ ,  $E_b = 30000 \text{ Мпа}$ )

Захисний шар  $a = 20 \text{ мм}$ .

Підбір перерізу поздовжньої арматури сіток.

Робоча висота перерізу плити:  $h_0 = h - a = 200 - 20 = 180 \text{ мм}$ .

$$\text{Коефіцієнт: } \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{13,85 \cdot 10^6}{13,05 \cdot 1000 \cdot 180^2} = 0,033.$$

Знаходимо  $\xi = 0,03 < \xi_R = 0,604$ , где

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,746}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,604;$$

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,746$$

Гранична відносна висота стиснутої зони:

$$\xi_R = 0,604,$$

відповідно

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R) = 0,604(1 - 0,5 \cdot 0,604) = 0,421 > \alpha_m = 0,033, \text{ тобто стиснута}$$

арматура не потрібна.

Необхідна площа розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - \alpha_m})}{R_s} = \frac{13,05 \cdot 1 \cdot 0,180 \cdot (1 - \sqrt{1 - 0,033})}{355} \cdot 10^6 = 650,7 \text{ мм}^2.$$

Задаємося кроком робочих стержнів в сітці  $s=300 \text{ мм}$ . Тоді приймаємо  $5\text{Ø}14 \text{ А400 } A_s = 769 \text{ мм}^2$ ,  $s=300 \text{ мм}$ . В іншому напрямку аналогічно приймаємо  $5\text{Ø}14 \text{ А400 } A_s = 769 \text{ мм}^2$ ,  $s=300 \text{ мм}$ . Верхні сітки встановлюємо конструктивно  $5\text{Ø}5 \text{ В500 } s=300 \text{ мм}$  в обох напрямках.

Розрахунок по бетонній смузі між похилими перерізами виконуємо з умови:

$$Q_{\max} = 5/8 \cdot q l_0 = 5/8 \cdot 8,727 \cdot 4,75 = 25,91 \text{ кН}$$

$$Q_{\max} = 25,91 \leq 0,3R_b b h_0 = 0,3 \cdot 13,05 \cdot 1000 \cdot 180 = 704,7 \text{ кН}, \quad \text{тобто} \quad \text{міцність}$$

забезпечено.

Розрахунок по похилому перерізу.

Розрахунковий опір поперечної арматури зрізу  $R_{sw} = 260 \text{ МПа}$  (для В500).

Момент в похилому перерізі

$$M_b = 1,5R_{bt} b h_0^2 = 1,5 \cdot 0,945 \cdot 10^3 \cdot 0,180^2 = 45,93 \text{ кНм}.$$

Довжина проєкції похилого перерізу  $c = 3h_0 = 3 \cdot 180 = 540 \text{ мм}$ .

$$\text{Поперечна сила, що сприймається бетоном } Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{45,93}{0,54} = 85,05 \text{ кН}$$

Навантаження в похилому перерізі  $q_1 = R_{sw} A_{sw} / s = 260 \cdot 39 / 300 = 33,8 \text{ кН/м}$

Поперечна сила в кінці похилого перерізу

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 25,91 - 33,8 \cdot 0,540 = 7,66 \text{ кН}$$

Перевіримо, чи потрібні хомути:

$$Q = 7,66 \leq Q_b = 85,05, \quad \text{тобто} \quad \text{поперечна арматура за розрахунком не}$$

потрібна.

Розрахунок по утворенню тріщин.

Коефіцієнт приведення арматури до бетону

$$\alpha = E_s / E_b = 7,407$$

Площа бетонного перерізу

$$A_b = b h = 0,2 \text{ м}^2.$$

коефіцієнт армування

$$\mu_s = \frac{A_s}{b h} = \frac{769}{1000 \cdot 200} = 0,0038;$$

Площа приведенного перерізу

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s = 0,314 \text{ м}^2.$$

Приведений статичний момент

$$S_{red} = b h \frac{h}{2} + \alpha A_s a = 0,042 \text{ м}^3.$$

Ордината ц.в. приведенного перерізу

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = 0,133 \text{ м}$$

Момент інерції приведенного перерізу

$$I_{red} = I_b + \alpha I_{sp} = \frac{bh^3}{12} + [\alpha A_s (y - a)^2] = 2.116 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Приведений момент опору перерізу  $W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = 0.016 \text{ м}^3$ .

Момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = \gamma R_{bt,ser} W_{red} = 35,3 > M_{tot} = 11,78 \text{ кНм}, \text{ тобто тріщини не утворюються.}$$

Розрахунок за прогинами.

Гранично допустимий прогин плити

$$f_{ult} = \frac{1}{250} l_0 = 19 \text{ мм.}$$

Коефіцієнт повзучості бетону  $\varphi_{b,\alpha} = 2.8$ .

$$\text{Модуль пружності бетону } E_{b1}^r = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = 7237 \text{ МПа}$$

Коефіцієнт приведення арматури і бетону

$$\alpha_{s1}^r = E_s / E_{b1}^r = 27.6$$

Приведений момент інерції перерізу

$$I_{red}^r = I_b + \alpha_{s1}^r I_s = 2.6 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

Кривизна

$$\left( \frac{1}{r} \right)_2 = \frac{M_l}{E_{b1}^r I_{red}^r} = 0,36 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-1}.$$

Коефіцієнт розрахункової схеми  $S = 5/48$ .

розрахунковий прогин  $f = \frac{1}{r} S l_0^2 = 6,32 \text{ мм} < f_{ult} = 19$ , тобто жорсткість плити

забезпечено.

### 3.3 Розрахунок монолітної колони К-1 по осі И-7

Виконуємо збір навантажень на  $36,3 \text{ м}^2$  вантажний площі для колони в осях И-7 на позначці +3,400.

Таблиця 3.2

Вид навантаження і розрахунок		Харктерист. навантаж. кПа	Коеф. надійн. $\gamma_f$	Розрах. навантаж. кПа
1. Стале:				
1	Конструкція підлоги:	$1,425 \cdot 36,3 = 51,73$	1,2	62,07
1.1	Лінолеум - $\delta=2\text{мм}$ $\rho=18 \text{ кН/м}^3$	$0,002 \cdot 18 = 0,036$	1,2	0,043
1.2	Мастика клеюча - $\delta=1\text{мм}$ $\rho=9 \text{ кН/м}^3$	$0,001 \cdot 9 = 0,009$	1,2	0,011
1.3	Стяжка з цементно-піщаного розчину М150 - $\delta=0,04\text{м}$ , $\rho=18 \text{ кН/м}^3$	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	1,1	0,792
1.4	Шар теплоізоляційний - керамзитобетон - $\delta=55\text{мм}$ $\rho=12 \text{ кН/м}^3$	$0,055 \cdot 12 = 0,66$	1,1	0,726
2	Від перегородок	$0,575 \cdot 36,3 = 20,87$	1,2	25,05
3	Монолітна з/б плита $b = 200 \text{ мм}$ , $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ (4шт)	$0,2 \cdot 25 \cdot 36,3 = 181,5$	1,1	199,65
4	Монолітна з/б балка $b = 250 \text{ мм}$ , $h=500\text{мм}$ $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ (4шт)	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 12,05 = 37,66$	1,1	41,42
5	Монолітна з/б колона $600 \times 400 \text{ мм}$ $h=3,6\text{м} \cdot 4$ , $\rho=25 \text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 3,6 = 21,6$	1,1	23,76
Разом		239,91		255,95
2. Тимчасове				
1	Корисне	$2,0 \cdot 36,3 = 72,6$	1,3	94,38
	в тому числі:			
	- тривале	$1,3 \cdot 36,3 = 47,19$	1,3	61,35
	- короткочасне	$0,7 \cdot 36,3 = 25,41$	1,3	33,03
2	Від покриття (снігове)	$2,04 \cdot 36,3 = 74,05$		96,2
Разом		386,56		446,33

Крім наведених в табл. 3.2 навантажень, при розрахунку колони, потрібно врахувати вплив вітру.

*Вітрове навантаження.*

Для м. Полтава, характеристичне величина вітрового тиску  $W_0 = 470 \text{ Па}$ .

Експлуатаційне розрахункове значення вітрового навантаження:

$$W_e = \gamma_{fe} W_0 C = 0,42 \cdot 470 \cdot 0,56 = 103,5 \text{ Па}$$

де  $\gamma_{fe} = 0,42$  – коеф. надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням вітрового навантаження, для частки часу  $\eta = 0,002$ .

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C = 1,14 \cdot 470 \cdot 0,56 = 280,9 \text{ Па}$$



де  $\gamma_{fm} = 1.14$  – коеф. надійності за граничним значенням вітрового навантаження, для середнього періоду повторюваності  $T = 100$  років.

Коефіцієнт  $C$  розраховується за формулою:

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = 0.8 \cdot 0.7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0.56;$$

де  $C_{aer} = C_e = 0.8$  – аеродинамічний коеф., який використовується при визначенні вітрового тиску прикладеного нормально до зовнішніх поверхонь споруди віднесеного до одиниці площі цієї поверхні;

$C_h = 0.7$  – коеф. висоти споруди, для типу місцевості - II;

$C_{alt} = 1$  – коеф. географічної висоти;

$C_{rel} = 1$  – коеф. рельєфу;

$C_{dir} = 1$  – коеф. напрямку;

$C_d = 1$  – коеф. динамічності.

Розрахункові зусилля в перерізі:

$$N = (351.95 + (94.37 + 96.2) \cdot 0.697 \cdot 0.548) \cdot 1.25 = 646.53 \text{ кН}$$

$$M = 28.92 \text{ кНм}$$

$$N_l = 239.91 \text{ кН}$$

$$M_l = 0$$

$$N_{sh} = 132.37 \text{ кН}$$

$$M_{sh} = 8.58 \text{ кНм}$$

Механічні та міцнісні характеристики бетону та арматури

- клас бетону B25:

$$E_b = 30000 \text{ МПа}$$

$$R_b = 14.5 \text{ МПа}$$

$$R_{bt} = 0.945 \text{ МПа}$$

- клас арматури A400 (A III):

$$R_s = R_{sc} = 355 \text{ МПа}$$

$$E_s = 200000 \text{ МПа}$$

Розміри перерізу колони  $h=600\text{мм}$ ,  $b=400\text{мм}$

Величина захисного шару бетону

$$a = a' = 20 \text{ мм}$$

Геометрична довжина колони  $l_0 = 3600\text{мм}$

Перевірка умови  $\frac{l_0}{h} = \frac{3600}{600} = 6 > 4$

Отже, розрахунок ведемо з урахуванням гнучкості

Величина випадкового ексцентриситету

$$e_a = \max\left(\frac{1}{600}l = \frac{3600}{600} = 6\text{мм}; \frac{1}{30}h = \frac{600}{30} = 20\text{мм}; 10\text{мм}\right)$$

$$e_a = 20\text{мм}$$

Ексцентриситет поздовжнього зусилля відносно центра ваги перерізу

$$e_0 = \max\left(\frac{M}{N} = \frac{28.92}{646.53} = 64.8\text{мм}; 10\text{мм}\right)$$

$$e_0 = 64,8\text{мм}$$

Знаходимо момент від дії постійних, тривалих і короточасних навантажень щодо осі, яка проходить через найбільш розтягнутий стержень арматури

$$M_{1L} = \frac{(N - N_{sh})(h_0 - a')}{2} + (M - M_{sh}) = \frac{(646.53 - 132.37)(0.58 - 0.02)}{2} + (28.92 - 8.58) = 196.16\text{кНм}$$

те ж, від всіх навантажень

$$M_1 = \frac{N(h_0 - a')}{2} + M = \frac{646.53(0.58 - 0.02)}{2} + 28.92 = 153.89\text{кНм}$$

$$\varphi_L = \min\left(1 + \frac{M_{1L}}{M_L} = 1 + \frac{196.1}{153.89} = 2,27; 2\right)$$

$$\varphi_L = 2$$

У першому наближенні коефіцієнт армування приймаємо  $\mu = 0.004$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{30000} = 6.667$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{64,8}{600} = 0.108 > 0,15$$

Тоді

$$D = E_b b h^3 \left[ \frac{0.125}{\varphi_i(0.3 + \delta_e)} + 0.175 \mu \alpha \left( \frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] = 34500 \cdot 400 \cdot 600^3 \cdot \left[ \frac{0.0125}{2(0.3 + 0.168)} + 0.175 \cdot 0.004 \cdot 6.667 \left( \frac{580 - 20}{600} \right)^2 \right] = 51,92 \cdot 10^{12} \text{н} \cdot \text{мм}^2$$

Визначаємо умовну критичну силу

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3.14^2 \cdot 51,92 \cdot 10^{12}}{3600^2} = 3950,5 \text{кН}$$

визначимо коефіцієнт  $\eta$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{446,33}{3950,5}} = 1.127$$

Ексцентриситет поздовжнього зусилля з урахуванням прогину

$$e = \eta e_0 + \frac{h_0 - a'}{2} = 1.127 \cdot 64,8 + \frac{580 - 20}{2} = 353,03 \text{мм}$$

Підбір стиснутої арматури

Визначимо коефіцієнт  $\alpha_n$

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{646.53}{14.5 \cdot 400 \cdot 580} = 0.147$$

Гранична висота стиснутої зони

$$\xi_R = \min \left( \frac{0.8}{1 + \frac{R_s}{700}}, \frac{0.8}{1 + \frac{355}{700}} = 0.531; 0.55 \right)$$

Визначимо коефіцієнт  $\alpha_{m1}$

$$\begin{aligned} \alpha_{m1} &= \frac{M\eta + N(h_0 - a')0.5}{R_b b h_0^2} = \\ &= \frac{28.92 \cdot 1.127 \cdot 10^6 + 646.53 \cdot 10^3 (580 - 20) 0.5}{14.5 \cdot 400 \cdot 580^2} = 0.189 \end{aligned}$$

Визначимо  $\delta$

$$\delta = \frac{a'}{h_0} = \frac{0.02}{0.58} = 0.035$$

Перевірка умови

$$\alpha_n \leq \xi_R$$

$$0.147 < 0.531$$

Умова виконується. Отже, необхідна площа поздовжнього перерізу арматури:

$$A_s^n = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_{sc}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n \left(1 - \frac{\alpha_n}{2}\right)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{14.5 \cdot 400 \cdot 580}{355} \cdot \frac{0.189 - 0.147 \left(1 - \frac{0.147}{2}\right)}{1 - 0.035^2} = 697.33 \text{ мм}^2$$

Приймаємо арматуру  $6\varnothing 14 A400 (A_s^{fac} = 923 \text{ мм}^2)$

Перевірка умови  $\frac{(A_s + A_s')}{b h_0} = 0,0043 \approx \mu = 0,004$  Умова виконується.

Поперечну арматуру стіни за умовою зварюваності приймаємо діаметром 5мм класу Вр-500, яка повинна встановлюватися в зварних каркасах з кроком 150мм.

### 3.4 Розрахунок монолітного плоского перекриття

Проведемо розрахунок монолітної плити перекриття в цифрових 4-8 і буквених осях Ж-Л на другому поверсі на відмітці +3,300. Пливу запроєктовано товщиною 200мм, за без балочною схемою. Безбалочне перекриття обрано зважаючи на велику кількість комунікацій, які потрібно прокласти під площиною перекриття, а також виходячи з естетичних вимог – гладка поверхня нижньої площини плити.

Виконаємо розрахунок навантажень, які впливають на плиту перекриття та монолітні контурні балки. Результати зведено до табл. 3.3 та табл. 3.4.

Таблиця 3.3

Збір навантажень на перекриття

Вид навантаження і розрахунок		Харктерист. навантаж. кПа	Коеф. надійн. $\gamma_f$	Розрах. навантаж. кПа
1. Стале:				
1	Конструкція підлоги:	1,425	1,2	1,71
1.1	Лінолеум - $\delta=2\text{мм}$ $\rho=18 \text{ кН/м}^3$	$0,002 \cdot 18 = 0,036$	1,2	0,043
1.2	Мастика клеюча - $\delta=1\text{мм}$ $\rho=9 \text{ кН/м}^3$	$0,001 \cdot 9 = 0,009$	1,2	0,011
1.3	Стяжка з цементно-піщаного розчину М150 - $\delta=0,04\text{м}$ , $\rho=18 \text{ кН/м}^3$	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	1,1	0,792
1.4	Шар теплоізоляційний - керамзитобетон -	$0,055 \cdot 12 =$	1,1	0,726

	$\delta=55\text{мм}$ $\rho=12\text{ кН/м}^3$	$=0,66$		
2	Від перегородок	0,575	1,2	0,69
3	Монолітна з/б плита $b = 200\text{ мм}$ , $\rho = 25\text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 0,2 = 5,0$	1,1	6,05
Разом		7,0		7,9
2. Тимчасове				
1	Корисне	2,0		2,6
	в тому числі:			
	- тривале	1,3	1,3	1,69
	- короткочасне	0,7	1,3	0,91
Разом		9,0		10,5

Таблиця 3.4

## Збір навантажень на контурну балку (БМ-1)

Вид навантаження і розрахунок		Характерист. навантаж. кПа	Коеф. надійн. $\gamma_f$	Розрах. навантаж. кПа
1. Стале:				
1	Конструкція підлоги:	1,425	1,2	1,71
1.1	Лінолеум - $\delta=2\text{мм}$ $\rho=18\text{ кН/м}^3$	$0,002 \cdot 18 =$ $=0,036$	1,2	0,043
1.2	Мастика клеюча - $\delta=1\text{мм}$ $\rho=9\text{ кН/м}^3$	$0,001 \cdot 9 =$ $=0,009$	1,2	0,011
1.3	Стяжка з цементно-піщаного розчину М150 - $\delta=0,04\text{м}$ , $\rho=18\text{ кН/м}^3$	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	1,1	0,792
1.4	Шар теплоізоляційний - керамзитобетон - $\delta=55\text{мм}$ $\rho=12\text{ кН/м}^3$	$0,055 \cdot 12 =$ $=0,66$	1,1	0,726
2	Від перегородок	0,575	1,2	0,69
3	Монолітна з/б плита $b = 200\text{ мм}$ , $\rho = 25\text{ кН/м}^3$ (4шт)	$25 \cdot 0,2 \cdot 6,0 =$ $=30,0$	1,1	33
4	Власна вага балки $250 \times 500\text{мм}$ , $\rho=25\text{кН/м}^3$	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 6,0$ $=18,75$	1,1	20,63
Разом		50,75		56,03
2. Тимчасове				
1	Корисне	2,0		2,6
	в тому числі:			
	- тривале	1,3	1,3	1,69
	- короткочасне	0,7	1,3	0,91
Разом		52,75		58,63

Монолітну плиту перекриття проектуємо за багатопрольотною схемою. Передбачено безкапітельний стик колони та перекриття.

Для розрахунку монолітного перекриття було використано комп'ютерну програму ("SCAD") була прийнята наступна послідовність: обрані найбільш навантажені рами будівлі в подовжньому і поперечному перерізі,

горизонтальний елемент заданий перетином 200 мм висотою (висота плити), і довжиною 1 м, для того, щоб порахувати поперечну арматуру на 1м погонний плити.

Дані для розрахунку:

- кліматичний район II;
- нормативна вага снігового навантаження -  $S_0=1,45$  кПа;
- вітрове навантаження -  $w_0=0,47$  кПа;
- клас бетону монолітної плити В25;
- поздовжня і поперечна арматура класу А 400 (А-III),  $R_s=365$  МПа.

Результати машинного розрахунку плити перекриття наведено нижче.

## Structure CAD for Windows SCAD Soft

Расчет перекрытия  
Выполнил: Герасименко

### Элементы

Параметры выборки:  
Список узлов/элементов: 1-19

Элементы			
Номер элемента	Тип элемента	Тип жесткости	Узлы
1	2	1	1; 2
2	2	1	3; 4
4	2	2	2; 5
5	2	2	5; 6
6	2	2	6; 7
7	2	2	7; 8
8	2	2	8; 9
9	2	2	9; 10
10	2	2	10; 11
11	2	2	11; 4
13	2	4	2; 12
14	2	4	4; 13
15	2	3	12; 14
16	2	3	14; 15
17	2	3	15; 16
19	2	3	17; 18

**Координаты и связи**

Единицы измерений: м.

Параметры выборки:

Список узлов/элементов: все

Координаты и связи						
Номер узла	Координаты			Связи		
	X	Y		X	Y	Uy
1	0		0	#	#	#
2	0		3			
3	21		3	#	#	#
4	21		6			
5	3		6			
6	6		3			
7	9		6			
8	12		9			
9	15		9			
10	18		6			
11	21		15			
12	6		15			
13	3		9			
14	12		3			
15	9		6			
16	15		6			
17	18		9			
18	21		12			
19	18		12			

**Имена загрузений**

Имена загрузений	
Номер	Наименование
1	собственный вес
2	длительное действие полезной нагрузки
3	кратковременное действие полезной нагрузки

**Комбинации загрузений**

Комбинации загрузений	
Номер	Формула
1	$(L1)*1+(L3)*1$
2	$(L1)*1+(L3)*1$
3	$(L1)*1+(L2)*1$
4	$(L1)*1+(L2)*0.9+(L3)*0.9$

**Нагрузки**

Нагрузки						
№ загрузки	№ строки	Вид	Направление	Список	Значения	
1	1	96	3	Элементы: 1 2 4-11 13-17 12-19	1.0000	
2	1	17	1	Элементы: 1	-1.5300; 0.0000; -1.5300; 5.0000	
2	2	17	1	Элементы: 1	-1.5300; 5.0000; -1.9600; 9.6000	
2	3	17	1	Элементы: 2	-1.1400; 5.0000; -1.4700; 9.6000	
2	4	17	1	Элементы: 2	-1.1400; 0.0000; -1.1400; 5.0000	
3	1	16	3	Элементы: 4-11	18.0000	

**Расчетные сочетания усилий**

Единицы измерений: Т, м.

Параметры выборки:

Список узлов/элементов: 1-19

Список факторов: Все

Номер элта	УНГ	Номер сечен.	СТ	КРТ		Вид	Значения			Тип	КС	Формула
				№	Значение		N	M	Q			
1		1	1	1	427,147				7,592	-1,556	A	L1+L2+L3
1		1	1	2	-121,733				2,445	-0,255	A	L1+L3+L2
1		1	2	6	-823,772				8,744	-1,599	A	L1+0,9*L2+0,9*L3
1		2	1	1	66,948				1,922	-0,807	A	L1+L2+L3
1		2	1	2	-194,297				1,223	-0,255	A	L1+L3+L4
1		2	2	6	-425,44				2,686	-0,925	A	L1+0,9*L2+0,9*L34
1		3	1	2	-253,181				0	-0,255	A	L1+L3+L2
1		3	1	13	0,417				0	0,042	A	L1+L2+L3
2		1	1	1	349,194				6,387	-1,235	A	L1+L2+L3
2		1	1	2	-437,983				-2,445	0,255	A	L1+L3+L2
2		1	2	6	-506,395				3,837	-0,913	A	L1+0,9*L2+0,9*L3
2		2	1	1	58,753				1,795	-0,678	A	L1+L2+L3
2		2	1	2	-352,422				-1,223	0,255	A	L1+L3+L2
2		2	2	6	-294,455				0,66	-0,411	A	L1+0,9*L2+0,9*L3
2		3	1	2	-253,181				0	0,255	A	L1+L3+L2
2		3	1	14	-0,417				0	-0,042	A	L1+L2+L3
4		2	1	1	-265,077				-0,5	2,751	A	L1+L3+L2
4		2	1	1	68,081				1,263	-0,401	A	L1+L3+L2
4		2	1	202	-4,254				0,163	-0,049	A	L1+L2+L3
4		3	1	2	-492,712				-1,704	-3,554	A	L1+L3+L2
5		1	1	2	-790,417				-1,775	3,403	A	L1+L3+L2
5		2	1	2	-272,643				0,965	0,25	A	L1+L3+L2
5		3	1	2	-648,82				-1,025	-2,903	A	L1+L3+L2
6		1	1	2	-868,228				-1,188	3,179	A	L1+L3+L2
6		2	1	2	-413,963				1,215	0,026	A	L1+L3+L2
6		3	1	2	-853,65				-1,111	-3,127	A	L1+L3+L2
7		1	1	2	-960,959				-1,175	3,181	A	L1+L3+L2
7		2	1	2	-506,121				1,231	0,028	A	L1+L3+L2
7		3	1	2	-945,235				-1,092	-3,125	A	L1+L3+L2
8		1	1	2	-945,235				-1,092	3,125	A	L1+L3+L2
8		2	1	2	-506,121				1,231	-0,028	A	L1+L3+L2
8		3	1	2	-960,959				-1,175	-3,181	A	L1+L3+L2
9		1	1	2	-853,65				-1,111	3,127	A	L1+L3+L2
9		2	1	2	-413,963				1,215	-0,026	A	L1+L3+L2
9		3	1	2	-868,228				-1,188	-3,179	A	L1+L3+L2
10		1	1	2	-648,82				-1,025	2,903	A	L1+L3+L2
10		2	1	2	-272,643				0,965	-0,25	A	L1+L3+L2
10		3	1	2	-790,417				-1,775	-3,403	A	L1+L3+L2
11		1	1	2	-492,712				-1,704	3,554	A	L1+L3+L2



**Расчетные сочетания усилий**

Номер элта	УНГ	Номер сечен.	СТ	КРТ		Вид	Значения			Тип	КС	Формула
				№	Значение		N	M	Q			
11		2	1	1	68,081			1,263	0,401	A		L1+L3+L2
11		2	1	202	-4,254			0,163	0,049	A		L1+L2+L2
11		3	1	2	-265,077			-0,5	-2,751	A		L1+L3+L2
13		1	1	1	418,049			0,5	-0,28	A		L1+L3+L2
13		2	1	1	322,196			0,141	-0,294	A		L1+L3+L2
13		3	1	1	221,831			-0,235	-0,307	A		L1+L3+L2
14		1	1	1	418,049			0,5	-0,28	A		L1+L3+L2
14		2	1	1	322,196			0,141	-0,294	A		L1+L3+L2
14		3	1	1	221,831			-0,235	-0,307	A		L1+L3+L2
15		1	1	1	283,647			-0,246	0,212	A		L1+L3+L2
15		2	1	1	349,855			0,039	0,168	A		L1+L3+L2
15		3	1	1	400,785			0,258	0,124	A		L1+L3+L2
15		3	1	14	-0,227			0,017	-0,023	A		L1+L3
16		1	1	1	598,571			0,104	0,097	A		L1+L3+L2
16		2	1	1	624,632			0,217	0,053	A		L1+L3+L2
16		3	1	1	635,415			0,263	0,009	A		L1+L3+L2
16		3	1	14	-0,349			0,02	-0,036	A		L1+L2+L2
17		1	1	1	756,646			0,171	0,061	A		L1+L3+L2
17		2	1	1	770,248			0,229	0,017	A		L1+L3+L2
17		3	1	1	768,572			0,222	-0,027	A		L1+L3+L2
17		3	1	14	-0,39			0,018	-0,04	A		L1+L3
19		1	1	1	768,572			0,222	0,027	A		L1+L3+L2
19		1	1	13	0,39			0,018	0,04	A		L1+L3
19		2	1	1	770,248			0,229	-0,017	A		L1+L3+L2
19		3	1	1	756,646			0,171	-0,061	A		L1+L3+L2

За отриманими величинами внутрішніх зусиль машинним способом (SCAD) було складено розрахункові сполучення зусиль та підібрано діаметри арматурних стержнів армування верхньої та нижньої зон плити перекриття, а також монолітної залізобетонної балки БМ-1.

Зважаючи на велику кількість розрахункового матеріалу отриманого машинним способом – комбінації зусиль, поперечні перерізи арматури, з метою уникнення дублювання даних в графічній частині та в пояснювальній записці, армування плити з прийнятими сітками, каркасами та перерізами арматури наведено в графічній частині проекту (дивись листи 5, 6).

# **Розділ IV**

**Підвалини та фундаменти**

## 4. Підвалини та фундаменти

### 4.1 Прив'язка проектованої будівлі до існуючого рельєфу будівельного майданчика

Природний рельєф будівельного майданчика з розмірами  $AB \times CO = 61 \times 90,6$  м має незначний перепад висот по абсолютним позначкам в межах довжини будівлі, який склав  $155,20 - 153,75 = 1,45$  м. Це свідчить про те, що природний рельєф майданчика відносно «спокійний».

Існуючі ухили будівельного майданчика в східному і південному напрямках складають відповідно:

$$\text{- для } OC = 90,6\text{м: } (155,20 - 155,13) / 90,6 = 0,00077;$$

$$\text{- для } OA = 61\text{м: } (155,20 - 153,75) / 61 = 0,023$$

З умови забезпечення безперешкодного стоку атмосферних опадів призначаємо проектний ухил в обох напрямках, тоді  $i_{OA} = i_{OC} = 0,02$ .

Тоді величини червоних відміток для кутів будівельного майданчика будуть:

$$R_0 = 155,20 \text{ м,}$$

$$R_A = 155,20 - 0,02 \cdot 61 = 153,98 \text{ м,}$$

$$R_B = 155,20 - 0,02 \cdot (61 + 90,6) = 152,17 \text{ м,}$$

$$R_C = 155,20 - 0,02 \cdot 90,6 = 153,39 \text{ м}$$

Те ж для кутів будівлі:

$$m.1: x = 29,1\text{м}, y = 46,15\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (29,1 + 46,15) = 153,69 \text{ м,}$$

$$m.2: x = 29,1\text{м}, y = 30,51\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (29,1 + 30,51) = 154,01 \text{ м,}$$

$$m.3: x = 43,72, y = 30,51\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (43,72 + 30,51) = 153,72 \text{ м,}$$

$$m.4: x = 43,72\text{м}, y = 9,98\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (43,72 + 9,98) = 154,13 \text{ м,}$$

$$m.5: x = 59,36\text{м}, y = 9,98\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (59,36 + 9,98) = 153,81 \text{ м,}$$

$$m.6: x = 59,36\text{м}, y = 30,51\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (59,36 + 30,51) = 153,40 \text{ м,}$$

$$m.7: x = 65,33\text{м}, y = 30,51\text{м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (65,33 + 30,51) = 153,28 \text{ м,}$$

$$m.8: x = 65,33\text{ м}, y = 46,15\text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (65,33 + 46,15) = 152,97\text{ м};$$

$$m.9: x = 59,36\text{ м}, y = 49,08\text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (59,36 + 49,08) = 153,03\text{ м};$$

$$m.10: x = 48,35\text{ м}, y = 54,25\text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (48,35 + 54,25) = 153,15\text{ м};$$

$$m.11: x = 37,85\text{ м}, y = 40,08\text{ м} \quad R_1 = 155,20 - 0,02 \cdot (37,85 + 40,08) = 153,16\text{ м};$$

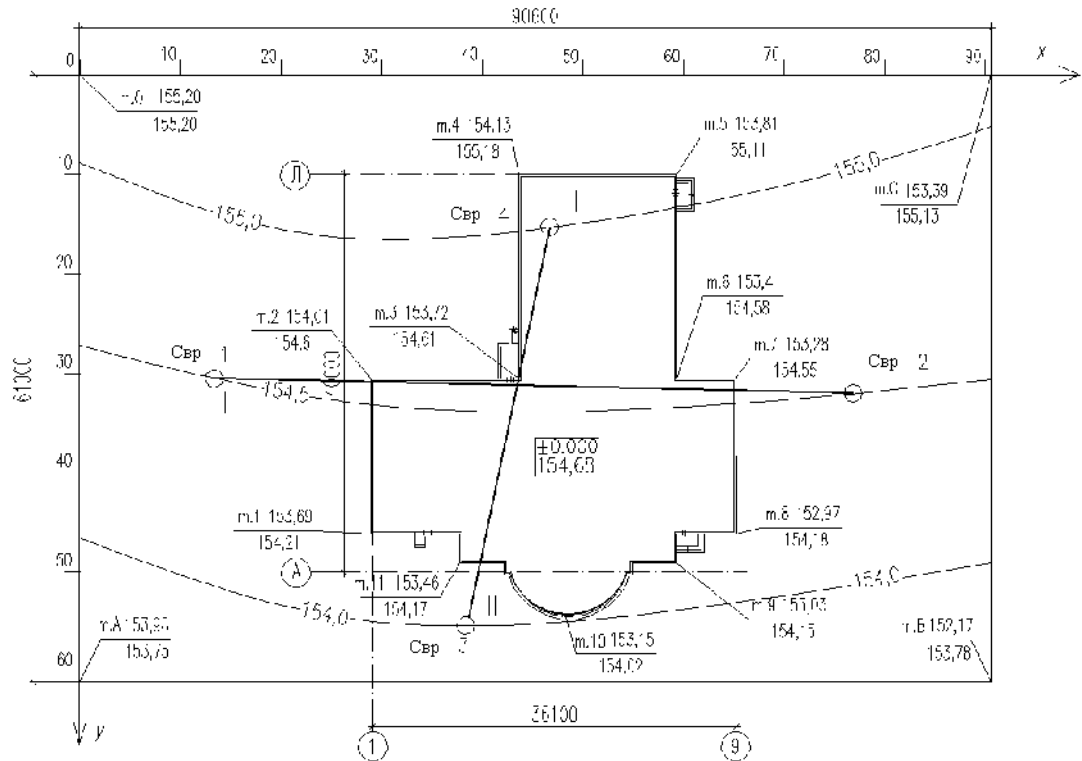


Рис.4.1.

Абсолютна відмітка чистої підлоги 1-го поверху складе:

$$\pm 0,000 = 154,13 + 0,55 = 154,68\text{ м}.$$

## 4.2 Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва

Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва полягає в уточненні найменувань кожного інженерно-геологічного елемента, а також у визначенні похідних і класифікаційних характеристик ґрунтів і початкового розрахункового опору  $R_0$ .

### 4.2.1 Розрахунок характеристик ґрунтів

Розрахунок проводиться в порядку залягання ПГЕ ґрунту від поверхні землі по другій свердловині, як найближче розташованій до розрахункового перерізу.

1. ПГЕ-1. Потужність шару  $h_1 = 2,0\text{ м}$ . Проба взята з глибини  $h_1' = \frac{h_1}{2} = 1,0\text{ м}$ .

Грунт - торф.

2. ПГЕ-2. Потужність шару  $h_2 = 0,5\text{м}$ . Проба взята з глибини

$$h'_2 = 2,0 + \frac{0,5}{2} = 2,25\text{м}. \text{ Грунт зв'язний.}$$

Визначимо найменування ґрунту за числом пластичності.

$$J_p = W_L - W_P = 34 - 16 = 18$$

Оскільки  $J_p = 18 > 17$ , то ґрунт - глини.

Визначимо різновид ґрунту за консистенцією за показником плинності:

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{J_p} = \frac{24 - 16}{18} = 0,444$$

Оскільки  $0,25 < J_L = 0,444 < 0,5$ , то глини тугопластичні.

Визначимо значення коефіцієнта пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,78}{2} (1 + 0,24) - 1 = 0,724$$

Визначаємо ступінь вологості:

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,24 \cdot 2,78}{0,724 \cdot 1} = 0,922$$

За відносним деформаціям просадочності ґрунту при  $P_0 = 300\text{кПа}$ , в залежності від умови  $e_{sl} = 0,008 \leq 0,01$ , то глина непросадочна.

За відносним деформаціям набухання ґрунту в залежності від умови  $e_{sw} = 0,025 \leq 0,04$ , то глина ненабухаюча.

Висновок: ПГЕ-2 - ґрунт - глини тугопластичні, непросадочний, з модулем деформації  $E_0 = 21\text{МПа}$  і початковим розрахунковим опором  $R_0 = 290\text{кПа}$ .

3. ПГЕ-2. Потужність шару  $h_3 = 4,0\text{м}$ . Проба взята з глибини

$$h'_3 = 2,0 + 0,5 + \frac{4,0}{2} = 4,5\text{м}. \text{ ґрунт зв'язний.}$$

Визначимо найменування ґрунту за числом пластичності.

$$J_p = W_L - W_P = 34 - 20 = 14$$

Оскільки  $7 < J_p = 14 < 17$ , то ґрунт - суглинок.

Визначимо різновид ґрунту за консистенцією за показником плинності:

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{J_P} = \frac{21 - 20}{14} = 0,074$$

Оскільки  $0 < J_L = 0,074 < 0,25$ , то суглинок напівтвердий.

Визначимо величину коефіцієнта пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2.66}{1.91} (1 + 0.21) - 1 = 0,685$$

Визначаємо ступінь вологості:

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0.21 \cdot 2.66}{0,685 \cdot 1} = 0,815$$

За відносними деформаціями просадочності ґрунту при  $P_0 = 300 \text{ кПа}$ , в залежності від умови  $e_{sl} = 0.007 \leq 0.01$ , то суглинок непросадочний.

За відносними деформаціями набухання ґрунту, в залежності від умови  $e_{sw} = 0.029 \leq 0.04$ , то суглинок ненабухаючий.

Висновок: ПГЕ-3 - ґрунт - суглинок напівтвердий, насичений водою, непросадочний, з модулем деформації  $E_0 = 19 \text{ МПа}$  і початковим розрахунковим опором  $R_0 = 240 \text{ кПа}$ .

4. ПГЕ-4. Потужність шару  $h_4 = 5,2 \text{ м}$ . Проба взята з глибини  $h'_4 = 2,0 + 0,5 + 4,0 + \frac{5,2}{2} = 9,1 \text{ м}$ . ґрунт зв'язний.

Визначимо найменування ґрунту за числом пластичності.

$$J_p = W_L - W_P = 22\% - 15\% = 7\%$$

Оскільки  $1 < J_p = 7 < 7$ , то ґрунт - супісок.

Визначимо різновид ґрунту за консистенцією за показником плинності:

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{J_p} = \frac{18 - 15}{7} = 0,429$$

Оскільки  $0,25 < J_L = 0,429 < 0,5$ , то супісок тугопластичний.

Визначимо величину коефіцієнта пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2.6}{1,96} (1 + 0.18) - 1 = 0.565$$

Визначимо ступінь вологості:

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0.18 \cdot 2.6}{0.565 \cdot 1} = 0,828$$

За відносними деформаціями набухання ґрунту в залежності від умови  $e_{sw} = 0.025 \leq 0.04$ , то супісок ненабухаючий.

Висновок: ПГЕ-4 - ґрунт - супісок тугопластичний, непросадочний, з модулем деформації  $E_0 = 16$  МПа і початковим розрахунковим опором  $R_0 = 220$  кПа.

5. ПГЕ-5. потужність шару  $h_5 = 7,8$  м. Проба взята з глибини  $h'_5 = 2,0 + 0,5 + 4,0 + 5,2 + \frac{7,8}{2} = 15,6$  м. Ґрунт зв'язний.

Визначимо найменування ґрунту за числом пластичності.

$$J_p = W_L - W_P = 44 - 21 = 23$$

Оскільки  $J_p = 23 > 17$ , то ґрунт - глини.

Визначимо різновид ґрунту за консистенцією за показником плинності:

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{J_p} = \frac{25 - 21}{23} = 0,174$$

Оскільки  $0 < J_L = 0,174 < 0,25$ , то глини напівтверді.

Визначимо величину коефіцієнту пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,68}{2} (1 + 0,25) - 1 = 0,675$$

Визначимо ступінь вологості:

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,25 \cdot 2,68}{0,675 \cdot 1} = 0,993$$

За відносними деформаціями набухання ґрунту в залежності від умови  $e_{sw} = 0.04 \leq 0.04$ , то глина ненабухаюча.

Висновок: ПГЕ-5 - ґрунт - глини напівтверді, непросадочний, з модулем деформації  $E_0 = 25$  МПа і початковим розрахунковим опором  $R_0 = 290$  кПа.

Результати розрахунку зведені до таблиці 4.1



Таблиця 4.1

№ ІГЕ	Умов. позн.	Найменування ґрунту і його стан	$h_i$ , м	$J_{Pl}$ , %	$J_{Li}$	$e_i$	$S_{ri}$	$E_{0i}$ , МПа	$R_{0i}$ , кПа
ІГЕ -1		Торф	2,0	-	-	-	-	-	-
ІГЕ -2		Глина напівтверда	0,5	18	0,444	0,724	0,922	21	290
ІГЕ -3		Суглинок тугопластичний	4,0	14	0,074	0,685	0,815	19	240
ІГЕ -4		Супісок текучий, непросадочний	5,2	7	0,429	0,565	0,828	16	220
ІГЕ -5		Глина напівтверда	7,8	23	0,174	0,675	0,993	25	290

#### 4.2.2 Інженерно-геологічні розрізи

Наведені в графічній частині проекту (див. арк. 7).

#### 4.3 Розрахунок і проектування фундаментів мілкого закладення в перерізі І–І

Виконуємо розрахунок фундаментів за буквеною віссю Е і цифровою 8 (ФМЗ-1), Е і 9 (ФМЗ-2).

Будівництво ведеться в м. Полтава. Підвал запроектовано.

Потужність  $h_3=4,0$ м, початковий розрахунковий опір  $R_0=240$ кПа и модуль деформації  $E_0=19$ МПа ґрунту ІГЕ-3 є достатніми, щоб використовувати даний шар ґрунту в якості несучого.

Призначаємо клас бетону фундаменту В20. Товщину захисного шару  $a_s = 50$ мм. Запроектована залізобетонна колона з розмірами сторін  $b_c \times h_c = 0.4 \times 0.6$  м.

Виконуємо збір навантажень на  $36,3\text{м}^2$  вантажної площі фундаменту в осях Е-8.

Таблиця 4.2

Вид навантаження і розрахунок		Харктерист. навантаж. кПа	Коеф. надійн. $\gamma_f$	Розрах. навантаж. кПа
1. Стале:				
1	Захисний шар з гравію на бітумній мастиці	$16 \cdot 0,01 \cdot 36,3 =$	1,1	6,39

	10мм, $\rho = 16 \text{ кН/м}^3$	$=5,81$		
2	3 Шари наплавного рулонного битумно-полімерного матеріалу "Техноеласт-ХКП" - $g_1 = 0.012 \text{ кН/м}^2$	$3 \cdot 0,012 \cdot 36,3 = 1,31$	1,2	1,57
3	Утеплювач - РУФ БАТТС 200мм, $\rho = 3 \text{ кН/м}^3$	$3 \cdot 0,2 \cdot 36,3 = 21,78$	1,2	26,14
4	Цементно/піщана стяжка $\delta = 30 \text{ мм}$ , $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$	$18 \cdot 0,03 \cdot 36,3 = 19,61$	1,1	21,56
5	Сітка 100/100/5/5 -5мм, $\rho = 3,168 \text{ кН/м}^3$	$3,168 \cdot 36,3 = 114,99$	1,1	126,49
6	Керамзитовий гравій по ухилу 300мм, $\rho = 12 \text{ кН/м}^3$	$12 \cdot 0,30 \cdot 36,3 = 130,68$	1,1	143,75
7	Пароізоляція $g_1 = 0.012 \text{ кН/м}^2$	$0,012 \cdot 36,3 = 0,44$	1,2	0,53
8	Монолітна з/б плита $\delta = 200 \text{ мм}$ , $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 0,20 \cdot 36,3 = 181,5$	1,1	199,65
9	Конструкція підлоги:	$1,425 \cdot 36,3 \cdot 4 = 206,92$	1,2	248,31
9.1	Лінолеум - $\delta=2\text{мм}$ $\rho=18 \text{ кН/м}^3$	$0,002 \cdot 18 = 0,036$	1,2	0,043
9.2	Мастика клеюча - $\delta=1\text{мм}$ $\rho=9 \text{ кН/м}^3$	$0,001 \cdot 9 = 0,009$	1,2	0,011
9.3	Стяжка з цементно-піщаного розчину М150 - $\delta=0,04\text{м}$ , $\rho=18 \text{ кН/м}^3$	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	1,1	0,792
9.4	Шар теплоізоляційний - керамзитобетон - $\delta=55\text{мм}$ $\rho=12 \text{ кН/м}^3$	$0,055 \cdot 12 = 0,66$	1,1	0,726
10	Від перегородок	$0,575 \cdot 36,3 \cdot 4 = 83,48$	1,2	100,18
11	Монолітна з/б плита $b = 200 \text{ мм}$ , $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ (4шт)	$0,2 \cdot 25 \cdot 36,3 \cdot 4 = 726$	1,1	798,6
12	Монолітна з/б балка $b = 250 \text{ мм}$ , $h=500\text{мм}$ $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ (4шт)	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 12,05 \cdot 4 = 150,64$	1,1	165,71
13	Монолітна з/б колона $600 \times 400 \text{ мм}$ $h=3,6\text{м} \cdot 4$ , $\rho=25\text{кН/м}^3$	$25 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 3,6 \cdot 4 = 86,4$	1,1	95,04
14	Власна вага монолітного з/б фундаменту $3000 \times 3900 \text{ мм}$ $h=1500\text{мм}$ , $\rho=25\text{кН/м}^3$	$25 \cdot 4,23 = 105,75$	1,1	116,33
	Разом	1921,71		2050,25
<b>2. Тимчасове</b>				
1	Снігове (розр. в розділі 3)	$2,04 \cdot 36,3 = 74,05$		$2,65 \cdot 36,3 = 96,2$
2	Корисне	$2,0 \cdot 36,3 = 72,6$	1,2	$2,4 \cdot 36,3 = 87,12$
	Разом	2055,29		2231,75

#### 4.4 Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-1)

Розрахунок і проектування фундаменту (ФМЗ-1) в перерізі I-I виконуємо

за розрахунковим навантаженням на обріз фундаменту:

$$N_{II} = 2231,75 \text{кН}$$

$$M_{II} = 130 \text{кНм}$$

#### 4.4.1 Визначення висоти фундаменту за конструктивними вимогами

Призначаємо попередню висоту плитної частини фундаменту:  $d=0.25\text{м}$ .

#### 4.4.2 Визначення розрахункової висоти фундаменту

Визначення розрахункової висоти фундаменту виконуємо в такій послідовності:

1. Уточнюємо необхідну робочу висоту плитної частини фундаменту:

$$h_{0pl} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b9} \cdot R_{bt} + p_{2p}}} = -\frac{0.4 + 0.6}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2231,75}{0.85 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 900 + 354,2}} = 0.48 \text{м}$$

$$N_I = 2231,75 \text{кН}$$

$$p_{2p} = \frac{N_I}{b_f \cdot l_f} = \frac{2231,75}{2.1 \cdot 3} = 354,25 \text{кПа}$$

2. Визначаємо необхідну розрахункову висоту плитної частини фундаменту:

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0.48 + 0.04 = 0.52 \text{м} > 0,3 \text{м} - \text{умова виконується.}$$

округлюємо кратно 0.15:  $h_{pl} = 0.6 \text{м}$ .

3. Визначаємо розрахункову висоту фундаменту:

$$H_f = h_{pl} = 0.6 \text{м}$$

Округлюємо кратно 0.3:  $H_f = 0,6 \text{м}$ , але так як мінімальна висота фундаменту  $H_f = 1.5 \text{м}$ , то приймаємо висоту фундаменту  $H_f = 1.5 \text{м}$ .

#### 4.5 Визначення глибини закладення фундаменту (ФМЗ-1)

1. Визначаємо розрахункову глибину промерзання несучого шару ґрунту

$$d_f = k \cdot d_{fn} = 0.917 \cdot 0.9 = 0.825 \text{м},$$

де  $k$  - коефіцієнт, що враховує температурний режим будівлі;

$d_{fn}$  - нормативна глибина промерзання ґрунту, яка визначається в

залежності від кліматичного району будівництва.

2. Визначаємо, чи залежить глибина закладення фундаменту від глибини промерзання ґрунтів:

$$d_f + 2 = 0,9 + 2 = 2,9 \text{ м}$$

оскільки  $d_w = 10 \text{ м} \geq d_f + 2 = 0,9 + 2 = 2,9 \text{ м}$ , то для несучого шару - суглинок напівтвердий, непросадочний, з модулем деформації  $E_0 = 19 \text{ МПа}$  і початковим розрахунковим опором  $R_0 = 240 \text{ кПа}$  - глибина закладення фундаменту  $d_1$  призначається не менше розрахункової глибини промерзання ґрунту  $d_f$ .

3. Глибина закладення фундаменту за конструктивними вимогами (рис. 4.2):

$$d = h_{\text{нода}} + h_{cf} + H_f + h_1 - h_y = 2,55 + 0,25 + 1,5 + 0,6 - 0,55 = 4,35 \text{ м},$$

де  $H_f$  - висота фундаменту;

$h_1$  - товщина шару ґрунту від обріза фундаменту до низу підлоги підвалу;

$h_{cf}$  - товщина конструкції підлоги підвалу;

$h_y$  - висота цоколя.

Так як розрахункова глибина промерзання ґрунту менше, ніж конструктивна глибина закладення фундаменту, то в якості розрахункового значення глибини закладення фундаменту приймаємо більшу з них, тобто  $d_1 = 4,35 \text{ м}$ .

#### 4.6 Визначення розмірів подошви фундаменту

1. Співвідношення розмірів сторін подошви фундаменту приймаємо в межах  $\eta = \frac{b_f}{l_f} = 0,8$ .

2. Визначимо попередні розміри подошви:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R_0 - \gamma_{mi} \cdot d_1)}} = \sqrt{\frac{2055,29}{0,8(240 - 20 \cdot 4,35)}} = 3,2 \text{ м};$$

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{3,2}{0,8} = 4,08 \text{ м}$$

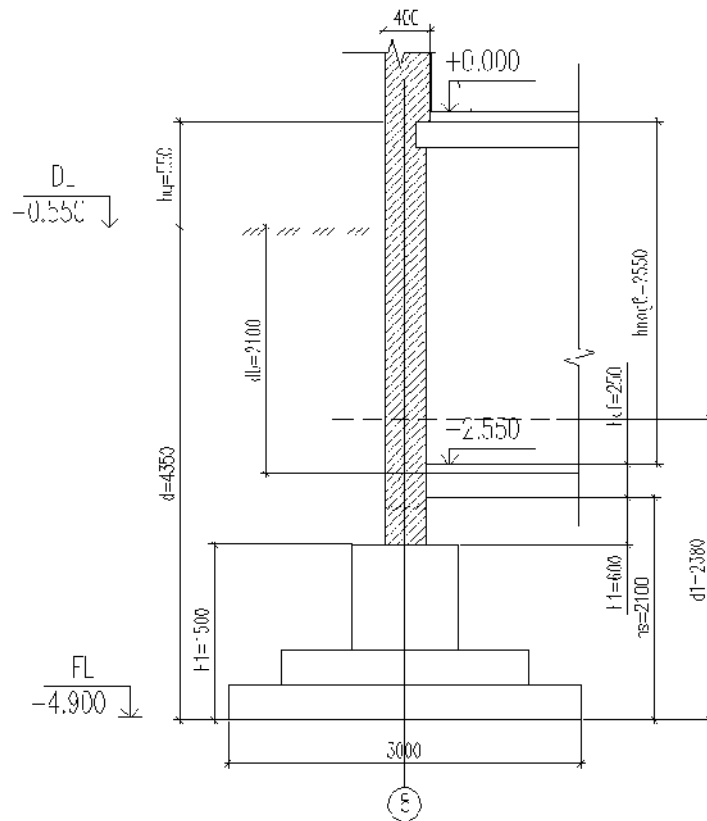


Рис. 4.2

Округлюємо кратно 0.3:  $b_f = 3,3$  м,  $l_f = 3,9$  м.

3. Визначимо співвідношення довжини будівлі до його висоти:

$$\frac{L}{H} = \frac{40}{17,23} = 2,32$$

4. Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту основи:

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

де  $\gamma_{c1}$  та  $\gamma_{c2}$  - коефіцієнти умов роботи;

$k$  - коефіцієнт,  $k = 1$ , так як міцності визначені безпосередніми випробуваннями;

$M_\gamma, M_q, M_c$  - коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя несучого шару ґрунту;

$b_f$  - ширина підшви фундаменту;

$c_{II}$  - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою;

$k_z = 1,0$ , оскільки ширина підшви фундаменту  $b_f = 3,3 < 10$  м;

$d_b$  - глибина підвалу - відстань від рівня планування до рівня підлоги підвалу.

$$\gamma_{c1} = 1,2; \gamma_{c2} = 1; k = 1; \varphi = 24 \Rightarrow M_\gamma = 0,72; M_q = 3,86; M_c = 6,45; b_f = 3,3 \text{ м};$$

$$d_b = h_{\text{подош}} - h_{\text{у}} = 2,55 - 0,55 = 2,0 \text{ м}, d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 2,1 + \frac{0,25 \cdot 22}{19,29} = 2,38 \text{ м}$$

$$c_{II} = 25 \text{кПа}; \quad \gamma_2 = \rho_2 \cdot 10 = 20 \text{кН/м}^3; \quad \gamma_3 = \rho_3 \cdot 10 = 19,1 \text{кН/м}^3$$

$$\gamma_4 = \rho_4 \cdot 10 = 19,6 \text{кН/м}^3 \quad \gamma_5 = 20 \text{кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_{3/1}}{h_2 + h_{3/1}} = \frac{20 \cdot 0,5 + 19,1 \cdot 1,85}{0,5 + 1,85} = 19,29 \text{кН/м}^3;$$

де  $\gamma_1$  - питома вага ґрунту незруйнованої структури ПЕ-1,

$\gamma_{sbi}$  - питома вага ґрунту ПЕ-1 з урахуванням зважувальної дії води,

$\rho_{si}$  - щільність твердих частинок ґрунту ПЕ-1,

$\gamma_w = 10 \text{кН/м}^3$  - питома вага води, - коефіцієнт пористості ґрунту ПЕ-1,

$d_1'$  - приведена глибина закладення фундаменту від підлоги підвалу,

$h_s$  - товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту з боку підвалу.

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_3 h_{3/2} + \gamma_4 h_4 + \gamma_5 h_5}{h_{3/2} + h_4 + h_5} = \frac{19,1 \cdot 2,15 + 19,6 \cdot 5,2 + 20 \cdot 7,8}{2,15 + 5,2 + 7,8} = 19,73 \text{кН/м}^3$$

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,2}{1} [0,72 \cdot 1 \cdot 3,3 \cdot 19,73 + 3,86 \cdot 2,38 \cdot 19,29 + (3,86 - 1) \cdot 2,0 \cdot 19,29 + 6,45 \cdot 25] = 433,09 \text{кПа}$$

5. Уточнюємо розміри підшви фундаменту:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R - \gamma_{mt} \cdot d_1)}} = \sqrt{\frac{2055,29}{0,8(433,09 - 20 \cdot 4,35)}} = 3,17 \text{м};$$

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{3,17}{0,8} = 3,92 \text{м};$$

Округлюємо кратно 0.3 і остаточно приймаємо розміри фундаменту ФМЗ-1:  $b_f = 3,0 \text{ м}$ ,  $l_f = 3,9 \text{ м}$ .

6. Визначаємо середній тиск під підшвою центрально-навантаженого фундаменту:

$$P_{\max}^{\text{сп}} = \frac{N_{II}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_{mt} \cdot d + \frac{M_{II}}{W} = \frac{2055,29}{3,0 \cdot 3,9} + 20 \cdot 4,35 + \frac{130}{7,605} = 279,76 \text{кПа}$$

$$W = \frac{b_f \cdot l_f^2}{6} = \frac{3,0 \cdot 3,9^2}{6} = 7,605 \text{м}^3$$

$$P_{\min}^{\text{сп}} = \frac{N_{II}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_{mt} \cdot d - \frac{M_{II}}{W} = \frac{2055,29}{3,0 \cdot 3,9} + 20 \cdot 4,35 - \frac{130}{7,605} = 245,27 \text{кПа}$$

$$P_{\text{cp}} = \frac{P_{\max}^{\text{сп}} + P_{\min}^{\text{сп}}}{2} = \frac{279,76 + 245,27}{2} = 265,52 \text{кПа}$$

$$P_{\max}^{\text{сп}} = 279,76 \text{кПа} < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 433,09 = 519,71$$

$$P_{\min}^{kp} = 245,27 \text{ кПа} > 0$$

$$P_{cp} = 265,52 \text{ кПа} < R = 433,09$$

$$\left| \frac{P_{cp} - R}{R} \right| \cdot 100\% = \left| \frac{265,52 - 433,09}{433,09} \right| \cdot 100\% = 10,51\% \approx 10\%$$

Всі умови виконуються, отже, розміри підосви фундаменту підібрані правильно.

Остаточні розміри підосви фундаменту:  $b_f = 3,0$  м,  $l_f = 3,9$  м.

#### 4.7 Обчислення імовірної осадки фундаменту (ФМЗ-1)

Обчислимо ординати епюр природного тиску  $\sigma_{zg}$  і допоміжної

$0.2\sigma_{zg}$ :

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{lh} \cdot h_i$$

де  $h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту;

$\gamma_{lh}$  - питома вага  $i$ -го шару ґрунту (при наявності підземних вод, визначається з урахуванням зважувальної дії води).

Точка 0 - на поверхні землі:

$$\sigma_{zg} = 0; \quad 0.2\sigma_{zg} = 0;$$

Точка 1 - на кордоні 2-го і 3-го шарів:

$$\sigma_{zg0} = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg0} = 10 \text{ кПа};$$

Точка 2 - на рівні підосви фундаменту:

$$\sigma_{zg1} = \sigma_{zg0} + \gamma_{sg3} \cdot h_{3/1} = 50 + 19,1 \cdot 1,85 = 85,34 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg1} = 17,17 \text{ кПа};$$

Точка 3 - на кордоні 3-го і 4-го шарів:

$$\sigma_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_3 \cdot h_{3/2} = 85,34 + 19,1 \cdot 2,15 = 126,41 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg2} = 25,28 \text{ кПа};$$

Точка 4 - на кордоні 4-го і 5-ого шарів:

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_4 \cdot h_4 = 126,41 + 19,6 \cdot 5,2 = 228,33 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg3} = 45,67 \text{ кПа};$$

Точка 5 - на кордоні 5-ого шару:

$$\sigma_{zg4} = \sigma_{zg3} + \gamma_5 \cdot h_5 = 228,33 + 20 \cdot 7,8 = 384,33 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg4} = 76,87 \text{ кПа};$$

Визначимо додатковий вертикальний тиск на основу від будівлі або споруди по підосві фундаменту:

$$p_0 = p - \sigma_{zg1} = 265,52 - 85,34 = 180,18 \text{ кПа}$$

Розіб'ємо товщу ґрунту під подошвою фундаменту на елементарні підшари:

$$\Delta_i = (0.2 \div 0.4) \cdot b_f = 0.2 \cdot b_f = 0.2 \cdot 3.0 = 0.6 \text{ м}$$

$$\xi = 2z_i / b_f = 0,666 z_i$$

Визначаємо додаткові вертикальні нормальні напруження на глибині  $z_i$  від подошви фундаменту:

$$\sigma_{zp} = \alpha_i \cdot p_0$$

За отриманими даними будуємо епюру додаткових вертикальних напружень  $\sigma_{zp}$  від подошви фундаменту (рис. 4.3).

Для зручності розрахунку осадки всі розрахунки зведено до табл. 4.3.

Таблиця 4.3

№ ПЕ	Найменування ґрунту і його стан	Потужність шару, $h_i$	$\Delta_i$ , м	$z_i$ , м	$\xi_i$	$\alpha_i$	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$ , кПа	$E_{0,i}$ , кПа
ПЕ-3	Суглинок тугопластичний	2,15	0.00	0.00	0.00	1.000	180,18		19000
			0.6	0,6	0,4	0,972	175.13	177.66	
			0.6	1,2	0,8	0,848	152.79	163.96	
			0.6	1,8	1,2	0,682	122.88	137.84	
			0,35	2,15	1,43	0,615	110.81	116.85	
ПЕ-4	Супісок текучий, непросадочний	5,2	0.25	2,4	1,6	0,532	95.86	103.33	16000
			0,6	3,0	2	0,414	74.59	85.23	
			0,6	3,6	2,4	0,325	58.56	66.58	
			0,6	4,2	2,8	0,260	46.85	49.64	
			0,6	4,8	3,2	0,210	37.84	42.34	
			0,6	5,4	3,6	0,173	31.17	34.50	
			0,6	6,0	4,0	0,161	29.01	30.09	

Визначимо величину загальної осадки за формулами:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \Delta_i}{E_{0,i}}$$

$$s_3 = \frac{0.8}{19000} [(177,66 + 163,96 + 137,84) \cdot 0.6 + 116,85 \cdot 0.35] = 0.0138 \text{ м} = 1,38 \text{ см}$$



$$s_4 = \frac{0.8}{16000} [103,33 \cdot 0,25 + (85,23 + 66,58 + 49,64 + 42,34 + 34,50) \cdot 0,6] = 0,0105 \text{ м} = 1,05 \text{ см}$$

Порівнюємо отримане розрахункове значення імовірної осадки  $S$  зі значенням граничних деформацій земної поверхні  $S_u$ , прийняте в залежності від конструктивної системи будівлі або споруди

$s = s_3 + s_4 = 1,38 + 1,05 = 2,43 \text{ см} < s_u = 8 \text{ см}$ . Умова виконується.

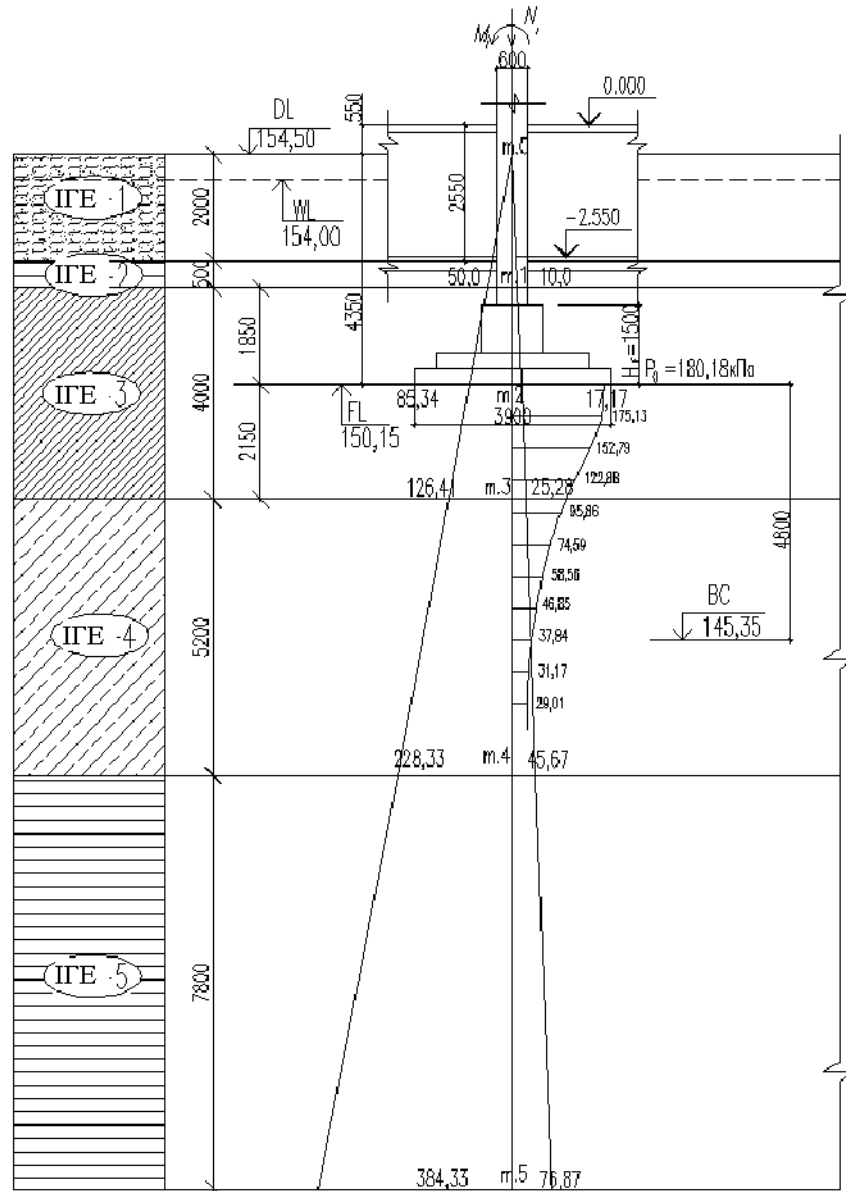


Рис. 4.3

## 4.8 Розрахунок тіла фундаменту

### 4.8.1 Конструювання фундаменту

1. Призначаємо кількість і висоту ступенів фундаменту:

фундамент з двома ступенями.  $h_{pl} = 0.6\text{м}$ ,

$$h_{0pl} = h_{pl} - a_s = 0.6 - 0.04 = 0.56\text{м}. \quad h_1 = h_2 = 0.3\text{м}.$$

1. Призначаємо розміри консолей ступенів плитної частини:

– в напрямку дії моменту:

$$c = (1 \div 2.5)h_1 = 1.5 \cdot 0.3 = 0.45\text{м}.$$

– в напрямку перпендикулярному дії моменту:

$$c = 1.5 \cdot 0.3 = 0.45\text{м}.$$

### 4.8.2. Розрахунок міцності нижньої ступені на продавлювання.

Розрахунок на продавлювання нижньої ступені слід вести по 1-ій схемі (рис. 4.4).

$$F \leq \varphi_b \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{0pl} = 1 \cdot 900 \cdot 0.66 \cdot 0.26 = 190.92\text{кН}$$

де  $h_{0l}$  - робоча висота нижньої ступені фундаменту,

$$h_{0l} = h_1 - a_s = 0.3 - 0.04 = 0.26\text{м}.$$

$$b_m = b_c + h_{0l} = 0.4 + 0.26 = 0.66$$

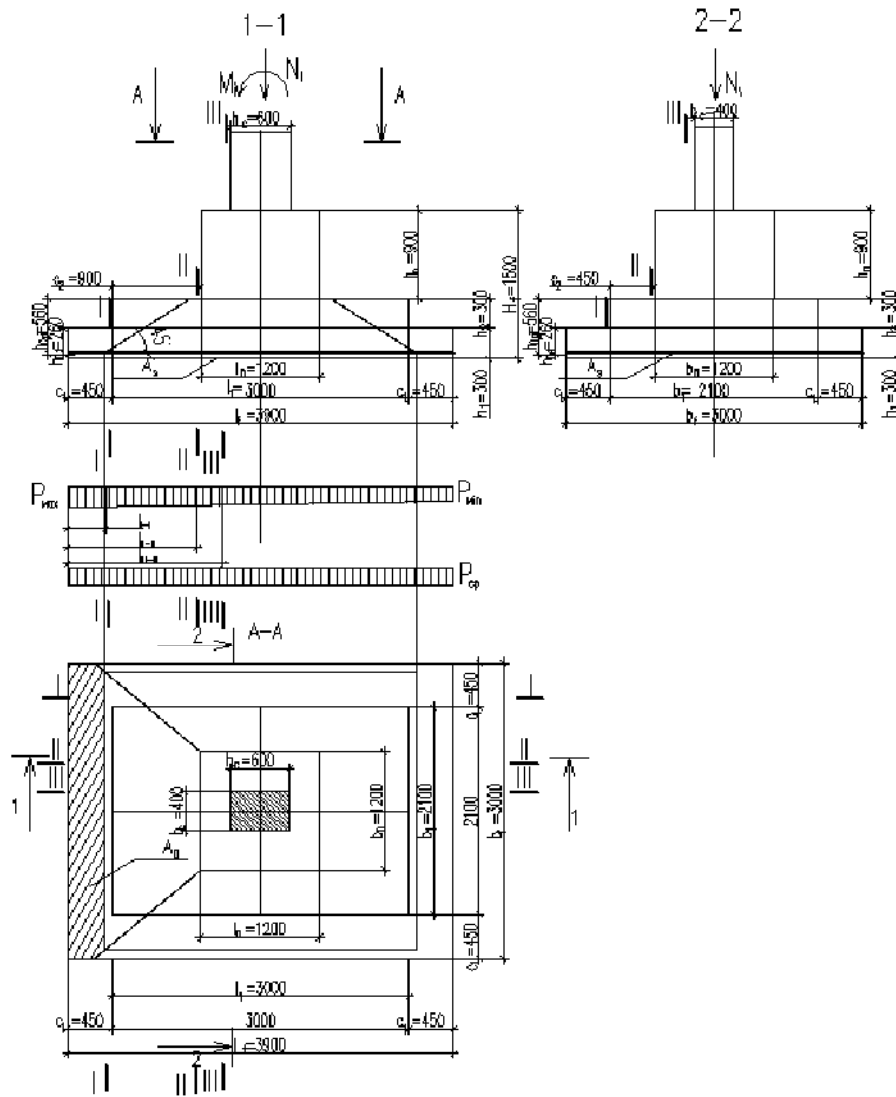
$$F = p_{\max} \cdot A_0 = 211.26 \cdot 0.96 = 187.5 \quad \text{кН}$$

$$p_{\max} = \frac{N_l}{l_f b_f} + \frac{M_l}{W} = \frac{1680}{3.9 \cdot 3} + \frac{156}{7.605} = 164.1 \quad \text{кН}$$

$$A_0 = 0.5b_f(l_f - l_n - 2h_{0pl}) - 0.25(b_f - b_n - 2h_{0pl})^2 = 0.5 \cdot 3.0 \cdot (3.9 - 1.2 - 2 \cdot 0.26) - 0.25 \cdot (3.0 - 1.2 - 2 \cdot 0.26)^2 = 0.96\text{м}^2$$

$$F = 187.5 \leq 190.92\text{кН}$$

Умова виконується, продавлювання не відбудеться, висота нижньої ступені достатня.



**P**  
Рис. 4.4.

### 4.8.3 Розрахунок міцності фундаменту за поперечною силою.

Розрахунок міцності фундаменту за поперечною силою полягає в перевірці міцності робочої висоти нижньої ступені  $h_{01}$  фундаменту по похилому перерізу на сприйняття поперечної сили  $Q$  одним бетоном, виходячи з умови

$$Q \leq \frac{1.5 \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot h_{01}^2}{c_1} = \frac{1.5 \cdot 900 \cdot 3,0 \cdot 0,26^2}{0,45} = 486 \text{ kH}$$

$$Q = p_{ep} (c_1 - c_0) \cdot b_f = 354,25(0,45 - 0,3) \cdot 3 = 159,42$$

$$Q = 159,42 < 486 \text{ kH}$$

Права частина нерівності приймається не менше

$$0,6 \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot h_{01} = 0,6 \cdot 900 \cdot 3,0 \cdot 0,3 = 396 \text{ kH} \text{ и не більше}$$

$2.5 \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot h_{01} = 2.5 \cdot 900 \cdot 3,0 \cdot 0,3 = 2025 \text{ кН}$ . Всі умови виконуються. Міцність нижньої ступені за поперечною силою забезпечена.

#### 4.8.4 Визначення площі перерізу арматури плитної частини фундаменту

Розрахунок виконується в наступній послідовності:

1. У перерізах I-I, II-II, III-III визначаємо згинальні моменти (рис. 4.4):

у площині дії моменту - в напрямі більшої сторони:

- для перерізу I-I:

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 170,23 + \frac{(3,9 - 0,45)(211,26 - 170,23)}{3,9} = 206,53 \text{ кПа}$$

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 \cdot b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0,45^2 \cdot 3,0}{6} (2 \cdot 211,26 + 206,53) = 63,69 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{\max} = \frac{N_1}{l_f \cdot b_f} + \frac{M_1}{W} = \frac{2231,75}{3,9 \cdot 3,0} + \frac{156}{7,605} = 211,26 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} = \frac{N_1}{l_f \cdot b_f} - \frac{M_1}{W} = \frac{2231,75}{3,9 \cdot 3,0} - \frac{156}{7,605} = 170,23 \text{ кПа}$$

- для перерізу II-II:

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 170,23 + \frac{(3,9 - 1,35)(211,26 - 170,23)}{3,9} = 197,06 \text{ кПа}$$

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 \cdot b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{1,35^2 \cdot 3,0}{6} (2 \cdot 211,26 + 197,06) = 564,59 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- для перерізу III-III:

$$P_{III-III} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{III-III})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 170,23 + \frac{(3,9 - 1,6)(211,26 - 170,23)}{3,9} = 194,43 \text{ кПа}$$

$$M_{III-III} = \frac{l_{III-III}^2 \cdot b_f}{6} (2P_{\max} + P_{III-III}) = \frac{1,6^2 \cdot 3,0}{6} (2 \cdot 211,26 + 194,43) = 789,69 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

у площині, перпендикулярній площині дії моменту, від реактивного тиску ґрунту  $p_{2p} = 354,25 \text{ кПа}$ :

- для перерізу I-I:

$$M_{I-I} = \frac{p_{zp}(b_f - b_1)^2 \cdot l_f}{8} = \frac{354,25(3,0 - 2,1)^2 \cdot 3,9}{8} = 139,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- для перерізу II-II:

$$M_{II-II} = \frac{p_{zp}(b_f - b_n)^2 \cdot l_f}{8} = \frac{354,25(3,0 - 1,2)^2 \cdot 3,9}{8} = 559,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- для перерізу III-III:

$$M_{III-III} = \frac{p_{zp}(b_f - b_c)^2 \cdot l_f}{8} = \frac{354,25(3,0 - 0,4)^2 \cdot 3,9}{8} = 994,73 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

2. У тих же перерізах визначаємо необхідну площу перерізу робочої арматури  $A_s^{\text{пр}}$  в плитній частині фундаменту:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{63,69}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,00075 = 7,5 \text{ см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = \frac{564,59}{183960} = 0,00307 = 30,7 \text{ см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9 \cdot h_{03} \cdot R_s} = \frac{M_{III-III}}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = \frac{789,69}{578160} = 0,00137 = 13,7 \text{ см}^2$$

В площині, перпендикулярній площині дії моменту

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{139,88}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,0016 = 16 \text{ см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{559,54}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = 0,00244 = 24,4 \text{ см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9 \cdot h_{03} \cdot R_s} = \frac{M_{III-III}}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = \frac{994,73}{578160} = 0,0017 = 17 \text{ см}^2$$

З трьох значень у відповідному напрямку вибираємо більше:

в площині дії моменту:  $A_s^{\text{max}} = 30,7 \text{ см}^2$

в площині, перпендикулярній площині дії моменту:  $A_s^{\text{max}} = 24,4 \text{ см}^2$

Приймаємо крок стержнів  $s = 150 \text{ мм}$ ,  $n = 26 \text{ шт}$

$$A_s^{\text{пр}} = \frac{A_s^{\text{max}}}{n} = \frac{30,7}{26} = 1,18 \text{ см}^2$$

Приймаємо діаметр одного стержня  $\varnothing = 12 \text{ мм}$  ( $A_s = 1,313 \text{ см}^2$ ), остаточно приймаємо  $26\varnothing 12$  ( $A_s = 1,313 \text{ м}^2$ )

В площині, перпендикулярній площині дії моменту:

крок стержнів  $s = 150 \text{ мм}$ ,  $n = 20 \text{ шт}$

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{24,4}{20} = 1,22 \text{ см}^2$$

Приймаємо діаметр одного стержня  $\varnothing = 12 \text{ мм}$  ( $A_s = 1,313 \text{ см}^2$ ). Приймаємо 20 $\varnothing$ 12.

Оскільки розміри ширини підшви фундаменту  $l_f \geq 3 \text{ м}$ , то підшва фундаменту армується однієї арматурної сіткою з робочою арматурою в двох напрямках.

#### 4.9 Розрахунок і проектування фундаментів мілкового закладення в перерізі I-I

Виконуємо розрахунок фундаментів за буквеною віссю E і цифровою 9 (ФМЗ-2).

Призначаємо клас бетону фундаменту В20. Товщину захисного шару  $a_s = 50 \text{ мм}$ . Запроектована залізобетонна колона з розмірами сторін  $b_c \times h_c = 0.4 \times 0.4 \text{ м}$ .

Виконуємо збір навантажень  $18,5 \text{ м}^2$  вантажної площі фундаменту в осях E-9.

Таблиця 4.4

Вид навантаження і розрахунок		Харктерист. навантаж. кПа	Коеф. надійн. $\gamma_f$	Розрах. навантаж. кПа
1. Стале:				
1	Захисний шар з гравію на бітумній мастиці -10мм, $\rho = 16 \text{ кН/м}^3$	$16 \cdot 0,01 \cdot 18,5 = 2,96$	1,1	3,26
2	3 Шари наплавного рулонного битумно-полімерного матеріалу "Техноеласт-ХКП" - $g_1 = 0.012 \text{ кН/м}^2$	$3 \cdot 0,012 \cdot 18,5 = 0,67$	1,2	0,8
3	Утеплювач - РУФ БАТТС - 200мм, $\rho = 3 \text{ кН/м}^3$	$3 \cdot 0,2 \cdot 18,5 = 11,1$	1,2	13,32
4	Цементно/піщана стяжка $\delta = 30 \text{ мм}$ , $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$	$18 \cdot 0,03 \cdot 18,5 = 9,99$	1,1	10,99
5	Сітка 100/100/5/5 -5мм, $\rho = 3,168 \text{ кН/м}^3$	$3,168 \cdot 18,5 = 58,6$	1,1	64,46
6	Керамзитовий гравій по ухилу 300мм,	$12 \cdot 0,30 \cdot 18,5 =$	1,1	73,26

	$\rho = 12 \text{ кН/м}^3$	$=66,6$		
7	Пароізоляція $g_1 = 0.012 \text{ кН/м}^2$	$0,012 \cdot 18,5 =$ $=0,22$	1,2	0,27
8	Монолітна з/б плита $\delta = 200 \text{ мм}$ , $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 0,20 \cdot 18,5 =$ $=92,5$	1,1	101,75
9	Конструкція підлоги:	$1,425 \cdot 18,5 \cdot 4 =$ $=105,46$	1,2	126,55
9.1	Лінолеум - $\delta=2 \text{ мм}$ $\rho=18 \text{ кН/м}^3$	$0,002 \cdot 18 =$ $=0,036$	1,2	0,043
9.2	Мастика клеюча - $\delta=1 \text{ мм}$ $\rho=9 \text{ кН/м}^3$	$0,001 \cdot 9 =$ $=0,009$	1,2	0,011
9.3	Стяжка з цементно-піщаного розчину М150 - $\delta=0,04 \text{ м}$ , $\rho=18 \text{ кН/м}^3$	$0,04 \cdot 18 = 0,72$	1,1	0,792
9.4	Шар теплоізоляційний - керамзитобетон - $\delta=55 \text{ мм}$ $\rho=12 \text{ кН/м}^3$	$0,055 \cdot 12 =$ $=0,66$	1,1	0,726
10	Від перегородок	$0,575 \cdot 18,5 \cdot 4 =$ $=42,54$	1,2	51,05
11	Монолітна з/б плита $b = 200 \text{ мм}$ , $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ (4шт)	$0,2 \cdot 25 \cdot 18,5 \cdot 4 =$ $=370$	1,1	407
12	Монолітна з/б балка $b = 250 \text{ мм}$ , $h=500 \text{ мм}$ $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ (4шт)	$25 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot$ $\cdot 9,0 \cdot 4 =$ $=112,5$	1,1	123,75
13	Монолітна з/б колона $400 \times 400 \text{ мм}$ $h=3,6 \text{ м}$ $\rho=25 \text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 3,6 \cdot 4 =$ $=57,6$	1,1	63,36
14	Власна вага монолітного з/б фундаменту $2400 \times 2100 \text{ мм}$ $h=1500 \text{ мм}$ , $\rho=25 \text{ кН/м}^3$	$25 \cdot 4,23 =$ $=105,75$	1,1	116,33
Разом		1036,49		1156,15
2. Тимчасове				
1	Снігове	$1,23 \cdot 18,5 =$ $=31,08$	1.2	$1,48 \cdot 18,5 =$ $=37,4$
2	Корисне	$2,0 \cdot 18,5 = 37,0$	1.2	44.4
Разом		1104,57		1248,66

#### 4.10 Визначення висоти фундаменту (ФМЗ-2)

Розрахунок і проектування фундаменту (ФМЗ-2) в перерізі I - I виконуємо за розрахунковим навантаженням на обріз фундаменту:

$$N_{II} = 1248,66 \text{ кН}$$

$$M_{II} = 53 \text{ кНм}$$

##### 4.10.1 Визначення висоти фундаменту за конструктивними вимогами

Призначаємо попередню висоту плитної частини фундаменту:  $d=0.25 \text{ м}$ .

#### 4.10.2 Визначення розрахункової висоти фундаменту

Визначення розрахункової висоти фундаменту виконуємо в наступній послідовності:

Уточнюємо необхідну робочу висоту плитної частини фундаменту:

$$h_{0pl} = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b9} \cdot R_{bt} + p_{2p}}} = -\frac{0.4 + 0.4}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1248,66}{0.85 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 900 + 198,2}} = 0.39 \text{ м}$$
$$p_{2p} = \frac{N_I}{b_f \cdot l_f} = \frac{1248,66}{2.1 \cdot 3} = 198,2 \text{ кПа}$$

Визначимо необхідну розрахункову висоту плитної частини фундаменту:

$$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0.39 + 0.04 = 0.43 \text{ м} > 0,3 \text{ м} - \text{ умова виконується.}$$

Округлюємо кратно 0.15:  $h_{pl} = 0.6 \text{ м}$ .

Визначимо розрахункову висоту фундаменту:

$$H_f = h_{pl} = 0.6 \text{ м}$$

Округлюємо кратно 0.3: Приймаємо  $H_f = 1,5 \text{ м}$ . (мінімальна висота фундаменту  $H_f = 1.5 \text{ м}$ .)

#### 4.11 Визначення глибини закладення фундаменту (ФМЗ-2)

$$d_f = k \cdot d_{fn} = 0.917 \cdot 0.9 = 0.825 \text{ м},$$

де  $k$  - коефіцієнт, що враховує температурний режим будівлі;

$d_{fn}$  - нормативна глибина промерзання ґрунту, яка визначається в залежності від кліматичного району будівництва.

Визначаємо, чи залежить глибина закладення фундаменту від глибини промерзання ґрунтів:

$$d_f + 2 = 1,65 + 2 = 3,65 \text{ м},$$

оскільки  $d_w = 10 \text{ м} \geq d_f + 2 = 0,9 + 2 = 2,9 \text{ м}$ , то для несучого шару - суглинок напівтвердий, непрasadочний, з модулем деформації  $E_0 = 19 \text{ МПа}$  і початковим розрахунковим опором  $R_0 = 240 \text{ кПа}$  - глибина закладення фундаменту  $d_1$



призначається не менше розрахункової глибини промерзання ґрунту  $d_f$ .

Глибина закладення фундаменту за конструктивними вимогами:

$$d = h_{\text{нода}} + h_{cf} + H_f + h_1 - h_y = 2,55 + 0,25 + 1,5 + 0,3 - 0,55 = 4,05 \text{ м},$$

де  $H_f$  - висота фундаменту;

$h_1$  - товщина шару ґрунту від обріза фундаменту до низу підлоги підвалу;

$h_{cf}$  - товщина конструкції підлоги підвалу;

$h_y$  - висота цоколя.

Так як розрахункова глибина промерзання ґрунту менше, ніж конструктивна глибина закладення фундаменту, то в якості розрахункового значення глибини закладення фундаменту приймаємо більшу з них, тобто  $d_1 = 4,05 \text{ м}$ .

#### 4.12 Визначення розмірів підшви фундаменту

1. Співвідношення розмірів сторін підшви фундаменту приймаємо в межах  $\eta = \frac{b_f}{l_f} = 0,8$ .

2. Визначимо попередні розміри підшви:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R_0 - \gamma_{\text{мг}} \cdot d_1)}} = \sqrt{\frac{1104,57}{0,8(240 - 20 \cdot 4,05)}} = 2,95 \text{ м};$$

$$l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{2,95}{0,8} = 3,68 \text{ м}$$

Округлюємо кратно 0,3:  $b_f = 3,0 \text{ м}$ ,  $l_f = 3,9 \text{ м}$ .

3. Визначимо співвідношення довжини будівлі до його висоти:

$$\frac{L}{H} = \frac{40}{17,23} = 2,32$$

4. Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту основи:

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

$$\gamma_{c1} = 1,2; \gamma_{c2} = 1; k = 1; \varphi = 24 \Rightarrow M_\gamma = 0,72; M_q = 3,86; M_c = 6,45; b_f = 3,3 \text{ м};$$

$$d_b = h_{\text{нода}} - h_y = 2,55 - 0,55 = 2,0 \text{ м}, d_1 = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}} = 1,8 + \frac{0,25 \cdot 22}{19,29} = 2,09 \text{ м}$$

$$c_{II} = 25 \text{кПа}; \quad \gamma_2 = \rho_2 \cdot 10 = 20 \text{кН/м}^3; \quad \gamma_3 = \rho_3 \cdot 10 = 19,1 \text{кН/м}^3$$

$$\gamma_4 = \rho_4 \cdot 10 = 19,6 \text{кН/м}^3; \quad \gamma_5 = 20 \text{кН/м}^3;$$

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_{3/1}}{h_2 + h_{3/1}} = \frac{20 \cdot 0,5 + 19,1 \cdot 1,55}{0,5 + 1,55} = 19,32 \text{кН/м}^3;$$

де  $\gamma_1$  - питома вага ґрунту незруйнованої структури ПЕ-1;

$\gamma_{sbi}$  - питома вага ґрунту ПЕ-1 з урахуванням зважувальної дії води;

$\rho_{si}$  - щільність твердих частинок ґрунту ПЕ-1;

$\gamma_w = 10 \text{кН/м}^3$  - питома вага води;

$e_i$  - коефіцієнт пористості ґрунту ПЕ-1 .

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_3 h_{3/2} + \gamma_4 h_4 + \gamma_5 h_5}{h_{3/2} + h_4 + h_5} = \frac{19,1 \cdot 2,45 + 19,6 \cdot 5,2 + 20 \cdot 7,8}{2,45 + 5,2 + 7,8} = 19,72 \text{кН/м}^3$$

$$R = \frac{1,0 \cdot 1,2}{1} [0,72 \cdot 1 \cdot 3,0 \cdot 19,72 + 3,86 \cdot 2,09 \cdot 19,32 + (3,86 - 1) \cdot 2,0 \cdot 19,32 + 6,45 \cdot 25] = 428,24 \text{кПа}$$

5. Уточнюємо розміри підшви фундаменту:

$$b_f = \sqrt{\frac{N_{II}}{\eta(R - \gamma_{mi} \cdot d_1)}} = \sqrt{\frac{1104,57}{0,8(428,24 - 20 \cdot 4,05)}} = 1,99 \text{м}; \quad l_f = \frac{b_f}{\eta} = \frac{1,99}{0,8} = 2,39 \text{м};$$

Округлюємо кратно 0,3 і остаточно приймаємо розміри фундаменту ФМЗ-2:  $b_f = 2,1 \text{ м}$ ,  $l_f = 2,4 \text{ м}$ .

6. Визначаємо середній тиск під підшвою центрально-навантаженого фундаменту:

$$P_{\max}^{xp} = \frac{N_{II}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_{mi} \cdot d + \frac{M_{II}}{W} = \frac{1104,57}{2,1 \cdot 2,4} + 20 \cdot 4,05 + \frac{53}{2,016} = 326,45 \text{кПа}$$

$$W = \frac{b_f \cdot l_f^2}{6} = \frac{2,1 \cdot 2,4^2}{6} = 2,016 \text{м}^3$$

$$P_{\min}^{xp} = \frac{N_{II}}{b_f \cdot l_f} + \gamma_{mi} \cdot d - \frac{M_{II}}{W} = \frac{1104,57}{2,1 \cdot 2,4} + 20 \cdot 4,05 - \frac{53}{2,016} = 273,87 \text{кПа}$$

$$P_{cp} = \frac{P_{\max}^{xp} + P_{\min}^{xp}}{2} = \frac{326,45 + 273,87}{2} = 300,16 \text{кПа}$$

$$P_{\max}^{xp} = 326,45 \text{кПа} < 1,2 \cdot R = 1,2 \cdot 428,24 = 513,89$$

$$P_{\min}^{xp} = 273,87 \text{кПа} > 0$$

$$P_{cp} = 300,16 \text{кПа} < R = 428,24$$

Всі умови виконуються, отже, розміри підшви фундаменту підібрані правильно.

$$\left| \frac{P_{cp} - R}{R} \right| \cdot 100\% = \left| \frac{300,16 - 428,24}{428,24} \right| \cdot 100\% = 9,7\% < 10\%$$

Остаточні розміри підшви фундаменту:  $b_f = 2,1 \text{ м}$ ,  $l_f = 2,4 \text{ м}$ .

#### 4.13 Обчислення імовірної осадки фундаменту (ФМЗ-2)

Обчислимо ординати епюр природного тиску  $\sigma_{zg}$  і допоміжної

$0.2\sigma_{zg}$ :

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi-1} + \gamma_{ли} \cdot h_i$$

де  $h_i$  - товщина і-го шару ґрунту;

$\gamma_{ли}$  - питома вага і-го шару ґрунту (при наявності підземних вод, визначається з урахуванням зважувальної дії води).

Точка 0 - на поверхні землі:

$$\sigma_{zg0} = 0; \quad 0.2\sigma_{zg0} = 0;$$

Точка 1 - на кордоні 2-го і 3-го шарів:

$$\sigma_{zg0} = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zg0} = 10 \text{ кПа};$$

Точка 2 - на рівні подошви фундаменту:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zg0} + \gamma_{sg3} \cdot h_{3/1} = 50 + 19,1 \cdot 1,55 = 79,61 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zgi} = 15,92 \text{ кПа};$$

Точка 3 - на кордоні 3-го і 4-го шарів:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi} + \gamma_3 \cdot h_{3/2} = 79,61 + 19,1 \cdot 2,45 = 126,41 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zgi} = 25,28 \text{ кПа};$$

Точка 4 - на кордоні 4-го і 5-ого шарів:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi} + \gamma_4 \cdot h_4 = 126,41 + 19,6 \cdot 5,2 = 228,33 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zgi} = 45,67 \text{ кПа};$$

Точка 5 - на кордоні 5-ого шару:

$$\sigma_{zgi} = \sigma_{zgi} + \gamma_5 \cdot h_5 = 228,33 + 20 \cdot 7,8 = 384,33 \text{ кПа}; \quad 0.2\sigma_{zgi} = 76,87 \text{ кПа};$$

Визначимо додатковий вертикальний тиск на основу від будівлі або споруди по подошві фундаменту:

$$p_0 = p - \sigma_{zgi} = 300,16 - 79,61 = 220,55 \text{ кПа}$$

Розіб'ємо товщу ґрунту під подошвою фундаменту на елементарні підшари:

$$\Delta_i = (0.2 \div 0.4) \cdot b_f = 0.2 \cdot b_f = 0.28 \cdot 2,1 = 0.6 \text{ м}$$

$$\xi = 2z_i / b_f = 0,95z_i$$

Визначаємо додаткові вертикальні нормальні напруження на глибині  $z_i$  від подошви фундаменту:

$$\sigma_{zp} = \alpha_i \cdot p_0$$

За отриманими даними будуюмо епюру додаткових вертикальних напружень  $\sigma_{zp}$  від подошви фундаменту.

Для зручності розрахунку осадки всі розрахунки зведено до табл. 4.3.

Таблиця 4.5.

№ ПЕ	Найменування ґрунту і його стан	Потужність шару, $h_i$	$\Delta_i$ , м	$z_i$ , м	$\xi_i$	$\alpha_i$	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$\sigma_{zp,i}^{cp}$ , кПа	$E_{0,i}$ , кПа
ПЕ-3	Суглинок тугопластичний	2,45	0,00	0,00	0,00	1	220,55		19000
			0,6	0,6	0,57	0,951	209,74	215,15	
			0,6	1,2	1,14	0,654	144,24	176,99	
			0,6	1,8	1,71	0,486	107,19	125,71	
			0,6	2,4	2,28	0,322	71,02	89,10	
			0,05	2,45	2,3275	0,294	64,84	67,93	
ПЕ-4	Супісок текучий, непросадочний	5,2	0,55	3,0	2,85	0,209	46,09	55,47	16000
			0,6	3,6	3,42	0,157	34,63	40,36	
			0,6	4,2	3,99	0,108	23,82	29,22	
			0,6	4,8	4,56	0,089	19,63	21,72	
			0,6	5,4	5,13	0,068	15,00	17,31	

Визначимо величину загальної осадки за формулами:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}^{cp} \Delta_i}{E_{0,i}}$$

$$s_3 = \frac{0,8}{19000} [(215,15 + 176,99 + 125,71 + 89,1) \cdot 0,6 + 67,93 \cdot 0,05] = 0,0172 \text{ м} = 1,72 \text{ см}$$

$$s_4 = \frac{0,8}{16000} [55,47 \cdot 0,55 + (40,6 + 29,22 + 21,72) \cdot 0,6] = 0,0043 \text{ м} = 0,43 \text{ см}$$

Порівнюємо отримане розрахункове значення імовірної осадки  $S$  зі значенням граничних деформацій земної поверхні  $S_u$ , прийняте в залежності від конструктивної системи будівлі або споруди:

$$s = s_3 + s_4 = 1,72 + 0,43 = 2,15 \text{ см} < s_u = 8 \text{ см} . \text{ Умова виконується.}$$

Порівняємо величини осад  $\Phi\text{МЗ-1}$  і  $\Phi\text{МЗ-2}$ :

$$\Delta s = s_{\Phi\text{МЗ-1}} - s_{\Phi\text{МЗ-2}} = 2,43 - 2,15 \text{ см} = 0,28,$$

$$\Delta s / L = 0,28 / 6100 = 4,59 \cdot 10^{-5} \leq (\Delta s / L)_u = 2 \cdot 10^{-3} . \text{ Умова виконується.}$$

## 4.14 Розрахунок тіла фундаменту

### 4.14.1 Конструювання фундаменту

Призначаємо кількість і висоту ступенів фундаменту:

фундамент з двома ступенями.  $h_{pl} = 0.6\text{ м}$ ,

$$h_{0pl} = h_{pl} - a_s = 0.6 - 0.04 = 0.56\text{ м}. \quad h_1 = h_2 = 0.3\text{ м}.$$

Призначаємо розміри консолей ступенів плитної частини:

- в напрямку дії моменту:

$$c = (1 \div 2.5)h_1 = 1 \cdot 0.3 = 0.3\text{ м}.$$

- в напрямку перпендикулярному дії моменту:

$$c = 1 \cdot 0.3 = 0.3\text{ м}.$$

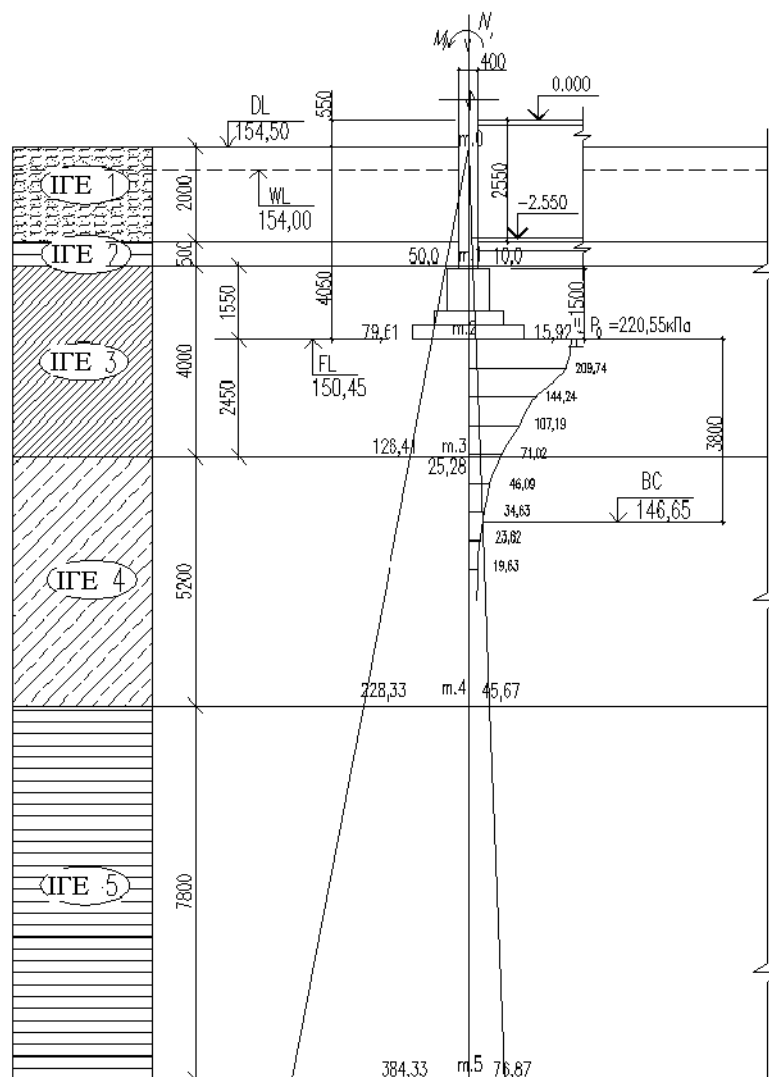


Рис. 4.5

#### 4.14.2. Розрахунок міцності нижньої ступені на продавлювання.

Розрахунок на продавлювання нижньої ступені слід вести за 1-ю схемою.

$$F \leq \varphi_b \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_{0pl} = 1 \cdot 900 \cdot 0.66 \cdot 0.26 = 190,92 \text{ кН}$$

$h_{0l}$  - робоча висота нижньої ступені фундаменту,  $h_{0l} = h_1 - a_s = 0,3 - 0,04 = 0,26$  м.  $b_m = b_c + h_{0l} = 0.4 + 0.26 = 0.66$

$$F = p_{\max} \cdot A_0 = 279,21 \cdot 0.65 = 181.2 \text{ кН}$$

$$p_{\max} = \frac{N_I}{l_f b_f} + \frac{M_I}{W} = \frac{1248,66}{2.4 \cdot 2.1} + \frac{63.6}{2.016} = 279,29 \text{ кН}$$

$$A_0 = 0,5b_f(l_f - l_n - 2h_{0pl}) - 0,25(b_f - b_n - 2h_{0pl})^2 = 0,5 \cdot 2,1 \cdot (2,4 - 0,9 - 2 \cdot 0,26) - 0,25 \cdot (2,1 - 0,9 - 2 \cdot 0,26)^2 = 0,65 \text{ м}^2$$

$$F = 181.2 \leq 190.92 \text{ кН}$$

Умова виконується, продавлювання не відбудеться, висота нижньої ступені достатня.

#### 4.14.3 Розрахунок міцності фундаменту за поперечною силою.

Розрахунок міцності фундаменту за поперечною силою полягає в перевірці міцності робочої висоти нижньої ступені  $h_{0l}$  фундаменту по похилому перерізу на сприйняття поперечної сили  $Q$  одним бетоном, виходячи з умови

$$Q \leq \frac{1.5 \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot h_{0l}^2}{c_1} = \frac{1.5 \cdot 900 \cdot 2,1 \cdot 0,26^2}{0,45} = 340,2 \text{ кН}$$

$$Q = p_{\varphi} (c_1 - c_0) \cdot b_f = 198,2(0,45 - 0,26)2,1 = 79,08$$

$$Q = 79,08 < 340,2 \text{ кН}$$

Права частина нерівності приймається не менш і не більше  $0,6 \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot h_{0l} = 0,6 \cdot 900 \cdot 2,1 \cdot 0,26 = 294,84 \text{ кН}$  та  $2,5 \cdot R_{bt} \cdot b_f \cdot h_{0l} = 2,5 \cdot 900 \cdot 2,1 \cdot 0,26 = 1228,5 \text{ кН}$ . Всі умови виконуються. Міцність нижньої ступені за поперечною силою забезпечена.

#### 4.14.4 Визначення площі перерізу арматури плитної частини фундаменту

Розрахунок виконується в наступній послідовності:

1. Визначаємо згинальні моменти:

У площині дії моменту - в напрямі більшої сторони:

- для перерізу I-I:

$$P_{I-I} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{I-I})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 216,21 + \frac{(2,4 - 0,45)(279,29 - 216,21)}{2,4} = 267,46 \text{ кПа}$$

$$M_{I-I} = \frac{l_{I-I}^2 \cdot b_f}{6} (2P_{\max} + P_{I-I}) = \frac{0,45^2 \cdot 2,1}{6} (2 \cdot 279,29 + 267,46) = 58,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$P_{\max} = \frac{N_1}{l_f \cdot b_f} + \frac{M_1}{W} = \frac{1248,66}{2,1 \cdot 2,4} + \frac{63,6}{2,016} = 279,29 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} = \frac{N_1}{l_f \cdot b_f} - \frac{M_1}{W} = \frac{1248,66}{2,1 \cdot 2,4} - \frac{63,6}{2,016} = 216,21 \text{ кПа}$$

- для перерізу II-II:

$$P_{II-II} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{II-II})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 216,21 + \frac{(2,4 - 0,75)(279,29 - 216,21)}{2,4} = 259,58 \text{ кПа}$$

$$M_{II-II} = \frac{l_{II-II}^2 \cdot b_f}{6} (2P_{\max} + P_{II-II}) = \frac{0,75^2 \cdot 2,1}{6} (2 \cdot 279,29 + 259,58) = 161,08 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- для перерізу III-III:

$$P_{III-III} = P_{\min} + \frac{(l_f - l_{III-III})(P_{\max} - P_{\min})}{l_f} = 216,21 + \frac{(2,4 - 1)(279,29 - 216,21)}{2,4} = 304,52 \text{ кПа}$$

$$M_{III-III} = \frac{l_{III-III}^2 \cdot b_f}{6} (2P_{\max} + P_{III-III}) = \frac{1^2 \cdot 2,1}{6} (2 \cdot 279,29 + 304,52) = 302,09 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

У площині, перпендикулярній площині дії моменту, від реактивного тиску ґрунту  $p_{2p} = 198,2 \text{ кПа}$ :

- для перерізу I-I:

$$M_{I-I} = \frac{p_{zp} (b_f - b_1)^2 \cdot l_f}{8} = \frac{198,2 (2,1 - 1,5)^2 \cdot 2,4}{8} = 28,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- для перерізу II-II:

$$M_{II-II} = \frac{p_{zp} (b_f - b_n)^2 \cdot l_f}{8} = \frac{198,2 (2,1 - 0,9)^2 \cdot 2,4}{8} = 114,16 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- для перерізу III-III:

$$M_{III-III} = \frac{p_{ep}(b_f - b_c)^2 \cdot l_f}{8} = \frac{198,2(2,1 - 0,4)^2 \cdot 2,4}{8} = 229,12 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

2. У тих же перерізах визначаємо необхідну площу перерізу робочої арматури  $A_s^p$  в плитній частини фундаменту:

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{58,55}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,00068 = 6,8 \text{ см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{161,08}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = \frac{161,08}{183960} = 0,00088 = 8,8 \text{ см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9 \cdot h_{03} \cdot R_s} = \frac{229,12}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = \frac{302,09}{479610} = 0,00063 = 6,3 \text{ см}^2$$

У площині, перпендикулярній площині дії моменту

$$A_s^{I-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{28,54}{0,9 \cdot 0,26 \cdot 365000} = 0,00033 = 3,3 \text{ см}^2$$

$$A_s^{II-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{114,16}{0,9 \cdot 0,56 \cdot 365000} = 0,00062 = 6,2 \text{ см}^2$$

$$A_s^{III-III} = \frac{M_{III-III}}{0,9 \cdot h_{03} \cdot R_s} = \frac{229,12}{0,9 \cdot 1,46 \cdot 365000} = \frac{229,12}{479610} = 0,00048 = 4,8 \text{ см}^2$$

З трьох значень у відповідному напрямку обираємо більший:

в площині дії моменту:  $A_s^{\max} = 8,8 \text{ см}^2$

в площині, перпендикулярній площині дії моменту:  $A_s^{\max} = 6,2 \text{ см}^2$

Приймаємо крок стрижнів  $s = 150 \text{ мм}$ ,  $n = 16 \text{ шт}$

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{8,8}{16} = 0,55 \text{ см}^2$$

Приймаємо діаметр одного стержня  $\varnothing = 10 \text{ мм}$  ( $A_s = 0,789 \text{ см}^2$ ), отримуємо  $16\varnothing 10$  ( $A_s = 0,789 \text{ см}^2$ ).

У площині, перпендикулярній площині дії моменту:  $s = 150 \text{ мм}$ ,  $n = 14 \text{ шт}$

$$A_s^{mp} = \frac{A_s^{\max}}{n} = \frac{6,2}{14} = 0,45 \text{ см}^2$$

Приймаємо діаметр одного стержня  $\varnothing = 8 \text{ мм}$  ( $A_s = 0,503 \text{ см}^2$ ), але тому що мінімально допустимий діаметр  $10 \text{ мм}$ , то приймаємо  $14\varnothing 10$  ( $A_s = 0,789 \text{ см}^2$ )

Оскільки розміри ширини підшви фундаменту  $b_f \leq 3 \text{ м}$ , то підшва фундаменту армирується однієї сіткою з робочою арматурою в двох напрямках сіткою С-1.



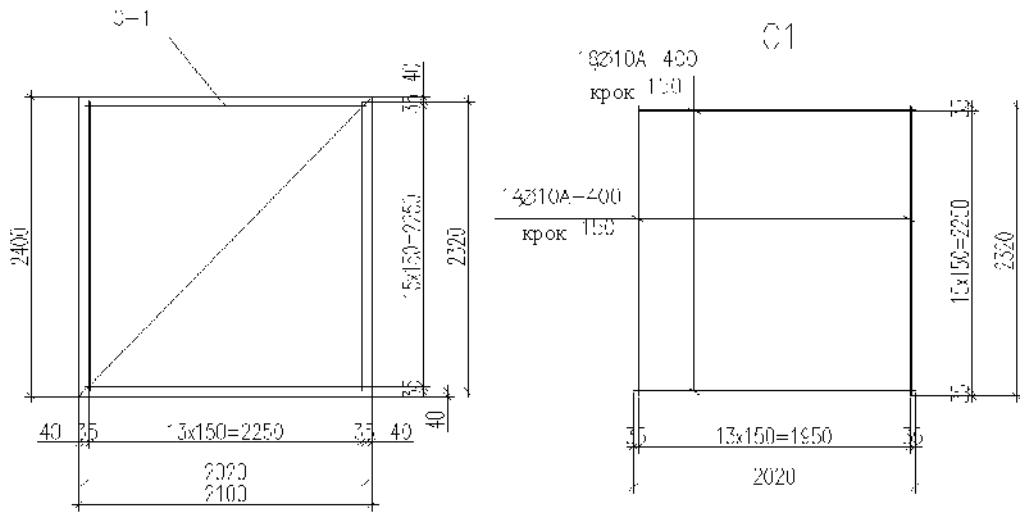


Рис. 4.6

## **Розділ V**

**Технологія та організація будівництва**

## 5. Технологія виробництва основних будівельно-монтажних робіт

### 5.1 Технологічна картка на влаштування монолітного каркасу

#### 5.1.1 Характеристика будівлі та її конструктивних елементів

Технологічна карта розроблена на влаштування монолітного каркасу будівлі з розмірами в плані 40×36,1 м (в осях). Висота поверху – 3.600 м.

До складу робіт, що розглядаються картою, входять наступні технологічні процеси:

- улаштування опалубки і армування колон та перекриття;
- використання автобетононаасосу;
- бетонування колон та перекриття;
- витримка бетону і оборотність опалубки;
- техніка безпеки при виконанні бетонних робіт.

#### 5.1.2 Відомість робіт по улаштуванню каркасу

Таблиця 5.1

Відомість робіт по улаштуванню каркасу

№	Назва робіт	Одиниці виміру	Обсяг робіт
1	Встановлення та в'язання арматури колон	1 т	7,16
2	Влаштування опалубки колон	1 м <sup>2</sup>	1072
3	Подавання бетону АБН	100 м <sup>3</sup>	16,8
4	Розпалублення колон	1 м <sup>2</sup>	1072
5	Встановлення опалубки перекриття	1 м <sup>2</sup>	3960
6	Вст. арм. сіток, каркасів в перекр.	1 т	316,8
7	Укладання бетону в перекриття	1 м <sup>3</sup>	792
8	Розпалублення перекриття	1 м <sup>2</sup>	3960

### 5.1.3 Відомість потреби матеріалів

Таблиця 5.2

Відомість потреби матеріалів

№	Назва робіт	Один. виміру	Кільк	Назва потр.мат	Один. виміру	Норма витрат	Заг. потр.
1	Влаштування опалубки перекриття та колон	м <sup>2</sup>	5032	Опалубка	м <sup>2</sup>	1	5032
				Цвяхи	кг	0,008	40,26
				Мастика	м <sup>3</sup>	0,0005	2,52
				Кріплення	шт	1	5032
2	Укладання арматурних сіток і каркасів	т	323,96	Арматура	кг	372,22	120584,39
				Електроди	кг	0,38	123,1
3	Укладання бетонної суміші	м <sup>3</sup>	2472	Бетон	м <sup>3</sup>	1	2472

### 5.1.4 Вибір механізмів

Для доставки бетонної суміші, використовуються автобетонозмішувачі СБ-92-1А, місткістю барабана 5 м<sup>3</sup>. Для забезпечення безперервного бетонування під час роботи автобетононасоса приймаємо 6 автобетонозмішувачів. Бетонна суміш подається до місця бетонування за допомогою автобетононасосу Вибау Вр-80 з максимальною продуктивністю 80 м<sup>3</sup>/год та довжиною вильоту 4-х секційної стріли на 34 м та мінімальну висоту подавання – 8,7 м.

### 5.1.5 Відомість потреби в машинах, обладнанні і пристосуваннях

Таблиця 5.3

Відомість потреби в машинах, обладнанні і пристосуваннях

№	Найменування	Тип, марка, ГОСТ	Технічні характеристики	Призначення	Кільк., шт
1	Гусеничний кран	РДК-25	Q= 25 т	Подача матеріалу	1
2	Авто бетонозмішувач	СБ-92-1А	Місткість «груші» 10 м <sup>3</sup>	Підвезення бетону до бетононасосу	6
3	Бетононасос на автомобільному шасі	ВР-80	Продуктивність 80 м <sup>3</sup> /год	Подача бетонної суміші до місця укладання	1
4	Строп чотирьохгілковий	4ск1-10	Q=10 т.	Піднімання сіток, каркасів і щитів опалубки	1
5	Вібратор глибинний	ІВ-112	1,2кВт	Ущільнення бетонної суміші	3

№	Найменування	Тип, марка, ГОСТ	Технічні характеристики	Призначення	Кільк., шт
6	Віброрейка	ИВ-91	Потужність 0,78 кВт	Ущільнення бетонної суміші	1
7	Апарат зварювальний	ТД-306У2	-	Забезпечення електрикою	1
8	Теодоліт	Т-15	-	Контроль виконаних робіт	1
9	Нівелір	Н-10	-	Нівелювання поверхонь	1
10	Нівелірна рейка	-	-		2
11	Рулетка металева	ГОСТ 7502-69	Довжина 20м	Вимірювання	3
12	Метр складной	ГОСТ 7253-54	-	Вимірювання	3
13	Лопата для розчину	ГОСТ 3620-63	-	Навантаження розчину	6
14	Щітка металева	-	-	Зачищення поверхонь	6
15	Ломик металевий	ЛМ-20	-		3
16	Відвіс	О-200	-	Вимірювання	3
17	Драбина вертикальна	Промстальконструкція, шифр 29800-02-1	-	Допоміжна конструкція	4
18	Тимчасова огорожа	шифр 29800-02-01	-	Забезпечення безпеки робіт	40
19	Домкрат	-	-		1
20	Рівень	-	-	Вимірювання	2
21	Кувалда	-	-		2
22	Кельма	-	-		6

### 5.1.6 Калькуляція трудових витрат та заробітної плати на влаштування перекриття

Таблиця 5.4

Калькуляція трудових витрат та заробітної плати на влаштування каркасу будівлі

№ п/п	Найменування процесу	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудоємність, люд.-год.		Заробітна платня, грн.		Склад ланки	
			Один. виміру	Кількість	На одиницю	Всього	На одиницю	Всього	Професія, розряд	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Опалубні роботи										
1	Улаштування опалубки колон перерізом	Е4-1-34, т. 3, п. 2а	м <sup>2</sup>	1072	0,4	428,8	3,99	4277,28	тесляр 4 р. 2 р.	1 1

2	Улаштування опалубки перекриття з готових щитів	Е4-1-34, т. 5, п. 3а	м <sup>2</sup>	3960	0,22	871,2	2,19	8672,4	тесляр 4 р. 2 р.	1 1
3	Розбирання опалубки колон	Е4-1-34, т. 3, п. 2б	м <sup>2</sup>	1072	0,15	160,8	1,43	1532,96	тесляр 3 р. 2 р.	1 1
4	Розбирання опалубки перекриття	Е4-1-34, т. 5, п. 3б	м <sup>2</sup>	3960	0,09	356,4	0,86	3405,6	тесляр 3 р. 2 р.	1 1
Арматурні роботи										
5	Встановлення арматурних каркасів колон масою до 0,6 т	Е4-1-44	т	7,16	1,1	72,6	10,49	671,62	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
6	Встановлення сіток масою до 0,3 т краном в опалубку	Е4-1-44, т. 1, п. 1а	т	316,8	0,42	168	4,01	1604	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Бетонні роботи										
7	Приймання бетонної суміші із кузова самоскида у бункер з очисткою кузова	Е4-1-54, п. 19	100 м <sup>3</sup>	24,72	8,2	202,7	74,62	1844,6	бетонувальник 2 р.	1
8	Робота такелажників при подачі бетонної суміші до місця укладання	Е1-6, т. 2, п. 25	м <sup>3</sup>	2472	0,29	716,88	2,64	6526,08	такелажник 2 р.	2
9	Укладання бетонної суміші в колони	Е4-1-49, т. 2, п. 5	м <sup>3</sup>	1680	1,1	1848	10,99	18463,2	бетонувальник 4 р. 2 р.	1 1
10	Укладання бетонної суміші у плиту перекриття	Е4-1-49, т. 2, п. 15	м <sup>3</sup>	792	0,33	261,36	5,69	4506,48	бетонувальник 4 р. 2 р.	1 1

11	Разом					5086,74		51504,22		
----	-------	--	--	--	--	---------	--	----------	--	--

### 5.1.7 Улаштування опалубки і армування каркасу

Установка опалубки перекриттів, розташованих на висоті до 5,5 м від нижче розташованого перекриття або підлоги, проводиться без попереднього пристрою лісів. Щити опалубки плити перекриття укладають на колони та допоміжні риштування, після чого під них підводять інвентарні розсувні стійки, розсунені на необхідну довжину. Точна установка щитів опалубки досягається підгвинчуванням домкратів під стійками. Опалубку плити перекриття встановлюють з переносних драбин.

Перед бетонуванням поверхню металево-дерев'яної опалубки слід покрити емульсивним мастилом.

Армування плити перекриття проводиться після встановлення опалубки. Плоскі арматурні сітки подаються краном безпосередньо до місця укладання, виставляються на бетонних прокладках, закріплюються і вивіряються. Потім встановлюються закладні деталі і пустотоутворювачі для проводки.

Всі конструкції і їх елементи (арматура, закладні вироби та інші), а так само правильність установки і закріплення опалубки і елементів, що підтримують її, мають бути прийняті і відповідності з СНіП 3.01.01-85.

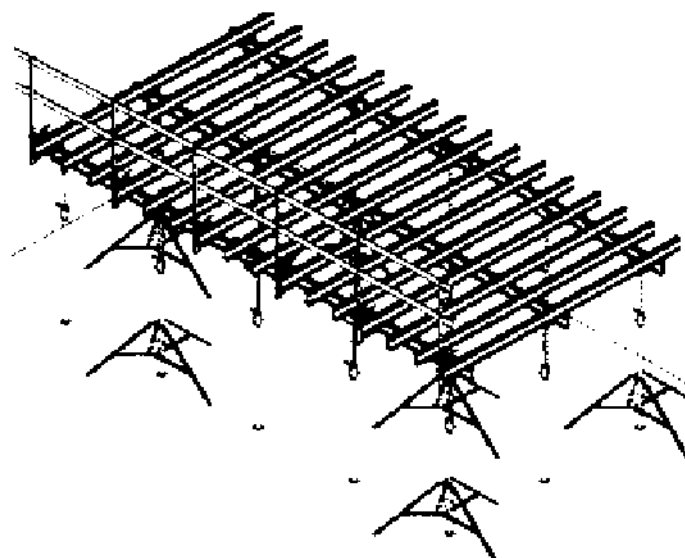


Рис. 5.1 - Улаштування опалубки перекриття

### **5.1.8 Використання автобетононасосу**

Автобетононасоси призначені для подачі бетонної суміші до місця укладання як по вертикалі, так і по горизонталі. По стрілі, що складається з трьох шарнірно зчленованих частин, проходить бетоновод з шарнірами - вставками в місцях зчленувань стріли, що закінчується гнучким розподільним рукавом на опорах.

Нормальна експлуатація бетононасосу забезпечується в тому випадку, якщо по бетоноводу перекачують бетонну суміш рухливістю 5... 15 см, що задовольняє вимогам зручності укладання, тобто здібності її транспортування по трубопроводу на граничні відстані без розшарування і утворення пробок. Оптимальна рухливість бетонної суміші з точки зору її зручності укладання 6...8 см, а водоцементне відношення - 0,4... 0,6.

Перед початком транспортування бетонної суміші трубопровід змащують, прокачавши через нього вапняне тісто або цементний розчин. Після закінчення бетонування бетоновод промивають водою під тиском і через нього пропускають еластичний піж. При перерві більш ніж на 30 хвилин суміш, щоб уникнути утворення пробок, активізують шляхом періодичного включення бетононасосу, при перервах більш ніж на 1 годину бетоновод повністю звільняють від суміші.

### **5.1.9 Бетонування каркасу**

До початку бетонування перекриттів на кожній захватке необхідно:

- передбачити заходи щодо безпечного ведення робіт на висоті;
- встановити опалубку;
- встановити арматуру, закладні деталі і пустотоутворювачі для проводки.

Бетонну суміш слід укладати горизонтально шарами шириною 1,5 – 2 м однакової товщини без розривів, з послідовним напрямом укладання в один бік у всіх шарах.

Для зручності бетонування можливе використання телескопічних стійок під шланг бетоноводу.

Укладання наступного шару бетонної суміші допускається до початку схоплення бетону попереднього шару. Тривалість перерви між укладанням суміжних шарів бетонної суміші, без утворення робочого шва, встановлюється будівельною лабораторією.



Укладання бетонної суміші в конструкції ведеться шарами в 15... 30 см з ретельним ущільненням кожного шару. Найбільш поширений спосіб ущільнення бетону вібрацією. На будівельному майданчику використовують внутрішні (глибинні) вібратори з гнучким валом марки ИВ-47.

Тривалість вібрації в кожному місці установки вібратора залежить від пластичності (рухливості) бетонної суміші і складає 30...60 с. Ознакою достатності вібрації служить припинення осідання бетону і поява цементного молока на його поверхні. Надмірна вібрація бетонної суміші шкідлива, оскільки може привести до розшарування бетону. Крок перестановки внутрішніх вібраторів - від 1 до 1,5 радіусу їх дії.

Під час роботи не допускається спирання вібратора на арматуру і закладні деталі монолітної конструкції.

У місцях, де арматура, закладні вироби або опалубка перешкоджають належному ущільненню бетонної суміші вібраторами, слід додатково ущільнювати штикуванням.

В процесі бетонування і після його закінчення необхідно застосовувати заходи до запобігання зчепленню з бетоном елементів опалубки і тимчасових кріплень.

#### **5.1.10 Витримка бетону і оборотність опалубки**

Догляд за бетоном повинен забезпечувати збереження належної температури тверднення і оберігання свіжоукладеного бетону від швидкого висихання. Свіжоукладений бетон, перш за все, укривають рогожею (брезентом, мішками, тирсою) і систематично поливають водою в суху погоду протягом 7 діб (одноразовий полив водою 0,5...1,0 кг/м<sup>2</sup>). При температурі повітря нижче 5 °С полив не проводиться. Рух людей по забетонованих конструкціях і установка на них лісів і опалубки для зведення вище розташованих конструкцій допускається тільки після досягнення бетоном міцності не меншого 1,2 МПа.

Якість опалубочних робіт повинна постійно контролюватися. Інструментальний контроль опалубних систем слід виконувати не рідше, ніж через кожних 20 оборотів, а для елементів з деревини - через кожних 5 оборотів. При контролі і прийманні опалубки перевіряють: жорсткість і геометричну незастосовність всієї системи і правильність монтажу підтримуючих елементів; щільність щитів опалубки і стиків

сполучень між собою і з раніше укладеним бетоном; поверхні опалубки і їх положення відносно проектних вісей конструкцій.

Зчеплення бетону з опалубкою з часом збільшується, тому опалубку необхідно знімати, як тільки бетон придбає необхідну міцність. Зняття опалубок бічних поверхонь бетонних конструкцій допускається після досягнення бетоном міцності, що забезпечує збереження їх кутів і кромek, що досягається через 1...6 днів залежно від марки бетону, якості цементу і температурного режиму тверднення бетону.

Видалення несучої опалубки залізобетонних конструкцій допускається при міцності бетону 70% від проектної.

У всіх випадках завантаження конструкцій повним розрахунковим навантаженням допускається після набрання бетоном проектної міцності.

Зняття опалубки конструкцій повинна проводитися без ударів і поштовхів. Щоб не пошкодити щити опалубки при відриві від бетону, користуються різного вигляду ломиками. Відривати щити від бетону за допомогою кранів і лебідок не допускається.

Після зняття опалубки дрібні раковини на поверхні бетону можна розчистити дротяними щітками, промити струменем води під тиском і затерти жирним цементним розчином складу 1:2.

Крупні раковини розчищають на всю глибину з видаленням слабкого бетону і виступаючих шматків заповнювача, потім обробляють поверхню дротяними щітками і промивають струменем води під натиском, закладають жорсткою бетонною сумішшю і ретельно ущільнюють.

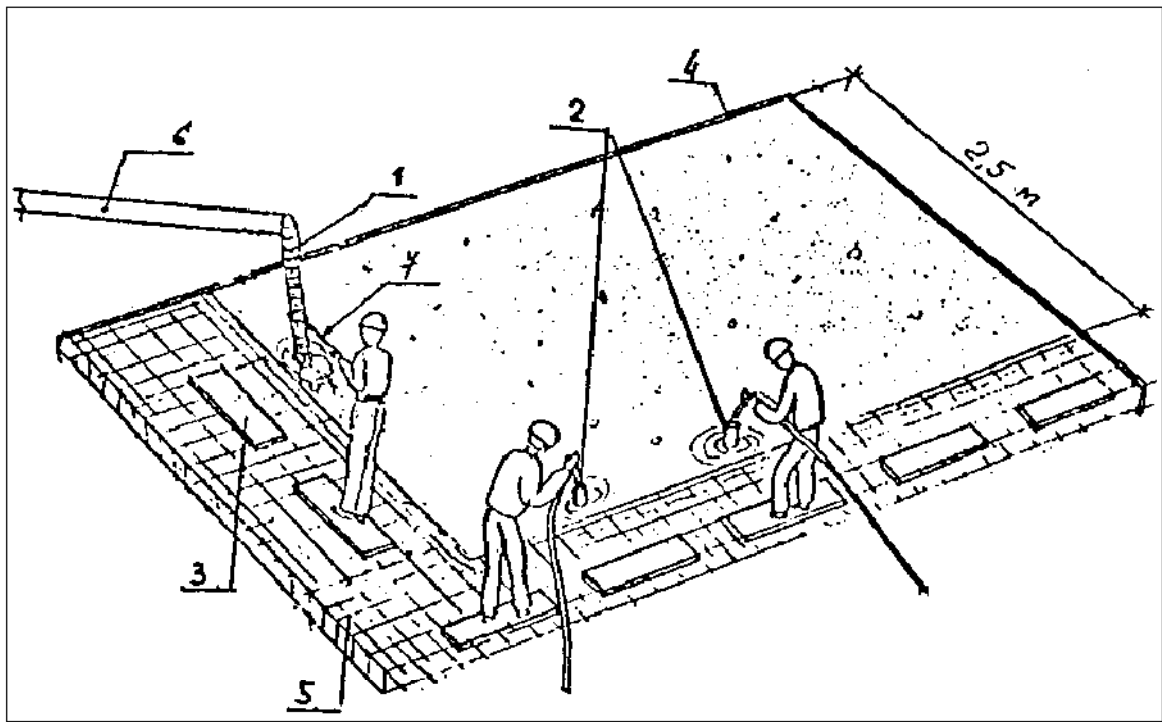


Рис. 5.2 - Схема організації робочого місця при бетонуванні

1-бетонна суміш; 2-глибинні вібратори; 3-підмости, що вкладаються на арматурні сітки для пересування робітників; 4-щит опалубки, що розділяє перекриття на смуги; 5-арматурні сітки; 6-шланг бетононасосу; 7-направляючий елемент.

### 5.1.11 Техніка безпеки при виконанні бетонних робіт

При подачі, укладанні і догляді за бетоном, заготовці і установці арматури, а також установці і розбиранню опалубки необхідно передбачати заходи щодо попередження дії на працівників наступних небезпечних і шкідливих виробничих чинників, пов'язаних з характером роботи:

- розташування робочих місць поблизу перепаду по висоті 1,3 м і більш;
- конструкції, що пересуваються, і вантажі;
- обвалення незакріплених конструкцій і вантажів;
- падіння вище розташованих матеріалів і інструменту;
- перекидання машин, падіння їх частин;
- підвищена напруга в електричному ланцюзі, замикання, яке може пройти через тіло людини.

За наявності небезпечних виробничих чинників безпека опалубочних, арматурних, бетонних та монтажних робіт має бути забезпечена на підставі

виконання наступних рішень, що містяться в організаційно-технічній документації, по охороні праці:

- визначення марки крана, місця установки і небезпечних зон при його роботі;
- визначення засобів механізації для транспортування, подачі і укладання бетонної суміші;
- визначення несучої здатності і розробки проекту опалубки, а також послідовності її установки і порядку розбирання;
- забезпечення безпеки робочих місць на висоті;
- розробка заходів і засобів по догляду за бетоном в холодну і теплу пору року.

На захватці, де ведуться бетонні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб.

При зведенні будівлі забороняється виконувати роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній захватці, над якою проводиться переміщення, монтаж, установка і тимчасове закріплення елементів конструкцій.

Роботи по влаштуванню конструкцій кожного вище розміщеного поверху багатоповерхової будівлі слід проводити після закріплення всіх встановлених монтажних елементів за проектом і досягнення бетоном несучих конструкцій міцності, вказаної в ППР.

Влаштування сходових маршів і майданчиків будівлі повинен здійснюватися одночасно з влаштуванням конструкцій будівлі. На влаштованих сходових маршах слід негайно встановлювати огорожі.

Розміщення на опалубці устаткування і матеріалів не передбачених ППР, а також знаходження людей, що безпосередньо не беруть участь у виробництві робіт на встановлених конструкціях опалубки, не допускається.

Для переходу працівників з одного робочого місця на інше необхідно застосовувати сходи, перехідні містки і трапи.

При встановленні опалубки стін необхідно передбачати пристрій робочих настилів шириною не менше 0,8 м з огорожами.

Опалубка перекриттів має бути захищена по всьому периметру. Всі отвори в робочій підлозі опалубки мають бути закриті. При необхідності залишати ці отвори відкритими їх слід затягувати дротяною сіткою.

Ходити по укладеній арматурі допускається тільки по спеціальних настилах

шириною не менше 0,6 м, укладеним на арматурний каркас.

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

При укладанні бетону відстань між нижньою кромкою поворотного «хоботу» бетононасосу і раніше укладеного бетону має бути не більш 1 м, якщо інші відстані не передбачені ППР.

Щодня перед початком укладання бетону в опалубку необхідно перевірити стан тари, опалубки, бетоноводів і засобів підмоцнення.

При установці елементів опалубки в декілька ярусів кожен подальший ярус слід встановлювати після закріплення нижнього.

Розбирання опалубки повинне проводитися після досягнення бетоном заданої міцності.

При розбиранні опалубки необхідно приймати заходи проти випадкового падіння елементів опалубки, обвалення підтримуючих лісів і конструкцій.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за дріт з напругою не допускається, а при перервах і переході на інше місце вібратори необхідно відключати.

### **5.1.12 Контроль якості готових виробів**

Допустимі відхилення в розмірах при влаштуванні монолітних залізобетонних перекриттів:

- відхилення від проектних параметрів по довжині і ширині щита + 5мм;
- зсув осей опалубки від проектного положення перекриття +5мм;
- відхилення у відстанях між окремими стрижнями: робочими +20мм, розподільними +20мм;
- відхилення у відстанях між ребрами арматури при армуванні в декілька рядів по висоті +20мм;
- відхилення в певних місцях в товщині захисного шару +10мм; відхилення від заданої рухливості бетонної суміші +10мм.

## Відхилення в розмірах стержнів арматури

	При діаметрі до 16 мм	При діаметрі від 18 до 40 мм	При діаметрі зверху 40 мм
По довжині виробу мм	±10	±10	±50
По ширині виробу мм	±5	±10	±20

**5.1.13 Техніко-економічні показники**

Тривалість будівництва – 73 дні;

Трудомісткість – 5086,74 люд.-год.;

Питома трудомісткість – 2,06 люд.-год./м<sup>3</sup>.

**5.2 Загальні відомості**

Технологія зведення адміністративної будівлі включає наступні основні процеси:

1. Земляні роботи.

2. Зведення конструкцій нижче позначки 0.000:

- влаштування фундаментів;
- влаштування монолітної плити підвалу;
- влаштування стін підвалу.

3. Зведення конструкцій вище позначки 0.000:

- влаштування монолітних перекриттів;
- влаштування захисної конструкції стін (газобетон);
- влаштування внутрішніх перегородок;
- заповнення віконних і дверних прорізів;

4. Влаштування покрівлі.

5. Оздоблювальні роботи.

6. Спеціальні роботи.

До початку монтажу конструкцій підземної частини будівлі повинні бути виконані будівельні роботи по влаштуванню фундаментів і зворотній засипці пазух, плануванні, зворотній засипці ґрунту з обов'язковим

трамбуванням під поли технічного підпілля і ін.

- Перед початком монтажу конструкцій виконують ряд інженерно-геодезичних робіт, що забезпечують, надалі, необхідну точність їх встановлення. До них відносяться: нівелювання верху фундаменту і визначення монтажного горизонту.

Монтаж підземної частини будівлі виконується гусеничним краном РДК-25.

Технологічна послідовність монтажу конструктивних елементів складається з:

- влаштування фундаментів мілкового закладення;
- влаштування монолітних перекриттів;
- влаштування стінового огороження.

Для забезпечення стійкості всіх елементів при монтажі необхідно дотримуватися технологічної послідовності монтажу.

Після закінчення монтажу конструкцій підземної частини будівлі, на захватці, приступають до виконання супутніх робіт: вертикальної гідроізоляції та ін.

Контроль геометричних параметрів будівлі, положення елементів, які підлягають монтажу, у плані і по вертикалі здійснюється геодезичними приладами - теодолітами і нівелірами. Геодезичні планово-висотні роботи проводяться за класом точності відповідно до СНиП 3.01.03-84 і СНиП 3.03.07-87. Похибки вимірювань в процесі геодезичного контролю повинні відповідати вимогам СНиП і правил щодо якості монтажу.

Таблиця 5.6

Відхилення	Величина допустимих відхилень, мм		
	Фундам.	Стіни	Стовпи
Відхилення:			
за розмірами (товщині) конструкції в плані	30	20	20
за позначками опорних поверхонь	-25	-15	-15
за шириною простінків	-	-20	-
за шириною прорізів	-	20	-
за зміщенням вертикальних осей віконних прорізів	-	20	-

за зміщенням осей конструкцій	20	15	10
Відхилення поверхонь і кутів кладки від вертикалі:			
на один поверх	-	20	15
Відхилення рядів кладки від горизонталі на 10 м довжини стіни	30	20	-
Нерівності на вертикальній поверхні кладки, виявлені при накладанні рейки довжиною 2 м	-	15	-15

На всіх етапах зведення підземної частини обов'язковим є дотримання технологічних регламентів на будівельні процеси, вхідний і операційний контроль якості БМР. Вхідний контроль якості передбачає оцінку геометричних розмірів і стану збірних конструкцій, що доставляються на об'єкт. Не допускаються відхилення від геометричних розмірів довжини, висоти і товщини плит більш 5мм, відколи бетону кутів і ребер більше 5 мм і більше 50 мм на 1 м ребра, наявність тріщин шириною більше 0,2 мм і ін.

### **5.3 Монтаж конструкцій надземної частини будівлі**

Монтаж ведеться гусеничним краном РДК-25 ( $L_{\text{стр}} = 27.5\text{м}$ , гусьок 5м) в дві зміни.

В процесі монтажу стійкість і просторова жорсткість змонтованих елементів забезпечується тимчасовим їх кріпленням.

Конструкції кожного вищерозташованого поверху починають монтувати після встановлення всіх збірних елементів нижчого поверху, влаштування постійних кріплень, їх антикорозійного захисту, зняття тимчасових в'язів. При цьому перевіряється точність встановлення всіх змонтованих виробів, яка не повинна перевищувати граничні допуски.

Паралельно з монтажем будівлі виконують процеси по підготовці фронту робіт для виконання спеціальних і оздоблювальних робіт.

### **5.4 Вибір типів і кількості монтажних механізмів**

Визначимо висоту підйому гака.

$$H_{\text{к}}=h_0+h_3+h_{\text{к}}+h_{\text{с}}=16,64+2,3+0,5+3,5=22,94\text{м.}$$



Визначимо оптимальний кут нахилу стріли до горизонту.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{2(h_{ct} + h_n)}{b + 2s} = \frac{2 \cdot (3.5 + 6)}{9 + 2 \cdot 1} = 1.727,$$

$$\alpha = 59.93.$$

Розраховуємо

$$L_c = \frac{H_k + h_n - h_c}{\sin \alpha} = 25.1 \text{ м.}$$

Визначаємо необхідну вантажопідйомність крана.

$$Q_{\text{кр}} = Q \cdot 1.05;$$

де  $Q$  – маса арматурних стержнів;

1,05 - враховує масу траверси і стропів.

$$Q_{\text{кр}} = 2 \cdot 1.05 = 2.1.$$

За діаграмою вантажопідйомності і висоти крока приймаємо кран РДК 25 з довжиною стріли 27.5 м з гуськом 5 м.

Виконуємо перевірку графічним методом.

## 5.5 Розробка календарного плану

**Календарний план** - організаційно-технологічна модель будівництва об'єкта, в якій взаємопов'язані всі БМР, що виконуються в певній послідовності і в установлені терміни. При розробці враховуються принципи потокової організації будівництва, технологія виробництва БМР і вимоги техніки безпеки. Вихідними даними для проектування календарного плану є: відомість обсягів робіт, витрат праці та машинного часу, прийняті методи виконання робіт і задані терміни будівництва.

### 5.5.1 Складання відомості обсягів робіт.

Всі необхідні дані приймаються згідно з відомістю витрат праці. Основний розрахунковий параметр - тривалість виконання робіт. При визначенні цього параметра всі роботи можна розділити на 4 групи:

1. Роботи, виконання яких повністю механізовано (розробка траншей екскаватором).
2. Роботи, при виконанні яких використовуються механізми і ручна праця, але продуктивність праці визначає механізм (монтаж залізобетонних конструкцій).

3. Роботи, які виконуються вручну (малярні роботи).
4. Спеціальні роботи (санітарно-технічні).

Коефіцієнт нерівномірності використання робочих, який дає оцінку запроектованого календарного плану з точки зору використання людських ресурсів:

$$k_{\text{неп}} = \frac{N_{\text{max}}}{N_{\text{cp}}}$$

$$N_{\text{cp}} = \frac{Q_p}{T}$$

де  $N_{\text{max}}$  – максимальна кількість робочих в зміну - ордината найвищої точки діаграми, чел.;

$N_{\text{cp}}$  – середньозважена кількість людей в зміну, чел.;

$Q_p$  – сумарна змінна трудомісткість будівельно-монтажних робіт (площа діаграми), дн.;

$T$  – тривалість виконання робіт на об'єкті, дн.

### **5.6 Основні принципи проектування об'єктного буд генплану.**

Відкриті склади конструкцій і матеріалів розташовуються в зоні дії монтажних кранів згідно СНиП 12-03-2001 «Безпека праці в будівництві. Частина 1». На приоб'єктних складах може зберігатися не менше двотижневого запасу сталевих і п'ятиденного запасу залізобетонних конструкцій. Склади легкозаймистих, отруйних і небезпечних матеріалів необхідно розміщувати з підвітряного боку. Закриті склади і комори розташовувати окремою групою в безпосередній близькості до об'єкту.

Потреба в побутових приміщеннях визначається на календарний період, відповідний часу максимального одночасного перебування працюючих на будівельному майданчику.

Санітарно-побутові та адміністративні будівлі віддаляються від об'єктів, що виділяють пил і газу на відстань 50 м, і розташовуються з навітряного боку.

Інженерні комунікації проектуються по кільцевій схемі. Електричні мережі проектують на прожекторних щоглах. У зонах перетину автодоріг або роботи вантажопідйомних механізмів - у вигляді підземних кабелів.

Трансформаторна підстанція підбирається з розрахунку і розташовується в

групі тимчасових будівель.

Постачання енергією освітлювальних мереж і силового обладнання здійснюється окремими проводами і кабелями.

Мережі водопостачання укладаються нижче глибини промерзання або утеплюються. Відстані від водогону до стін будинку не менше 5м і не більше 50м.. Для підключення пожежних автомобілів на постійних мережах встановлюють пожежні гідранти на відстані не більше 100 м один від одного і не далі 2.5м від дороги. Пожежні гідранти встановлюють так, щоб була можливість перекрити точку загоряння двома струменями.

### 5.6.1 Тимчасові інвентарні будівлі

При проектуванні необхідно визначити:

- чисельність працюючих, в т.ч. робітників, ІТП, МОП;
- максимальна кількість робочих чол. в зміну (85%) від  $N_{max}$ , чол; ІТР, чол. в смену, (13%);
- службовці = (5%), МОП и охорона = (2%);
- перелік і кількість тимчасових будівель;
- їх розміщення (прив'язку);
- місця і способи підключення до інженерних мереж та комунікацій.

Всі інвентарні будівлі виконані контейнерного типу.

Потреба в інвентарних будівлях приведена в табл. 5.7.

Табл. 5.7.

Потреба в інвентарних будівлях

Найменування	Норма площі	Площа, м <sup>2</sup>	Розмір в плані та кількість	Прим.
1. Прорабська	24м <sup>2</sup> на 5 чол.	18	6*3 - 1 шт	
2. Гардеробна	0,9м <sup>2</sup> на 1 чол.	36	6*3 - 2 шт	
3. Вмивальня	0,05м <sup>2</sup> на 1 чол	18	3*6 - 1 шт	
4. Сан. вузол	0,07м <sup>2</sup> на 1 чол	4.5	1.5*1.5 – 2 шт	
5. Душова	0,3м <sup>2</sup> на 1 чол	36	3*6 - 2шт	
6. Приміщення для прийому їжі і обігріву	0,7м <sup>2</sup> на 1 чол.	18	3*6 - 1 шт	
7. Сушильня	0,2м <sup>2</sup> на 1 чол.	18	6*3 - 1 шт	

## 5.6.2 Водопостачання

Водогін на об'єкті розміщуємо за кільцевою схемою, яка є найбільш надійною. Проектування складається з наступних етапів:

- розрахунок потреби у воді;
- вибір джерел водопостачання;
- розміщення мережі на майданчику;
- розрахунок діаметра трубопроводу.

## 5.6.3 Розрахунок потреби у воді.

Загальні витрати води визначаємо за формулою:

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

Витрати води на виробничі потреби  $Q_{\text{пр}}$  визначаємо за формулою:

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \cdot \sum \frac{(V_{\text{см}} \cdot q_{\text{сп}} \cdot k_1)}{8 \cdot 3600} = 3,6 \text{ л/с,}$$

де  $V_{\text{см}}$  – змінний обсяг робіт в натуральному вимірі;

1,2 – коефіцієнт на невраховані витрати;

$q_{\text{сп}}$  – середні виробничі витрати води в зміну;

$k_1$  – коефіцієнт нерівномірності споживання води в зміну,  $k_1 = 1,6$ .

Витрати води на господарсько-побутові потреби знайдемо за формулою:

$$Q_{\text{хоз}} = \left( \frac{N_{\text{max}}}{3600} \right) \cdot \left[ \frac{(q_1 \cdot k_2)}{8} + q_2 \cdot k_3 \right]$$

де  $N_{\text{max}}$  – найбільша кількість робітників у зміну;

$q_1$  – норма споживання на 1 чол в зміну,  $q_1 = 20$  л для майданчика без каналізації;

$q_2$  – норма споживання води на прийом одного душу,  $q_2 = 30$  л;

$k_3 = 0,4$ ;

$k_2$  – коефіцієнт нерівномірності споживання води  $k_2 = 2,7$ ;

$$Q_{\text{хоз}} = 75/3600 \cdot (20 \cdot 2,7/8 + 30 \cdot 0,4) = 0,39 \text{ л.}$$

Витрати води на протипожежні потреби приймають виходячи з тригодинної тривалості гасіння однієї пожежі. Мінімальну витрату води визначають з розрахунку одночасної дії двох струменів з пожежних гідрантів по 5 л/с на кожному струмні. При площі будівельного майданчика до 10 га витрата води приймається 10 л/с.

$$Q = 3,6 + 0,39 + 10 = 13,99 \text{ л.}$$

Діаметр труб тимчасового водогону визначається за формулою:

$$D = \sqrt{(4 \cdot 13,99 \cdot 1000 / 3,14 \cdot 1,5)} = 109 \text{ мм.}$$

Приймаємо тимчасовий водогін із сталевих труб діаметром 110 мм.

#### 5.6.4 Проектування електропостачання.

Відповідно до рекомендації необхідно провести умовний перерахунок паспортної потужності зварювальних машин і трансформаторів з кВ\*А, у встановлену потужність в кВт за формулою:

$$P_{уст} = P_{св.м.} \cdot \cos \varphi$$

$$P = 1,05 \cdot (221,54 + 5,8974 + 6,503) = 245,64.$$

Джерело електроенергії - трансформаторна підстанція КТП - 750 потужністю 750 кВА.

Таблиця 5.8

Розрахунок потреби в тимчасовому електропостачанні

Найменування	Од. вим.	Кільк.	Пит. потужн. на од. вим., кВт	Коеф. попиту $K_c$	Коеф. потужн., $\cos \varphi$	Встановл. потужність за видами спожив., кВт
Силова електроенергія - 221,54						
Автобетононасос	т	2	7,5	0,5	0,65	11,54
Кран РДК 25	т	1	30	0,4	0,3	50
Зварювальні трансформатори $P_{уст} = 300 \cdot 0,4 = 120$	т	2	120	0,35	0,4	210
Внутрішнє освітлення - 5,8974						
Адміністр. і побутові приміщення	м <sup>2</sup>	355	0,015	0,8	1	4,26
Душові і туалети	м <sup>2</sup>	2,25	0,003	0,8	1	0,0054
Закриті склади	м <sup>2</sup>	36	0,015	0,8	1	0,432
Навіси	м <sup>2</sup>	500	0,003	0,8	1	1,2
Зовнішнє освітлення - 6,503						
Територія будівництва	м <sup>2</sup>	246	0,015	1	1	5,518
Відкриті склади	м <sup>2</sup>	9,7	0,05	1	1	0,985

### **5.6.5 Освітлення будівельного майданчика.**

На будівельних майданчиках проектується робоче, аварійне та охоронне освітлення.

Для живлення електроенергією освітлювальних мереж застосовується кільцева схема, а для живлення силових механізмів - тупикова.

Джерелами світла служать освітлювальні прилади з лампами по 5, 10, 20, 50кВт і прожектори з лампами до 1.5кВт, які можуть встановлюватися на щоглах групами.

Кількість прожекторів визначається за формулою:

$$N=0.2*15894*2/1000=6$$

де  $p$  – питома потужність, при освітленні прожекторами ПЗС-35  $p=0,2$  Вт/(м<sup>2</sup>\*лк);

$E$  – освітленість,  $E = 2$  лк;

$S$  – площа, що підлягає освітленню,  $S = 15894$  м<sup>2</sup>;

$P_{л}$  – потужність лампи прожектора, Вт (ПЗС-45 –  $P_{л} = 1000$  і  $1500$  Вт).

### **5.7 Основні заходи з охорони праці**

1. Виробничі території, ділянки робіт і робочі місця повинні бути забезпечені необхідними засобами колективного або індивідуального захисту працюючих, первинними засобами пожежогасіння, а також засобами зв'язку, сигналізації та іншими технічними засобами забезпечення безпечних умов праці.

2. Місця тимчасового або постійного перебування працюючих (санітарно-побутові приміщення, місця відпочинку та проходи для людей) при влаштуванні й утримання виробничих територій, ділянок робіт повинні розташовуватися за межами небезпечних зон.

3. Проїзди, проходи на виробничих територіях, а також проходи до робочих місць і на робочих місцях повинні втримуватися в чистоті і порядку, очищуватись від сміття та снігу, не захламлюватися матеріалами і конструкціями що зберігаються.

4. Допуск на виробничу територію сторонніх осіб, а також працівників у нетверезому стані або не зайнятих на роботах на даній території забороняється.

Перебуваючи на території будівельного і виробничого майданчика, в виробничих та побутових приміщеннях, на ділянках робіт і робочих місцях,

працівники, а також представники інших організацій зобов'язані виконувати правила внутрішнього трудового розпорядку, що стосуються охорони праці.

5. Територіально відокремлені приміщення, майданчики, ділянки робіт, робочі місця повинні бути забезпечені телефонним зв'язком або радіозв'язком.

6. Конструкція захисних огорожень повинна відповідати таким вимогам:

- висота огорожі виробничих територій повинна бути не менше 1,6 м, а ділянок робіт - не менше 1,2;

- огорожі, що примикають до місць масового проходу людей, повинні мати висоту не менше 2 м і обладнані суцільним захисним козирком;

- козирок повинен витримувати дію снігового навантаження, а також навантаження від падіння поодиноких дрібних предметів;

- огорожі не повинні мати прорізів, крім воріт і хвірток, контрольованих протягом робочого часу, які замикаються після його закінчення.

7. Місця проходу людей в межах небезпечних зон повинні мати захисні огороження. Входи в споруджувані будівлі (споруди) повинні бути захищені зверху козирком шириною не менше 2 м від стіни будівлі. Кут, утворений між козирком і вищерозташованою стіною над входом, повинен бути 70 - 75°.

8. При виконанні робіт в закритих приміщеннях, на висоті, під землею повинні бути передбачені заходи, що дозволяють здійснювати евакуацію людей у разі виникнення пожежі або аварії.

9. Біля в'їзду на виробничу територію необхідно встановлювати схему внутрішньобудівельних доріг і проїздів із зазначенням місць складування матеріалів і конструкцій, місць розвороту транспортних засобів, об'єктів пожежного водопостачання та ін.

10. Внутрішні автомобільні дороги виробничих територій повинні бути обладнані відповідними дорожніми знаками, що регламентують порядок руху транспортних засобів і будівельних машин відповідно до Правил дорожнього руху.

11. Для працюючих на відкритому повітрі повинні бути передбачені навіси або укриття для захисту від атмосферних опадів.

12. Колодязі, шурфи та інші виїмки повинні бути закриті кришками, щитами або огорожені. У темний час доби зазначені огорожі повинні бути освітлені електричними сигнальними лампочками напругою не вище 42 В.

13. Робочі місця та проходи до них, розташовані на перекриттях, покриттях на висоті більше 1,3 м та на відстані менше 2 м від межі перепаду за висотою, повинні бути огорожені запобіжними або страхувальними захисними огороженнями, а при відстані більш 2м- сигнальними огороженнями.

14. Прорізи в стінах при односторонньому примиканні до них настилу (перекриття) повинні захищатися, якщо відстань від рівня настилу до нижнього отвору менше 0,7 м.

15. Проходи на робочих місцях і до робочих місць повинні відповідати наступним вимогам:

- ширина одиничних проходів до робочих місць і на робочих місцях повинна бути не менше 0,6 м, а висота таких проходів у світлі - не менше 1,8 м;

- сходи або скоби, що застосовуються для підйому або спуску працівників на робочі місця, розташовані на висоті більше 5 м, повинні бути обладнані пристроями для закріплення фала запобіжного поясу (канатами з уловлювачами і ін.).

16. Робочі місця із застосуванням обладнання, пуск якого здійснюється ззовні, повинні мати сигналізацію, що попереджає про пуск, а в необхідних випадках - зв'язок з оператором.



Картка-визначник робіт (КВР) календарного графіка

№	Найменування робіт	Обсяги робіт		% виконання норм виробітку	Трудомісткість		Машиносемн.		Розрахунок тривалість	Змінність	Прійнята кількість робіт в ланці	Потреба в машинах, марка
		од. вим.	кільк.		нормативна	планова	нормативна	планова				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	<b>Підготовчі роботи</b>											
	<b>Земляні роботи</b>											
1	Зрізування рослинного шару бульдозером	1000 м2	1,62	27,87			0,14	0,5	0,5	1	1	Бульдозер Т-180
	Розробка ґрунту екскаватором:											
2	У відвал	100 м3	9,86	103,40			3,10	3	3	1	1	Екскаватор Э-505
3	з навантаженням в тр. Засоби		40,10	103,93			16,63	16	4	1	4	Екскаватор Э-505
4	Розробка ґрунту вручну	1 м3	99,00	102,25	18,40	18			3	1	6	
5	Зворотне засипання ґрунту бульдозером	100 м3	9,86	78,96			0,39	0,5	0,5	1	1	
	<b>Влаштування фундаменту</b>											
6	Влаштування бетонної підготовки під фундаменти	100 м2	2,48	132,99	2,66	2			1	1	2	
7	Встановлення дер-мет. опалубки ростверків	1 м2	685,00	108,08	44,08	50			5	1	10	
8	Встановлення арматурних сіток і каркасів в ростверк	1 сітка	86,00		9,96							
9	Укладання бетонної суміші ростверків бетононасосом	1 м3	204,00	106,96	9,63	9			1,5	1	6	Бетононасос Вр-80
10	Розпалублення ростверків	1 м2	685,00	106,12	25,47	24			4	1	6	
11	Влаштування дер-мет. опалубки стрічкових фундаментів	1 м2	519,00	105,11	33,40	45						
12	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стрічкові фундаменти	1 сітка	120,00		13,90				4,5	1	10	
13	Укладання бетонної суміші стрічкових фундаментів бетононасосом	1 м3	164,30	117,47	7,05	6			1	1	6	Бетононасос Вр-80
14	Розпалублення стрічкових фундаментів	1 м2	519,00	107,20	19,30	18			3	1	6	

15	Встановлення дер-мет. опалубки стін підвалу	1 м2	1190,00	104,38	76,58	100					10	1	10	
16	Встановлення арматурних сіток і каркасів в стіни підвалу	1 сітка	240,00		27,80									
17	Укладання бетонної суміші стіни підвалу бетононасосом	1 м3	238,00	93,59	11,23	12					2	1	6	Бетононасос Вр-80
18	Розпалублення стін підвалу	1м2	1190,00	105,34	44,24	42					7	1	6	
19	Вертикальна гідроізоляція стін	100 м2	7,57	124,49	2,49	2					1	1	2	
	<b>Влаштування каркасу</b>													
20	Встановлення і в'язання арматури колон	1 т	7,16	104,05	12,16	70					17,5	1	4	
21	Встановлення опалубки колон	1 м2	1072,00		60,68									
22	Подача бетону до місця укладання бетононасосом	100 м3	16,80	106,97	42,79	40		14,65			5	1	8	Бетононасос Вр-80
23	Розпалублення колон	1 м2	1072,00	113,77	22,75	20					5	1	4	
24	Встановлення опалубки перекриттів	1 м2	3960,00		168,10									
25	Встановлення арматурних сіток і каркасів в перекриттях	1 т	316,80	102,21	36,31	200					20	1	10	
26	Укладання бетону в перекриття	1 м3	792,00	107,40	77,33	72					12	1	6	Бетононасос Вр-80



43	Влаштування керамзитобетонної стяжки	100 м2	42,12	108,01	77,76	72			18	1	4	
44	Влаштування цементно-піщаної стяжки	100 м2	43,56	105,60	71,81	68			17	1	4	
45	Укладання керамогранітних плиток	1 м2	396,00	104,45	25,07	24			6	1	4	
46	Укладка щитового паркета на клею	1 м2	342,00	105,24	12,63	12			6	1	2	
47	Укладання лінолеуму на клею	1 м2	3618,00	100,73	90,65	90			10	1	9	
48	Заповнення віконних прорізів	100 м2	3,70	100,36	10,04	10	5,52		5	1	2	KC-25
49	Заповнення дверних прорізів	100 м2	3,11	103,11	9,28	9	3,80		4,5	1	2	KC-25
50	Скління віконних і дверних заповнень прорізів склом (4 мм)	100 м2	3,30	100,70	8,06	8			4	1	2	
51	Оштукатурювання стін і перегородок	100 м2	84,40	103,69	259,23	250			25	1	10	
52	Шпакатурна обробка стель	1 м2	396,00	104,14	16,66	16			4	1	4	
53	Шпатлювання стель	100 м2	3,96	101,54	9,14	9			3	1	3	
54	Фарбування стель водоемульсійними складами	100 м2	3,96	104,45	3,13	3			1	1	3	
55	Обклеювання стін шпалерами	100 м2	48,80	102,43	61,46	60			15	1	4	
56	Фарбування стін водоемульсійними складами	100 м2	24,40	105,11	15,77	15			5	1	3	
57	Облицювання стін керамічними плитками	1 м2	1120,00	105,34	143,27	136			17	1	8	
58	Влаштування підвісних стель типу "Армстронг"	10 м2	367,40	102,43	147,49	144			24	1	6	

59	Облицювання стель гіпсокартонними листами по металевому каркасу	1 м2	286,00	109,64	16,45	15		5	1	3	
60	Декоративна обробка фасадів	1 м2	1990,00	109,65	122,80	112		14	1	8	
					2791,8	2673,0					
	<b>Спеціальні роботи</b>										
61	Опалення	%	8,00	103,40	223,34	216		36	1	6	
62	Вентиляція	%	7,00	101,78	195,42	192		24	1	8	
63	Водопостачання	%	6,00	107,38	167,51	156		26	1	6	
64	Каналізація	%	4,00	103,40	111,67	108		18	1	6	
65	Електроmontажні роботи	%	8,00	103,40	223,34	216		54	1	4	
66	Слабкострумні мережі і пристрої (телебачення, радіофікація, телефонія)	%	2,00	107,38	55,84	52		13	1	4	
67	Благоустрій території	%	5,00	102,64	139,59	136		17	1	8	
68	Невраховані роботи	%	2	103,40	55,84	54		27	1	2	
	<b>Разом</b>			104,24	3964,3	3803,0	47,55				

# **Розділ VI**

**Економіка будівництва**

## ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Найменування об'єкту будівництва: Проектування будівництва односекційної громадської будівлі з залізобетонним каркасом та дослідженням опору стиснутих залізобетонних конструкцій динамічним впливам

Будівництво розташоване на території: м. Кривий Ріг.

Договірна ціна складена відповідно до "Настанови з визначення вартості будівництва", Наказ від 1.11.2021 №281, в поточних цінах станом на 26 листопада 2024 р.

Кошторисна документація складена з застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи;
- Ресурсних елементних кошторисних норм на монтажні роботи;
- Ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно-будівельні роботи;
- Ресурсних елементних кошторисних норм на пусконаладжувальні роботи;
- Ресурсних кошторисних норм експлуатації будівельних машин та механізмів.

Вартість матеріальних ресурсів прийнята за даними замовника, вартість машино-години машин та механізмів за усередненими даними Мінрегіону України.

Поточні ціни на матеріально-технічні ресурси, які відсутні в даних замовника, приймалися за ціновими даними виробників.

\*

Загальновиробничі витрати розраховані у відповідності з усередненими показниками (Настанова, Додаток 18, Наказ від 1.11.2021 №281)

Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:

1. Будівельні, монтажні і ремонтні роботи - 13 707,89 грн. за 174,67 години за розрядом 3,8
2. ЗП робітників, зайнятих на керуванні та обслуговуванні машин - 13 707,89 грн. за 174,67 години за розрядом 3,8

При складанні розрахунків прийняті наступні показники та нарахування:

1. Податок на додану вартість (ПДВ)

<b>Загальна вартість будівництва</b>	<b>127455.692</b>	<b>тис. грн.</b>
в тому числі:		
будівельних робіт	105741,482	тис. грн.
інші витрати	21714,20	тис. грн.
в тому числі:		
податок на додану вартість (ПДВ)	21242,615	тис. грн.
Кошторисні трудовитрати	91,82329	тис. люд.г.
Кошторисна заробітна плата	9046,648	тис. грн.

## ЗАТВЕРДЖЕНО

Зведений кошторисний розрахунок в сумі  
В тому числі зворотних сум

127 455,892 тис. грн  
230,661 тис. грн

**ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК  
ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА № 1**

Проектування будівництва односекційної громадської будівлі з залізобетонним каркасом та дослідженням опору стиснутих залізобетонних конструкцій динамічним впливам  
(найменування об'єкта будівництва)

Складений в поточних цінах станом на 26 листопада 2024 р.

№ Ч.ч.	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис. грн.			
			будівельних	установка, 5	інших	загальна
1	2	3	4	5	6	7
<b>Глава 2. Об'єкти основного призначення</b>						
1	02-001	Об'єкт основного призначення	102 515,880			102 515,880
		Разом за главою № 2	102 515,880			102 515,880
		Разом за главами № 1 - 7	102 515,880			102 515,880
<b>Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди</b>						
2	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на введення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	1 537,738			1 537,738
		Разом за главою № 8	1 537,738			1 537,738
		В т.ч. зворотні суми				230,661
		Разом за главами № 1 - 8	104 053,618			104 053,618
		В т.ч. зворотні суми				230,661

		<b>Разом за главами № 1 - 12</b>	104 053,618			104 053,618
		В т.ч. зворотні суми				230,661
	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова )	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./лод.-г.)	1 687,864			1 687,864
	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова )	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./лод.-г.)			471,585	471,585



		<b>Разом за главою № 2</b>	102 515,880			102 515,880
		<b>Разом</b>	105 741,482		471,595	106 213,077
		Податок на додану вартість			21 242,615	21 242,615
		<b>Всього по зведеному кошторисному розрахунку</b>	105 741,482		21 714,210	127 455,692
		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	230,661			230,661
		Податок на додану вартість			46,132	46,132
		<b>Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ</b>	230,661		46,132	276,793

**Проектування будівництва одноступінчастої громадської будівлі з залізобетонним каркасом та дослідженням опору стиснутих залізобетонних конструкцій динамічним впливам**  
*(найменування об'єкта будівництва)*

Об'єктний кошторис в сумі 102 515,880 тис. грн.

**Об'єктний кошторис № 02-001**

на будівництво

**Об'єкт основного призначення**

*(найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)*

Кошторисна вартість 102 515,880 тис. грн.

Кошторисна трудомісткість 91,82329 тис. люд.-год

Кошторисна заробітна плата 9 046,648 тис. грн.

Складений в поточних цінах станом на 26 листопада 2024 р.

№ Ч.ч.	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Кошторисна трудо-місткість, тис. люд.год	Кошторисна заробітна плата, тис.грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	02-001-001	Загальнобудівельні роботи	49 604,850		49 604,850	88,37329	7 406,648	
2	02-001-002	Сантехнічні роботи	3 401,030		3 401,030	2,40000	1 030,000	
3	02-001-003	Електротехнічні роботи	45 870,000		45 870,000	0,63000	370,000	
4	02-001-004	Монтаж обладнання	3 640,000		3 640,000	0,42000	240,000	
		<b>Всього по кошторису</b>	<b>102 515,880</b>		<b>102 515,880</b>	<b>91,82329</b>	<b>9 046,648</b>	

Склав Степанов С.О.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Замовник:	ПАТ "АрселорМіттал Кривий Ріг" (назва організації)
Підрядник:	ООО "Прометей" (назва організації)

## ДОГОВІРНА ЦІНА № 1

на будівництво Проектування будівництва односекційної громадської будівлі з залізобетонним каркасом та дослідженням опору стиснутих залізобетонних конструкцій динамічним впливам

(найменування об'єкта будівництва, черги, пускового комплексу, будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

що здійснюється в 2025\_ році

Вид договірної ціни: "тверда"

Договір №\_1\_ від 26.11.2024

Визначена згідно з Настановою, Наказ від 1.11.2021 №281

Складена в поточних цінах станом на 26 листопада 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування	Найменування витрат	Вартість, тис.грн.		
			Всього	у тому числі:	
				будівельних робіт	інших витрат
1	2	3	4	5	6
1	Розрахунок №1-1	<b>Розділ I. Будівельні роботи</b> Прямі витрати у тому числі Заробітна плата будівельників, монтажників Вартість матеріальних ресурсів Вартість експлуатації будівельних машин	99 019,225	99 019,225	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	3 496,655	3 496,655	
3		Всього прями і загальновиробничі витрати	102 515,880	102 515,880	
4	Розрахунок №2 (Додаток 8, Настанова п.25)	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	1 537,738	1 537,738	
		<b>Разом</b>	104 053,618	104 053,618	
5	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова )	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	1 687,864	1 687,864	
6	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова )	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	471,595		471,595
		<b>Разом по розділу I</b>	106 213,077	105 741,482	471,595
7		Податок на додану вартість	21 242,615		21 242,615
		<b>Всього по розділу I</b>	127 455,692	105 741,482	21 714,210
8		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	230,661	230,661	
9		Податок на додану вартість	46,132		46,132
10		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	276,793	230,661	46,132
11		<b>Розділ II. Устаткування</b> Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		
12		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		<b>Разом по розділу II</b>	-		

1	2	3	4	5	6
13		Податок на додану вартість	-		
		<b>Всього по розділу II</b>	-		
		<b>Всього договірна ціна (р.I+р.II)</b>	127 455,692		

Проектування будівництва односекційної громадської будівлі з залізобетонним каркасом та дослідженням опору стиснутих залізобетонних конструкцій динамічним впливам  
(найменування об'єкта будівництва)

### Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 02-001-001

на Загальнобудівельні роботи. Об'єкт основного призначення

(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА: Кошторисна вартість 49 604,850 тис. грн.  
креслення(специфікації)№ Кошторисна трудомісткість 88,37329 тис. люд.-год  
Кошторисна заробітна плата 7 406,648 тис. грн.  
Середній розряд робіт 3,6 розряд

Складений в поточних цінах станом на 26 листопада 2024 р.

№ Ц.ч.	Обрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати гурда робітників, люд.-год. не зайнятих обслугову- ванням машин	
					Всього	експлуа- тації машин	Всього	заробітної плати	експлуа- тації машин	в тому числі заробітної плати	тих, що обслуговують машини
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<b>Розділ № 1 Земляні роботи</b>											
1	КБ1-30-2	Планування площ бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] за 1 прохід	1000м2 спланованої поверхні за 1 прохід бульдозеру	1,62	562,29	562,29	911	-	911	-	-
					-	107,86			175	1,0296	1,67
2	КБ1-24-1	Зрізання рослинного шару бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м. група ґрунтів 1	1000 м3 ґрунту	0,243	9 174,06	9 174,06	2 229	-	2 229	-	-
					-	1 917,76			466	21,5817	5,24
3	КБ1-24-9	Додавати на кожні наступні 10 м переміщення ґрунту [понад 10 м] бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] , група ґрунтів 1	1000 м3 ґрунту	0,243	16 988,19	16 988,19	4 128	-	4 128	-	-
					-	3 551,24			863	39,9642	9,71
4	КБ1-13-1	Розроблення ґрунту у відвал	1000 м3	0,986	19 409,46	18 791,27	19 138	610	18 528	9,5400	9,41

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		екскаваторами 'Драглайн' або 'зворотна лопата' з ковшом місткістю 0,4 [0,3-0,45] м <sup>3</sup> , група ґрунтів 1	ґрунту		618,19	5 379,13			5 304	58,9016	58,08
5	КБ1-18-1	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобіль-самоскиди екскаваторами однокочшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 0,4 [0,35-0,45] м <sup>3</sup> , група ґрунтів 1	1000 м <sup>3</sup> ґрунту	4,01	34 886,18 1 564,27	33 321,91 8 797,22	139 894	6 273	133 621 35 277	24,1400 96,3391	96,80 388,73
6	СЗ11-6-1	Перевезення ґрунту до 6 км (без урахування вартості навантажувальних робіт)	т	8 421,0	69,00	69,00	581 049	-	581 049	-	-
7	КБ1-164-1	Розробка ґрунту вручну в траншеях глибиною до 2 м без криплень з укосами, група ґрунтів 1	100м <sup>3</sup> ґрунту	0,99	12 710,02 12 710,02	- -	12 583	12 583	- -	200,6000	198,59
8	КБ1-27-1	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 1	1000 м <sup>3</sup> ґрунту	0,986	6 443,23	6 443,23	6 353	-	6 353	-	-
9	КБ1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100 м <sup>3</sup> ущільненого ґрунту	9,86	2 677,37 1 306,50	1 370,87 401,61	26 399	12 882	13 517 3 960	18,3600 5,1175	181,03 50,46
		<b>Разом прямих витрат по розділу № 1</b>			792 684	32 348	760 336	485,83	1 463,57		
		Разом прямих витрати по розділу в тому числі:				ґрн.	792 684				
		вартість ЕММ				ґрн.	760 336				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				ґрн.	130 404				
		заробітна плата робітників				ґрн.	32 348				
		всього заробітна плата				ґрн.	162 752				
		Загальновиробничі витрати				ґрн.	88 436				
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люд-г					233,93
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				ґрн.	29 137				
		<b>Всього по розділу</b>				ґрн.	881 120				
		Кошторисна трудоємність				люд-г					2 183,33
		Кошторисна заробітна плата				ґрн.	191 889				
		<b>Розділ № 2 Фундаменти, стіни підвалу</b>									
10	КБ6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м <sup>3</sup>	0,496	292 517,14	2 455,11	145 089	5 081	1 218	150,7000	74,75

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
11	КБ6-1-16	Улаштування фундаментних ростверків залізобетонних плоских	бетону, буюбетону і залізобетону в ділі 100м3 бетону, буюбетону і залізобетону в ділі	2,04	338 025,11 18 436,39	8 992,83 2 923,64	689 571	37 610	18 345 5 964	249,4100 32,7235	508,80 66,76	
12	П160-17	Арматура	т	16,524	31 000,00		512 244					
13	КБ6-1-23	Улаштування стрічкових фундаментів залізобетонних, при ширині по верху понад 1000 мм	100м3 бетону, буюбетону і залізобетону в ділі	1,643	347 820,67 23 938,99	9 997,55 3 075,07	571 469	39 332	16 426 5 052	323,8500 34,3669	532,09 56,46	
14	П160-17	Арматура	т	10,844	31 000,00		336 164					
15	КБ6-13-8	Улаштування стін підвалів і підірних стін залізобетонних висотою понад 3 м до 6 м, товщиною понад 500 мм до 1000 мм	100 м3 залізобетона в ділі	2,38	360 867,20 42 662,93	18 349,05 6 298,82	858 864	101 538	43 671 14 991	577,1500 70,2011	1 373,62 167,08	
16	П160-17	Арматура	т	18,579	31 000,00		575 949					
17	КБ8-3-7	Гідроізоляція стін, фундаментів бокова обмазувальна бітумна в 2 шари по вирівненій поверхні буютового мурування, цеглі, бетону	100 м2 поверхні, що ізолюється	7,57	14 864,44 2 661,24	-	112 524	20 146	-	33,5000	253,60	
18	П2016-8015	Грунтовка (бітум розрізнений)	т	0,6056	20 094,00		12 169					
<b>Разом прямих витрат по розділу № 2</b>							3 814 043	203 707	79 660		2 742,86	
Разом прями витрати по розділу в тому числі:							грн.	3 814 043		26 483		295,59
вартість матеріалів, виробів і комплектів							грн.	3 530 676				
вартість ЕММ							грн.	79 660				
в т.ч. заробітна плата в ЕММ							грн.	26 483				
заробітна плата робітників							грн.	203 707				
всього заробітна плата							грн.	230 190				
Загальновиробничі витрати							грн.	132 403				
трудомісткість в загальновиробничих витратах							люди-г					364,61
заробітна плата в загальновиробничих витратах							грн.	45 395				
<b>Всього по розділу</b>							грн.	3 946 446				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		Кошторисна трудомісткість				люд-г						3 403,06
		Кошторисна заробітна плата				грн.		275 585				
		<b>Розділ № 3 Каркас</b>										
19	КБ6-15-1	Улаштування колон цивільних будівель	100 м <sup>3</sup> залізобетона в ділі	16,8	577 596,94	131 756,86	9 703 629	1 866 962	2 213 515	1 432,4400	24 064,99	
					111 128,70	49 234,03			827 132	547,2600	9 193,97	
20	ПШ60-17	Арматура	т	7,16	31 000,00		221 960					
21	КБ6-22-1	Улаштування перекриттів безбалкових товщиною до 200 мм, на висоті від опорної площадки до 6 м	100 м <sup>3</sup> залізобетону в ділі	7,92	495 055,54	16 304,41	3 920 840	571 698	129 131	964,7700	7 640,98	
					72 184,09	6 026,18			47 727	67,3508	533,42	
22	ПШ60-17	Арматура	т	316,8	31 000,00		9 820 800					
23	КБ6-18-7	Улаштування балок із жорсткою арматурою при висоті балок до 900 мм	100 м <sup>3</sup> залізобетону	0,68	495 241,64	23 106,45	336 764	67 013	15 712	1 285,2000	873,94	
					98 549,14	7 871,06			5 352	81,6156	59,58	
24	ПШ60-17	Арматура	т	4,08	31 000,00		126 480					
25	КБ6-18-8	Улаштування сходів	100 м <sup>3</sup> залізобетону	0,24	441 325,81	20 277,62	105 918	16 659	4 867	905,2000	217,25	
					69 410,74	7 331,80			1 760	81,5282	19,57	
26	ПШ60-17	Арматура	т	36,2	31 000,00		1 122 200					
		<b>Разом прямих витрат по розділу № 3</b>					25 358 591	2 522 332	2 363 225		32 797,16	
		Разом прямих витрати по розділу в тому числі:							881 971		9 806,54	
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	25 358 591					
		вартість ЕММ				грн.	20 473 034					
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.	2 363 225	881 971				
		заробітна плата робітників				грн.		2 522 332				
		всього заробітна плата				грн.		3 404 303				
		Загальновиборнічі витрати				грн.	1 897 712					
		трудомісткість в загальновиборнічих витратах				люд-г					5 112,45	



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		636 499			
		<b>Всього по розділу</b>				грн.	27 256 303				47 716,15
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					
		Кошторисна заробітна плата				грн.		4 040 802			
		<b>Розділ № 4 Стіни</b>									
27	КБ8-12-1	Конструкції з пінобетонних блоків. Мурування зовнішніх стін простих при висоті поверху до 4 м	1м3 мурування	1 042,0	1 085,46	127,36	1 131 049	480 091	132 709	6 0800	6 335,36
28	ПШ71-807	Пінобетонні блоки	1000шт	203,19	-	52,67	-		54 882	0,5848	609,36
29	КБ8-6-5	Мурування перегородок неармованих товщиною в 1/2 цегли при висоті поверху до 4 м	100 м2 перегородок [з відрахування м прорізів]	3,6	23 239,01	1 249,88	83 660	53 394	4 500	191,1800	688,25
30	С1422-10960	Цегла керамична однарна порожниста ефективна, розміри 230x120x65 мм, марка М100	1000шт	18,144	8 609,86		156 217		1 861	5,7392	20,66
31	КБ7-11-1	Укладання перемичок масою від 0,3 до 0,7 т при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5 т	100 шт збірних конструкцій	3,6	26 257,60	17 059,72	94 527	30 990	61 415	117,8900	424,40
32	ПШ71-83	Збірні залізобетонні конструкції	шт	360,0	11 200,00		4 032 000		22 484	72,5867	261,31
33	КБ15-78-1	Утеплення фасадів мінеральними плитами товщиною 100 мм з опорядженням декоративним розчином. Стіни і ладкі	100 м2 поверхні опорядження	19,9	70 051,28	-	1 394 020	718 951	-	417,8600	8 315,41
34	П2016-2179	Фарба акрилова фасадна Ceresit СТ 42	кг	999,98	250,00		249 995				
35	П2016-2178	Штукатурка акрилова Ceresit СТ 64	кг	5 373,0	90,00		483 570				
		<b>Разом прямих витрат по розділу № 4</b>					7 625 038	1 283 426	198 624		15 763,42
		Разом прямих витрати по розділу				грн.	7 625 038		79 227		891,33
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	6 142 988				
		вартість ЕММ				грн.	198 624				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		79 227			
		заробітна плата робітників				грн.		1 283 426			
		всього заробітна плата				грн.		1 362 653			
		Загальновиробничі витрати				грн.	749 283				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г					1 998,58

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		заробітна плата в загальновиrobничих витратах				грн.		248 820			
		<b>Всього по розділу</b>				грн.	8 374 321				18 653,33
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					
		Кошторисна заробітна плата				грн.	1 611 473				
		<b>Розділ № 5 Покрівля</b>									
36	КБ12-20-1	Улаштування пароізоляції обклеювальної поверхні, що ізолюється	100 м2	11,25	17 821,40	147,33	200 491	21 622	1 657	24 4900	275,51
					1 921,98	45,67			514	0,4915	5,53
37	КБ12-19-2	Утеплення покриттів керамзитом	1 м3	225,0	2 196,97	313,48	494 318	61 016	70 533	4 2800	963,00
					271,18	92,94			20 912	1,0143	228,22
38	КБ12-18-3	Утеплення покриттів політами з мінеральної вати або перліту на бітумній мастичі в один шар	100 м2	11,25	18 121,75	526,19	203 870	56 902	5 920	63,6700	716,29
					5 057,94	171,39			1 928	1,8756	21,10
39	Ш 71-524	Плити теплоізоляційні	м2	1 158,75	89,00		103 129				
40	КБ12-22-1	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100 м2	11,25	9 682,40	1 892,66	108 927	27 779	21 292	38,3900	431,89
					2 469,24	589,71			6 634	6,4686	72,77
41	КБ12-2-1	Улаштування покрівель плоских чотирьохових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній мастичі	100 м2	11,25	34 619,48	671,47	389 469	26 575	7 554	30,1000	338,63
					2 362,25	216,43			2 435	2,3651	26,61
42	Ш 71-900	Матеріали рулонні покрівельні	м2	5 174,97	60,00		310 498				
		<b>Разом прямих витрат по розділу № 5</b>					1 810 702	193 894	106 956		2 725,32
		Разом прямих витрати по розділу в тому числі:				грн.	1 810 702		32 423		354,23
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	1 509 852				
		вартість ЕММ				грн.	106 956				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		32 423			
		заробітна плата робітників				грн.		193 894			
		всього заробітна плата				грн.		226 317			
		Загальновиrobничі витрати				грн.	132 564				
		трудомісткість в загальновиrobничих витратах				люд-г					369,56
		заробітна плата в загальновиrobничих витратах				грн.	46 011				
		<b>Всього по розділу</b>				грн.	1 943 266				
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					3 449,11
		Кошторисна заробітна плата				грн.	272 328				
		<b>Розділ № 6 Прорізи</b>									
43	КБ10-20-2	Заповнення віконних прорізів готовими	100 м2	3,7	13 330,36	863,23	49 322	45 801	3 194	149,5000	553,15

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
44	П2016-2245	блоками площею до 2 м <sup>2</sup> з металопластику в кам'яних стінах житлових і громадських будівель	прорізів		12 378,60	552,56			2 044		24,00
45	КБ9-61-10	Блоки віконні металопластикові Монтаж дверей	м <sup>2</sup> 1т конструкцій	370,0 0,8	3 100,00 7 010,42	1 512,34	1 147 000 5 608	3 526	1 210	56,1600	44,93
46	П171-663	Стальні конструкції	т	0,8	4 407,44	273,74	17 520		219	3,2860	2,63
47	КБ10-28-1	Заповнення верхніх прорізів готовими дверними блоками площею до 2 м <sup>2</sup> з металопластику у кам'яних стінах	100 м <sup>2</sup> прорізів	3,11	13 706,04	5 921,69	42 626	23 946	18 416	98,1100	305,12
48	П2016-951	Дверні блоки з металопластику	м <sup>2</sup>	311,0	7 699,67	1 533,41	964 100		4 769	14,8500	46,18
		<b>Разом прямих витрат по розділу № 6</b>					2 226 176	73 273	22 820		903,20
		Разом прямих витрати по розділу в тому числі:				грн.	2 226 176		7 032		72,81
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	2 130 083				
		вартість ЕММ				грн.	22 820				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		7 032			
		заробітна плата робітників				грн.		73 273			
		всього заробітна плата				грн.		80 305			
		Загальновиробничі витрати				грн.	44 015				
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люд-г					117,13
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		14 581			
		<b>Всього по розділу</b>				грн.	2 270 191				
		Кошторисна трудоємність				люд-г					1 093,14
		Кошторисна заробітна плата				грн.		94 886			
		<b>Розділ № 7 Підлоги</b>									
49	КБ11-8-3	Улаштування тепло- і звукоізоляції застїнон керамзитонон	1 м <sup>3</sup> ізоляції	842,4	2 188,44	98,10	1 843 542	3 10 382	82 639	5,4200	4 565,81
50	КБ11-11-1	Улаштування стяжок цементних з розчиннон товщиною 20 мм	100 м <sup>2</sup> стяжки	43,56	368,45 10 991,80	56,01 100,45	478 803	174 360	4 183 4 376	0,6801 56,2500	572,92 2 450,25
51	КБ11-28-2	Улаштування покриттів із плиток керамчних багатокольорових	100 м <sup>2</sup> покриття	3,96	4 002,75 36 790,89	85,48 142,81	145 692	46 950	3 724 566	1,0323 160,3900	44,97 635,14
52	КБ11-37-1	Улаштування покриттів з щитів паркетних	100 м <sup>2</sup> покриття	3,42	11 856,03 289 199,88	103,21 55,09	989 064	24 947	409 188	1,2489 89,4600	4,95 305,95
53	КБ11-39-2	Улаштування покриттів з лінолеуму полівинїлхлоридного на клеї КН-2	100 м <sup>2</sup> покриття	36,18	7 294,57 8 919,07	46,87 6,48	322 692	152 961	160 234	0,5661 55,7900	1,94 2 018,48
54	П2016-3004	Лінолеум полівинїлхлоридний	м <sup>2</sup>	3 690,36	4 227,77 190,00	5,51	701 168		199	0,0666	2,41

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		<b>Разом прямих витрат по розділу № 7</b>					4 480 961	709 600	88 003		9 975,63
		Разом прямі витрати по розділу в тому числі:				грн.	4 480 961		51 675		627,19
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	3 683 358				
		вартість ЕММ				грн.	88 003				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		51 675			
		заробітна плата робітників				грн.		709 600			
		всього заробітна плата				грн.		761 275			
		Загальновиробничі витрати				грн.	452 241				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г					1 272,35
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		158 410			
		<b>Всього по розділу</b>				грн.	4 933 202				
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					11 875,17
		Кошторисна заробітна плата				грн.	919 685				
		<b>Разом прямих витрат по кошторису</b>					46 108 195	5 018 580	3 619 624		65 393,42
		Разом прямі витрати				грн.	46 108 195		1 209 215		13 511,26
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	37 469 991				
		вартість ЕММ				грн.	3 619 624				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		1 209 215			
		заробітна плата робітників				грн.		5 018 580			
		всього заробітна плата				грн.		6 227 795			
		Загальновиробничі витрати				грн.	3 496 655				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г					9 468,61
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		1 178 853			
		<b>Всього по кошторису</b>				грн.	49 604 850				
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					88 373,29
		Кошторисна заробітна плата				грн.	7 406 648				

Склад

Степанов С.О.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Проектування будівництва односекційної громадської будівлі з залізобетонним каркасом та дослідженням опору стиснутих залізобетонних конструкцій динамічним впливам

(найменування об'єкта будівництва)

### Підсумкова відомість ресурсів

№ п/п	Шифр ресурсу	Найменування	Одиниця виміру	Кількість	Поточна ціна за одиницю, грн.	у тому числі:			Обрунтування ціни
						відпускна ціна, грн.	трансп. складова, грн.	загот. складські витрати, грн.	
1	2	3	4	5	6/7	8/9	10/11	12/13	14
<b>I. Витрати труда</b>									
1	1	Витрати труда робітників-будівельників	люд.год.	65 393,42	76,74	-	-	-	-
2		Середній розряд робіт, що виконуються робітниками-будівельниками	розряд	3,60	-	-	-	-	-
3	3	Витрати труда робітників, зайнятих керуванням та обслуговуванням машин	люд.год.	12 576,53	89,5465	-	-	-	-
4		Середній розряд ланки робітників, зайнятих керуванням та обслуговуванням машин	розряд	4,80	-	-	-	-	-
5	3	Витрати труда робітників, зайнятих на керуванні та обслуговуванні автотранспорту при перевезенні ґрунту і будівельного сміття	люд.год.	934,73	88,8289	-	-	-	-
6		Витрати труда робітників, заробітна плата яких передбачена в загальновиробничих витратах	люд.год.	9 468,61	124,5012	-	-	-	-
7		Витрати труда робітників, заробітна плата яких передбачена в витратах на тимчасові будівлі та споруди	люд.год.	1 377,35	-	-	-	-	-
8		Разом загальна кошторисна трудомісткість	люд.год.	93 200,64	93,5224	-	-	-	-
9		Середній розряд робіт	розряд	3,60	-	-	-	-	-
<b>II. Будівельні машини та механізми</b>									
1	КЕМ201-12	Автомобілі бортові, вантажопідйомність 5 т	маш.год	107,691	345,16	-	-	-	-
2	КЕМ203-101	Автовантажувачі, вантажопідйомність 5 т	маш.год	131,81023	37 171	-	-	-	-
3	КЕМ210-1207	Агрегати електронасосні з регулюванням подачі вручну для будівельних розчинів, подача 2 м <sup>3</sup> /год, напір 150 м	маш.год	40,725	489,95	-	-	-	-
					64 580	-	-	-	-
					22,11	-	-	-	-
					900	-	-	-	-

4	КБМ207-148	Бульдозери, потужність 59 кВт [80 к.с.]	маш год	93,39413	548,36	-	-	-
5	КБМ207-149	Бульдозери, потужність 79 кВт [108 к.с.]	маш год	1,2636	51 214 720,89	-	-	-
6	КБМ233-261	Верстат трубозгинальний гідравлічний	маш год	168,3768	911 17,18	-	-	-
7	КБМ206-246	Екскаватори одноковшеві дизельні на гусеничному ході, місткість ковша 0,4 м3	маш год	250,86288	2 893 453,02	-	-	-
8	КБМ205-101	Компресори поресувні з двигуном внутрішнього згоряння, тиск до 686 кПа [7 ат], продуктивність 2,2 м3/хв	маш год	43,877	113 646 308,06	-	-	-
9	КБМ202-130	Крани баштові, вантажопідйомність 10 т	маш год	101,1738	13 517 374,34	-	-	-
10	КБМ202-128	Крани баштові, вантажопідйомність 5 т	маш год	687,7165	37 873 296,18	-	-	-
11	КБМ202-129	Крани баштові, вантажопідйомність 8 т	маш год	6 427,36876	203 688 352,24	-	-	-
12	КБМ202-1104	Крани на автомобільному ході при роботі на монтажні технологічного устаткування, вантажопідйомність 16 т	маш год	0,192	2 263 976 787,18	-	-	-
13	КБМ202-1141	Крани на автомобільному ході, вантажопідйомність 10 т	маш год	103,3515	151 598,15	-	-	-
14	КБМ203-1090	Підйомні вантажопасажирські, вантажопідйомність 0,8 т	маш год	19,832	61 820 161,05	-	-	-
15	КБМ203-1080	Підйомні щоглові будівельні, вантажопідйомність 0,5 т	маш год	469,7838	3 194 108,01	-	-	-
16	КБМ233-345	Прес-ножиці комбіновані	маш год	276,09786	50 741 97,78	-	-	-
17	КБМ204-502	Установка для зварювання ручного дугового [постійного струму]	маш год	2 412,9613	26 997 43,64	-	-	-
18	*С311-6-1	Перевезення ґрунту до 6 км (без урахування вартості навантажувальних робіт)	т	8 421,0	105 302 69,00	-	-	-
		Разом:	грн.	-	3 619 623	-	-	-
<b>III. Механізований інструмент</b>								
1	КБМ270-106	Апарат для газового зварювання і різання	маш год	3,12				
2	КБМ211-101	Бадні, місткість 2 м3	маш год	1 892,611				
3	КБМ270-117	Вібратори глибокі	маш год	1 414,3409				
4	КБМ270-116	Вібратори поверхневі	маш год	500,1468				
5	КБМ270-115	Дрилі електричні	маш год	440,7074				
6	КБМ200-40	Котел електричний бітумний, місткість 1 м3	маш год	174,0375				
7	КБМ203-403	Лебідки електричні, тягове зусилля до 19,62 кН [2 т]	маш год	11,136				
8	КБМ203-401	Лебідки електричні, тягове зусилля до 5,79 кН [0,59 т]	маш год	406,358				

9	КБМ270-241	Машина паркетно-шліфувальна	маш.год	23,94								
10	КБМ270-122	Машини паркетно-стругальні	маш.год	6,156								
11	КБМ270-135	Перфоратори електричні	маш.год	567,739								
12	КБМ270-90	Пилка дискова електрична	маш.год	6,84								
13	КБМ270-236	Пилосос промисловий	маш.год	10,944								
14	КБМ204-1100	Термопенали з масою завантажувальних електродів не більше 5 кг	маш.год	12,112								
15	КБМ233-1100	Трамблєки пневматичні при роботі від компресора	маш.год	176,001								
16	КБМ270-119	Шуруповерти	маш.год	39,59								
		Разом вартість ресурсів, складених механізованим інструментом і врахованих в вартості матеріалів	грн.	-	34 035							
<b>IV. Будівельні матеріали, виробі та конструкції</b>												
1	*П160-17	Арматура	Т	410,187	31 000,00	-	-	-	-	-	-	-
2	C111-78	Бітуми нафтові покрівельні, марка БНК-45/180	Т	0,5625	26 542,41	25 477,36	544,61	520,44	520,44	30,0 км		
3	*П2016-2245	Блоки віконні металопластикові	м2	370,0	14 930	14 331	306	293	293			
4	C111-1848	Болти будівельні з гайками та шайбами	Т	0,035224	1 147 000	161 912,84	301,68	3 244,29	3 244,29	30,0 км		
5	C111-98	Болти із шестигранною головкою оцинковані, діаметр різьби 12-[14] мм	Т	0,000352	5 828	5 703	11	114	114	30,0 км		
6	C112-23	Бруски обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 40-75 мм, I сорт	м3	0,000824	83 824,40	81 841,99	338,79	1 643,62	1 643,62	30,0 км		
7	C112-25	Бруски обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 40-75 мм, III сорт	м3	0,119	30	29	-	1	1	30,0 км		
8	C111-253	Вапно будівельне негашене грудкове, сорт 1	Т	0,843202	11 217,31	10 773,90	223,46	219,95	219,95	30,0 км		
9	C142-10-2	Вода	м3	229,021743	7 278,80	6 912,62	223,46	142,72	142,72	30,0 км		
10	C111-322	Гас для технічних цілей, марка КГ-1, КГ-2	Т	1,3275	866	823	27	17	17	30,0 км		
11	C1423-11220	Гравий керамзитовий фракції 20-40 мм, марка М400	м3	1 158,39	11 048,03	10 377,68	453,72	216,63	216,63	30,0 км		
12	*П2016-8015	Грунтовка (бітум розріджений)	Т	0,6056	9 316	8 750	383	183	183			
13	C111-1624-2	Грунтовка глибокого проникнення	л	398,0	32,12	32,12000	-	-	-			
14	C1113-21	Грунтовка ГФ-021 червоно-коричнева	Т	0,000248	7 356	7 356	-	-	-			
					94 335,19	92 018,15	467,33	1 849,71	1 849,71	30,0 км		
					125 230	122 154	620	2 455	2 455	30,0 км		
					1 565,35	1 356,74	177,92	30,69	30,69	30,0 км		
					1 813 286	1 571 634	206 101	35 551	35 551			
					20 094,00	-	-	-	-			
					12 169	128,78	0,73	2,59	2,59	30,0 км		
					132,10	51 254	291	1 031	1 031			
					52 576	52 748,63	571,69	1 066,41	1 066,41	30,0 км		
					54 386,73	13	-	-	-			
					13	13	-	-	-			

15	*П2016-951	Двірні блоки з металопластику	М2	311,0	3 100,00	-	-	-	-
16	C112-73	Дошки необрізані з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, усі ширини, товщина 25 мм, III сорт	М3	0,01702	7 928,21	7 549,29	223,46	155,46	30,0 км
17	C112-53	Дошки обрізані з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 25 мм, III сорт	М3	20,4136	9 876,52	9 459,40	223,46	193,66	30,0 км
18	C112-56	Дошки обрізані з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 32,40 мм, II сорт	М3	20,16	12 547,53	12 078,04	223,46	246,03	30,0 км
19	C112-57	Дошки обрізані з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 32,40 мм, III сорт	М3	0,7168	9 828,58	9 412,40	223,46	192,72	30,0 км
20	C112-61	Дошки обрізані з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 44 мм і більше, III сорт	М3	24,47927	9 034,23	8 633,63	223,46	177,14	30,0 км
21	C111-1608	Дрантя	кг	27,802	27,96	26,67	0,74	0,55	30,0 км
22	C111-816	Дріт сталевий низьковуглецевий різного призначення світлий, діаметр 1,1 мм	Т	1,435563	62 293,37	60 806,14	265,79	1 221,44	30,0 км
23	C111-818-1	Дріт сталевий низьковуглецевий різного призначення світлий, діаметр 4,0 мм	Т	0,2093058	30 458,83	29 595,81	265,79	597,23	30,0 км
24	C111-1504	Електроди, діаметр 2 мм, марка Э42	Т	0,00032	130 852,45	127 941,88	344,84	2 565,73	30,0 км
25	C111-1513	Електроди, діаметр 4 мм, марка Э42	Т	2,014584	92 479,34	90 321,18	344,84	1 813,32	30,0 км
26	C111-1514	Електроди, діаметр 4 мм, марка Э42А	Т	0,0048	103 066,52	100 700,77	344,84	2 020,91	30,0 км
27	*П71-83	Збірні залізобетонні конструкції	шт	360,0	11 200,00	-	-	-	-
28	C1537-97	Канат подвійного звивання, тип ТК, оцинкований, з дроту марки В, маркувальна група 1770 Н/мм <sup>2</sup> , діаметр 5,5 мм	10м	0,01496	382,39	366,38	8,51	7,50	30,0 км
29	C111-309	Канати прядив'яні просочені	Т	0,00008	165 795,89	162 239,48	305,51	3 250,90	30,0 км
30	C111-797	Катанка гарячекатана у мотках, діаметр 6,3-6,5 мм	Т	0,000024	21 802,23	21 108,95	265,79	427,49	30,0 км
31	C111-324	Кисень технічний газоподібний	М3	1,56	62,92	56,06	5,63	1,23	30,0 км
32	*П2016-3004	Лінолеум полівинілхлоридний	М2	3 690,36	190,00	-	-	-	-
33	C111-594	Мастика бітумна покрівельна гаряча	Т	15,71625	30 169,71	29 119,89	458,26	591,56	30,0 км
34	C111-609	Мастика клеточа каучукова КН-2	кг	1 881,36	89,32	87,06	0,51	1,75	30,0 км
35	C111-612	Мастика морозостійка бітумно-масляна МБ-50	Т	1,8168	50 835,02	49 325,55	512,70	996,77	30,0 км



36	*Ш71-900	Матеріали рулонні покрівельні	М2	5 174,97	92 357	89 615	931	1 811
					60,00	-	-	-
					3 10 498			
37	С111-1604	Папір шліфувальний	М2	251,48	243,99	239,16	0,05	4,78
38	Ш71-807	Пінобетонні блоки	1000шт	203,19	61 359	60 144	13	1 202
39	*Ш71-524	Плити теплоізоляційні	М2	1 158,75	-	-	-	-
					89,00	-	-	-
					103 129			
40	С114-4-У	Плити теплоізоляційні із мінеральної вати на синтетичному зв'язувальному, марка М75	М3	212,93	2 696,28	2 601,78	41,63	52,87
					574 119	553 997	8 864	11 258
41	С111-1726	Плитки керамічні для підлог гладкі неглазуровані багатобарвні квадратні та прямокутні	М2	403,92	200,71	183,43	13,34	3,94
42	С1546-66	Пропан-бутан технічний	М3	0,472	81 071	74 091	5 388	1 591
					45,88	36,56	8,42	0,90
					22	17	4	-
43	С1425-11684	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М150	М3	111,2229	3 313,40	2 522,74	725,69	64,97
44	С1425-11681	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М50	М3	0,828	368 526	280 586	80 713	7 226
45	С1425-11687	Розчин готовий кладковий важкий цементно-вапняковий, марка М25	М3	177,14	2 921,88	2 138,90	725,69	57,29
					517 582	378 885	128 549	10 148
46	С1425-11688	Розчин готовий кладковий важкий цементно-вапняковий, марка М50	М3	8,28	3 107,72	2 321,09	725,69	60,94
47	С1113-156	Розчинник, марка Р-4	Т	0,000048	25 732	19 219	6 009	505
					99 144,96	96 629,25	571,69	1 944,02
					5	5	-	-
48	С111-856	Руберойд покрівельний з тилويدною засипкою РКП-350Б	М2	1 287,0	28,94	27,57	0,80	0,57
49	С111-1757	Рядно	М2	283,78	37 246	35 483	1 030	734
					48,35	47,26	0,14	0,95
50	*Ш71-663	Стальні конструкції	Т	0,8	13 721	13 411	40	270
					21 900,00	-	-	-
					17 520			
51	С1424-11621	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 10 до 20 мм	М3	803,88	3 027,59	2 176,57	791,66	59,36
					2 433 819	1 749 701	636 400	47 718
52	С1424-11612	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	М3	2 005,64	2 989,23	2 138,96	791,66	58,61
53	С1424-11600	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 40 мм	М3	166,7645	5 995 319	4 289 984	1 587 785	117 551
					2 902,02	2 053,46	791,66	56,90
					483 954	342 444	132 021	9 489
54	С1424-11608	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В3,5 [М50], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	М3	50,592	2 622,88	1 779,79	791,66	51,43
55	С1424-11598	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В7,5 [М100], крупність заповнювача більше 40 мм	М3	241,57	132 697	90 043	40 052	2 602
					2 655,98	1 812,24	791,66	52,08
					641 605	437 783	191 241	12 581

56	C111-1882	Тканина мішкова	10м2	27,1656	543,39	530,12	2,62	10,65	30,0 км
57	C1530-41	Труби напірні з поліетилену низького тиску, тип середній, зовнішній діаметр 25 мм	10м	25,466	14 762 238,48	14 401 232,70	71 1,10	289 4,68	30,0 км
58	*П2016-2179	Фарба акрилова фасадна Ceresit СТ 42	кг	999,98	6 073 250,00 249 995	5 926 -	28 -	119 -	30,0 км
59	C111-1833-4	Цвяхи будівельні 4,0x120 мм	т	1,595608	52 207,67	50 882,31	301,68	1 023,68	30,0 км
60	C111-175	Цвяхи будівельні з конічною головкою 4,0x100 мм	т	0,1040148	83 303 53 821,93	81 188 52 427,81	481 338,79	1 633 1 055,33	30,0 км
61	C111-179	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,6x50 мм	т	0,0000008	5 598 66 057,37	5 453 64 423,34	35 338,79	110 1 295,24	30,0 км
62	C111-181	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,8x60 мм	т	0,025308	1 60 335,09	1 58 813,26	- 338,79	- 1 183,04	30,0 км
63	C1422-10960	Цегла керамічна одинарна порожниста ефективна, розміри 250x120x65 мм, марка М100	1000шт	18,144	1 527 8 609,86	1 488 7 725,68	9 715,36	30 168,82	30,0 км
64	C111-1019	Швелери N 40 з гарячекатаного прокату із сталі вуглецевої звичайної якості, марка Ст0	т	0,001552	156 217 48 069,71	140 175 47 446,08	12 979 265,79	3 063 357,84	30,0 км
65	C111-1896	Шпаклівка полімерцементна	кг	68,742	75 13,79	74 12,98	- 0,54	1 0,27	30,0 км
66	C112-299	Шпонки вкладні торцеві	шт	2 086,2	948 21,12	892 20,53	37 0,18	19 0,41	30,0 км
67	*П2016-2178	Шпукатурка акрилова Ceresit СТ 64	кг	5 373,0	44 061 90,00 483 570	42 830 -	376 -	855 -	30,0 км
68	C123-514-У	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м2	939,39721	406,22	393,12	5,13	7,97	30,0 км
69	C123-515-У	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 40 мм	м2	7,344	381 602 561,45	369 296 543,11	4 819 7,33	7 487 11,01	30,0 км
70	C112-258	Щити паркетні, облицьовані паркетними планками з деревини дуба, ясеня, ільма, клена	м2	347,13	4 123 2 596,67	3 989 2 536,93	54 8,82	81 50,92	30,0 км
					901 382	880 645	3 062	17 676	
					37 435 955	13 298 379	3 073 355	327 274	
				Разом:					
Поточні ціни матеріальних ресурсів прийнятні станом на 26 листопада 2024 р.									
* Відмічені ресурси, ціну на які змінено.									

Техніко – економічні показники проекту

№ пп	Найменування показників	Од. виміру	Значення показника
1	Площа забудови	м <sup>2</sup>	3140
2	Загальна площа будівлі	м <sup>2</sup>	3960
3	Будівельний об'єм	м <sup>3</sup>	17298.18
4	Вартість будівництва об'єкта	тис. грн.	127455,692
	із неї: будівельно-монтажних робіт	тис. грн.	105741,482
5	Вартість будівництва об'єкта:		
	на 1м <sup>2</sup> загальної площі	тис.грн/м <sup>2</sup>	32,185
	на 1м <sup>3</sup> будівельного об'єму	грн/м <sup>3</sup>	7,368
6	Вартість загальнобудівельних робіт:		
	всього	тис. грн.	49604,850
	на 1м <sup>2</sup> загальної площі	тис.грн/м <sup>2</sup>	12,526
	на 1м <sup>3</sup> будівельного об'єму	грн/м <sup>3</sup>	2,867
7	Трудомісткість будівельно-монтажних робіт по об'єкту		
	кошторисна	тис. люд.-год.	91,82329
8	Витрати праці при виконання БМР на 1м <sup>2</sup> загальної площі		
	кошторисні	люд.-дн.	2,898
9	Витрати праці при виконанні БМР на 1м <sup>3</sup> будівельного об'єму		
	кошторисні	люд.-дн.	0,663
10	Кошторисна заробітна плата:		
	на виконання БМР	тис. грн.	9046,648
	на виконання загальнобудівельних робіт	тис. грн.	7406,648
11	Договірна ціна:		
	на будівництво об'єкта	тис. грн.	127455,692
12	Кошторисна заробітна плата на 1грн.договірної ціни		
	при виконанні БМР	грн.	0,16
	при виконанні загальнобудівельних робіт	грн.	0,18
13	Рентабельність:		
	загальнобудівельних робіт	%	14
	БМР по об'єкту будівництва	%	16

# **Розділ VII**

**Охорона праці**

## **7. Охорона праці.**

Всі роботи повинні виконуватися з врахуванням всіх вимог чинних норм (ДБН), а також додатків до ДСТУ, та всіх діючих нормативів. При виконанні мурувальних робіт будівельний майданчик повинен оснащуватись відповідно до попередньо розробленого і затвердженого ПВР та технологічними картами.

### **7.1 Земляні роботи.**

Земляні роботи виконувати під безпосереднім керівництвом виконроба або майстра з огляду на розташування поруч з об'єктом діючих комунікацій.

Розробка ґрунту механізованим способом у цих умовах дозволяється на відстані не менш 2 м від бічної стінки і не менш 1 м над верхи труби, кабелю, споруди. Ґрунт, що залишився, допрацьовують вручну, не допускаючи ушкодження комунікацій.

Котлован має бути огорожений захисними огорожами. На огорожах необхідно встановити попереджувальні написи і знаки, а в нічний час – сигнальне освітлення.

Риття котловану виконувати з кріпленням стінок. Роботи виконувати за допомогою екскаватора з навантаженням ґрунту на автотранспорт та у відвал. Навантаження ґрунту у автосамоскиди виконувати з боку заднього або бокового борту. Зону роботи екскаватора огородити сигнальним огороженням, забороняючими та попереджувальними знаками. Зачищення дна котловану виконувати за допомогою бульдозера, з улаштуванням нахилу підлоги котловану 1-2° в сторону водозбірних канавок. Водозбірні канавки влаштувати з нахилом в сторону зумпфу з насосом для відкачки дощової води.

Механізована розробка ґрунту виконується за умови забезпечення безпечного і раціонального використання машин, механізмів і устаткування. Машини, що використовуються для розробки траншей, дипломним проектом передбачено обладнати звуковою сигналізацією, причому значення сигналів повинні знати всі працюючі на даній ділянці.

Ґрунт, розроблений з котлована, розташовувати на відстані не менше 0,5 м від кромки виїмки.

Для спуску людей у котлован використовувати сходи шириною не менше 0,75 м з поручнями.

## **7.2 Кам'яні роботи**

При виконанні кам'яних робіт, перед усім, слід забезпечити безпечність підйомно-транспортних засобів, надійність та стійкість виконаних конструкцій, дотримуватись вимог безпеки експлуатації засобів підмоцнування.

Засоби підмоцнення, з яких виконуються будівельно-монтажні роботи на висоті повинні бути перевірені, випробувані та відповідати вимогам діючих нормативних документів в галузі охорони праці. Засоби підмоцнення повинні встановлюватись на очищені вирівняні поверхні. Не перевантажувати їх розчином, цеглою. Ширина робочого настилу інвентарних підмостей при веденні кам'яних робіт повинна бути не менше 2 м. Настил забезпечується бортовим елементом висотою 15 см, що виключає падіння матеріалів та інструментів під час роботи.

Настили на підмостях повинні бути рівними та не мати щілин більше 1 см. Тому настили слід робити з інвентарних щитів, зшитих планками. Зазор між стіною будівлі, яка будується та робочим настилом підмостей не повинен перевищувати 5 см. Всі настили підмостей висотою більше 1,3 м огорожувати міцними перилами висотою не менше 1,1 м. Всі настили підмостей слід влаштовувати на відстані не більше 1,2 м від підлоги першого поверху або перекриття. За станом всіх конструкцій підмостей, в тому числі за станом з'єднань, кріплень, настилів та огорожень встановити систематичний нагляд. Стан підмостей повинен щоденно перед початком зміни перевірятись майстром, який керує відповідною ділянкою робіт на даному об'єкті.

Інвентарні драбини повинні бути в робочому стані, випробувані, мати не слизькі опори, міцно кріпитися до конструкції та встановлюватись під кутом 60° до горизонтальної площини.

Страхувальні канати, вузли їх кріплення, запобіжні пояси повинні бути випробувані у відповідності з вимогами.

Піддони або контейнери з пінобетонними блоками потрібно розставити в зоні роботи так, щоб між ними залишався прохід шириною не менше 0,4 м. Відстань від піддону до стіни 0,6 м, а до розчину – не менше 0,2 м.

Рівень кладки після кожного переміщення засобів підмоцнення повинен бути не менше ніж на 0,7м вище рівня робочого місця.

У випадку необхідності виконання кладки нижче цього рівня кладку належить виконувати, використовуючи запобіжні пояси або спеціальні сітчасті захисні огороження.

З одного ярусу настилу каменяря може виконувати кладку на висоту не більше 1,2м.

Одночасно з кладкою заповнення стін в віконних отворах слід встановити готові віконні блоки. В тих випадках, коли в процесі кладки дверні та віконні отвори не заповнюють готовими блоками, отвори слід огородити інвентарним огороженням, висотою не менше 1,1 м.

Без влаштування захисних козирків допускається вести кладку стін висотою до 7м, а також висотою більше 7м за умов застосування сітчастого огороження, яке встановлюється на рівні кладки або позначенням небезпечної зони по периметру будівлі.

Всі входи в сходові клітки необхідно захистити навісами розміром на плані не менше ніж 2х2м.

Після закінчення робіт та під час перерв в роботі залишати на стінах матеріали та інструменти забороняється.

Ручний інструмент повинен бути міцним, надійним та зручним і використовуватись за призначенням.

### **7.3 Монтажні роботи**

При зведенні адміністративної будівлі виконуються роботи з монтажу.

До монтажних робіт допускаються особи, які досягли 18 річного віку, які пройшли освіту і атестацію, інструктаж перед виробництвом робіт.

Територію майданчика ведення монтажних робіт огородити, виділити попереджувальними та забороняючими знаками, табличками. Строповку монтуємих елементів проводити в положенні близькому до проектного.

Перед підйомом і переміщенням елементів необхідно їх заспокоїти від розгойдування. Не допускається знаходження людей в зоні переміщення елементів або на них. Встановлені в проектне положення елементи закріпити, щоб забезпечити їх стійкість та незмінність. Забороняється приймати елементи з боку перепаду висот або з боку «глухої стіни». Розстроповку проводити тільки після надійного постійного або тимчасового закріплення.

Не допускається виконання монтажних робіт в туман, дощ та при швидкості вітру більше 10 м/с.

Всі монтажники повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту (каска, монтажні пояси, спец. одяг, рукавиці, спец. взуття та ін.)

#### **7.4 Бетонні та залізобетонні роботи**

Заходи безпеки при бетонних роботах включають в себе: безпеку опалубних робіт, арматурних робіт, при транспортуванні бетону, а також при його ущільненні.

При подачі та встановленні опалубки дотримуватись порядку установки її елементів, а також демонтажу. Опалубку перед подачею бетону очищати від бруду, сміття, щілини закривати. При встановленні опалубки в декілька ярусів кожен наступний встановлювати тільки після закріплення нижнього ярусу. Розміщення на опалубці обладнання і матеріалів, не передбачених проектом виконання робіт, а також перебування людей, що безпосередньо не приймають участі у виконанні робіт на настилі опалубки не допускається. Розбирання опалубки виконувати (після досягнення бетоном заданої міцності) з дозволу виконроба.

Заготовку, обробку і складування арматури виконувати в спеціально призначених для цього і відповідно обладнаних місцях. Закривати щитами торцеві частини стержнів арматури в місцях проходів, шириною до 1 м.



При підйомі бетонної суміші краном необхідно перевіряти надійність кріплення бадді до крюка. Відстань від низу бадді в момент вивантаження до поверхні вивантаження повинно бути не більше 1 м. Бадді для бетонної суміші повинні задовольняти ГОСТ 21807. Очистку бадді від залишків бетону проводити після встановлення її на землю.

Щоденно перед початком укладання бетону в опалубку необхідно перевіряти стан тари, опалубки, засобів підмоцвання.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами виконувати заходи електробезпеки. Постійно контролювати стан ізоляції робочих кабелів. Переміщувати електровібратори за гнучкі троси, а не електричний кабель. При перервах в роботі електровібратори вимикати. Термін роботи електровібраторів не повинен перевищувати 30-35 хвилин, щоб не допускати їх перегріву і виходу з ладу.

Робітники, які працюють з електрифікованими інструментами, повинні мати кваліфікаційну групу по електробезпеці не нижче II та повинні застосовувати відповідні засоби індивідуального захисту.

Нікому з робітників, арматурників та бетонувальників не дозволяється з'єднувати та роз'єднувати кабелі, які знаходяться під напругою. При необхідності подовження проводів необхідно викликати електромонтера. Для запобігання ураження струмом забороняється торкатися до погано ізольованих проводів, рубильників та інших електроінструментів, електрообладнання.

До початку робіт корпус електровібратора заземлити. Загальна справність електровібратора перевіряється шляхом пробної роботи його в підвішеному стані протягом однієї хвилини, при цьому забороняється упирати наконечник в тверду основу. Для живлення електровібратора застосовувати розділювальний трансформатор 380/36Вт. При роботі з електрообладнанням необхідно одягати діелектричні рукавиці та боти. Вмикати та вимикати електровібратори має електроперсонал підприємства.

При виконанні бетонних робіт на висоті (перекриття, покриття) встановити тимчасове огороження, робочих забезпечити робочими площадками, монтажними поясами.

### **7.5 Електрозварювальні роботи**

До електрозварювальних робіт допускаються робітники, не молодші за 18 років, які пройшли медичний огляд, спеціальну підготовку та перевірку теоретичних знань і практичних навиків, знань інструкцій з охорони праці і мають кваліфікаційне посвідчення з записом про допуск на виконання цих робіт, спеціальне навчання (пожежно-технічний мінімум) та щорічну перевірку знань з одержанням спеціального посвідчення згідно з вимогами Правил пожежної безпеки в Україні.

Електрозварювальники повинні мати з електробезпеки групу не нижче II.

Зварювальні пости площею не менше 3 м<sup>2</sup> виконуються у вигляді кабін. Стіни kabіни мають бути заввишки 2 м, зазор між стінкою і підлогою - 50 мм, ця щілина має бути огорожена сіткою з негорючого, а під час зварювання у середовищі захисних газів - 300 мм.

Проходи між однопостовими джерелами зварювального струму, перетворювальними установками зварювання (різання, наплавлення) мають бути шириною не менше 0,8 м, між багатопостовими - не менше 1,5 м, відстань від одного та багатопостових джерел зварювального струму до стіни має бути не менше 0,5 м. Проходи між групами зварювальних трансформаторів повинні мати ширину не менше 1 м. Відстань між зварювальними трансформаторами, які стоять в одній групі, має бути не менше 0,1 м, між зварювальним трансформатором та ацетиленовим генератором — не менше 3 м.

Приєднання зварювальних установок до електричної мережі виконувати тільки через комутаційні апарати.

Електрозварювальну установку на весь час роботи слід заземлити. Заземлення електрозварювальних установок слід виконувати до їх підключення до мережі і зберігати до відключення від мережі.

Електрозварювальники, які працюють на висоті, повинні мати спеціальні сумки для електродів та металеві негорючі ящики для збору недогарків. У постійних та тимчасових місцях проведення електрозварювальних робіт встановити металеві ящики для збору недогарків. Розкидати недогарки забороняється.

Під час електрозварювальних робіт у вологих місцях зварювальник повинен стояти на настилі із сухих дощок або на діелектричному килимку. У разі будь-якого відлучення з робочого місця зварювальник повинен вимикати зварювальний апарат.

Під час електрозварювальних робіт зварювальник та його підручні повинні користуватись індивідуальними засобами захисту:

- захисною каскою із струмонепровідних матеріалів.
- захисними окулярами з безкольоровим склом
- рукавицями, рукавицями з крагами або рукавичками з негорючих матеріалів з низькою електропровідністю.

## **7.6 Малярні роботи**

Робочі місця для виконання опоряджувальних робіт на висоті повинні бути обладнані засобами підмоцнування і сходами-драбинами для підйому на них.

Засоби підмоцнування, що застосовуються при штукатурних або малярних роботах, у місцях, під якими ведуться інші роботи або є прохід, повинні мати настил без зазорів.

При роботі з шкідливими або вогненебезпечними і вибухонебезпечними матеріалами слід безперервно провітрювати приміщення під час роботи, а також протягом 1 год. після її закінчення, застосовуючи природну або штучну вентиляцію.

Місця, над якими виробляються скляні або облицювальні роботи, необхідно огороджувати.

У місцях застосування фарбувальних сполук, що утворюють вибухонебезпечні пари, електропроводка і електрообладнання повинні бути знеструмлені або виконані у вибухобезпечному виконанні, робота з використанням вогню в цих приміщеннях не допускається.

При виконанні робіт з розчинами, що мають хімічні добавки, необхідно використовувати засоби індивідуального захисту (гумові рукавички, захисні мазі, захисні окуляри) відповідно до інструкції заводу - виробника застосовуваного складу.

При сухій обробці поверхонь та інших роботах, пов'язаних з виділенням пилу і газів, а також при механізованому шпаклюванні і фарбуванні необхідно користуватися респіраторами та захисними окулярами.

При очищенні поверхонь за допомогою кислоти або каустичної соди необхідно працювати в запобіжних окулярах, гумових рукавичках і кислотостійкому фартусі з нагрудником.

При виконанні всіх робіт з приготування і нанесення фарбувальних сполук, включаючи імпорتنі, слід дотримуватися вимог інструкцій підприємств-виробників в частині безпеки праці.

Не допускається застосовувати розчинники на основі бензолу, хлорованих вуглеводнів, метанолу.

При виконанні фарбувальних робіт із застосуванням лакофарбових пневматичних агрегатів необхідно:

- до початку роботи здійснювати перевірку справності обладнання, захисного заземлення, сигналізації;
- в процесі виконання робіт не допускати перегинання шлангів і їх дотику до рухомих сталевих канатів;
- відключати подачу повітря і перекривати повітряний вентиль при перерві в роботі або виявленні несправностей механізму агрегату.

Тару з вибухонебезпечними матеріалами (лаками, нітрофарбами і т.п.) під час перерв у роботі слід закривати пробками або кришками і відкривати інструментом, що не викликає іскроутворення.

# **Розділ VIII**

**Безпека життєдіяльності**

## 8. Безпека життєдіяльності

### 8.1 Протипожежні вимоги

Відповідно до ДБН «Пожежна безпека об'єктів будівництва» адміністративна будівля відноситься по функціональній пожежній небезпеці до класу Ф4.3. (установи органів управління, проектно-конструкторські організації, інформаційні та видавничі організації, науково-дослідні організації, банки, контори, офіси). Поверхи даних класів мають не менше двох евакуаційних виходів. Ширина основних евакуаційних виходів не менше 0.8 м, висота в провітрі не менше 1.9 м. Напрямок відкривання дверей - у напрямку до виходів з будівлі.

Місткість адміністративної будівлі - 220 осіб, кількість поверхів - 4. Відповідно до п. 6.3.1. ДБН «Громадські будинки та споруди» найбільша допустима площа поверху пожежного відсіку, м<sup>2</sup> для II ступеня вогнестійкості не повинна перевищувати 2000, а найбільша допустима висота будівлі 28 м.

Площа протипожежного відсіку складає близько 1000м<sup>2</sup>. За протипожежний відсік прийнятий один поверх адміністративної будівлі РОВД.

Відстань від дверей кабінетів до сходової клітки або виходу назовні при розташуванні між сходовими клітками або зовнішніми входами - 40м, при виходах в тупиковий коридор або галерею - 25м.

Таким чином, будівля комплексу має II ступінь вогнестійкості і його конструкції повинні відповідати наступним вимогам за вогнестійкістю:

Ступінь вогнестійкості будівлі	Межа вогнестійкості будівельних конструкцій, не менше						
	Несучі елементи будівлі	зовнішні ненесучі стіни	перекриття міжповерхові (в тому числі горищні і над підвалами)	Елементи безгорищних покриттів		Сходові клітки	
				Настили (в т.ч. з утепленням)	Ферми, балки, прогоны	Внутрішні стіни	Марші і сходові площадки
II	R 90	EI 15	REI 45	RE 15	R 15	REI 90	R 60

У будівлях II ступеня вогнестійкості для забезпечення необхідної межі вогнестійкості несучих елементів будівлі слід застосовувати тільки конструктивний вогнезахист. Технічні, підвальні поверхи й горища розділені протипожежними перегородками 1-го типу на відсіки площею не більше  $500\text{ м}^2$  по секціях.

У будинках не допускається передбачати виробничі і складські приміщення, що відносяться до категорій А і Б. У приміщеннях архівів і комор площею понад  $36\text{ м}^2$  при відсутності вікон слід передбачати витяжні канали площею перерізу не менше 0,2% площі приміщення і обладнані на кожному поверсі клапанами з автоматичним і дистанційним приводом. Відстань від клапана димовидалення до найбільш віддаленої точки приміщення не повинно перевищувати 20 м.

У кожному відсіку підвальних або цокольних поверхів (заглиблених більш ніж на 0,5 м) має бути не менше двох люків або вікон шириною 0,9 м і висотою 1,2 м, крім випадків, обумовлених в СНиП. Площа такого відсіку повинна бути не більше  $700\text{ м}^2$ .

У коридорах і холах для покриття підлоги не допускається застосування легкозаймистих, з високою димоутворювальною здатністю (ДЗ і більше) і високонебезпечних за токсичністю (ТЗ і більше) матеріалів.

Обробку стін і стель конференц-залів слід передбачати з важкозаймистих або негорючих матеріалів.

Будівля має бути запроектовано, зведено і обладнано таким чином, щоб попередити ризик отримання травм працюючих в ньому і відвідувачами при пересуванні всередині і біля будівлі, при вході і виході з будівлі, а також при користуванні його рухомими елементами і інженерним обладнанням.

Ухил і ширина сходових маршів і пандусів, висота сходинок, ширина проступів, ширина сходових майданчиків, висота проходів по сходах, підвалу, технічних поверхах, горищ що експлуатуються, перепади рівня підлоги, а також розміри дверних прорізів повинні забезпечувати безпеку пересування людей і зручність переміщення обладнання і меблів. В необхідних випадках повинні бути передбачені поручні. Кількість підйомів в одному марші між

площадками повинно бути не більше 16. Ухил маршів сходів, призначених для евакуації людей, слід приймати не більше 1: 2.

Висота огорожень сходів, балконів, терас, покрівлі і в інших місцях небезпечних перепадів висот повинна бути достатньою для попередження падіння і бути не менше 0,9 м. Огородження з металевих конструкцій повинні виконуватися відповідно до ГОСТ 25772.

Огородження повинні бути безперервними, обладнані поручнями і розраховані на сприйняття навантажень не менше 0,3 кН / м.

В будівлі повинні бути передбачені заходи, спрямовані на зменшення ризиків кримінальних проявів і їх наслідків, що сприяють мінімізації можливих збитків при виникненні протиправних дій. У їх число можуть входити: планувальний поділ потоків людей, контрольно-пропускні пункти, застосування вибухостійких конструкцій, встановлення приладів контролю і спостереження за переміщенням людей, улаштування систем охоронної сигналізації, різні огорожі, підсилена конструкція входних дверей, захисне улаштування вікон, технічна оснащеність горищ, підвалів та інших приміщень.

Інженерні системи будівлі повинні бути запроектовані і змонтовані з урахуванням вимог безпеки, що містяться у відповідних нормативних документах, і вказівок інструкцій заводів - виробників обладнання.

Будинки заввишки 3 поверхи і більше з плоскою покрівлею повинні бути обладнані системою внутрішніх водостоків з відведенням води в зовнішню дощову каналізацію, а за відсутності останньої - на поверхню землі. У цьому випадку повинні бути вжиті заходи, що запобігають замерзанню стояків в зимовий час.

При проектуванні конференц-залів слід передбачати встановлення крісел, стільців або ланок з них з пристроями, що запобігають їх перекиданню або зсуву.

Адміністративні будівлі повинні відповідати наступним вимогам для забезпечення евакуації контингенту в разі пожежі:

- з будівлі передбачено три розосереджених виходи;



- як другий евакуаційний вихід допускається використовувати: на першому поверсі - вихід безпосередньо назовні; службовий вихід.

При проектуванні коридорів і галерей на шляхах евакуації необхідно враховувати наступні вимоги:

- ширина повинна бути не менше 1.3 м;

- в загальних коридорах не допускається передбачати влаштування вбудованих шаф, за винятком шаф для комунікацій, пожежних кранів і апаратури протипожежної сигналізації;

- ширина евакуаційних виходів з коридору до сходової клітки визначається з розрахунку пропускної здатності 1 м, ширину виходу (двері), чол., для будівель ступеня вогнестійкості: II - 115.

Зовнішні евакуаційні сходи спроектовані з урахуванням наступних вимог:

- виконані з негорючих матеріалів;

- ухил не перевищує 45 %;

- ширина маршу не менше 0.8 м;

- ширина ступенів - 0,2 м;

- проступи не пруткові;

- огорожа має висоту 1,2 м, вертикальне членування з прорізами шириною 0,1 м (горизонтальне членування не допускається), поручні повинні розташовуватися на висоті 0,5 і 0,85м;

- сполучатися з приміщеннями через площадки або балкони, що влаштовуються на рівні евакуаційних виходів;

- відстань від поручнів сходів до найближчих віконних прорізів повинна бути, як правило, не менше 1,2 м.

Другий поверх адміністративної будівлі розділений на 2 протипожежних відсіка. Прийнятий тип перешкод - стіни 2-го типу. По периметру будівлі влаштований проїзд для пожежних машин на видаленні від стін в межах 5-8м і шириною 3,5 м.

Ширина основних евакуаційних проходів для залів площею понад 50 м<sup>2</sup> не менше 1.3 м.

Відповідно до вимог нормативної документації на 1 м ширини евакуаційного виходу для залів обсягом до 5 тис. м<sup>3</sup> II ступеня вогнестійкості приходить ся 165 чоловік. Тоді необхідна ширина виходів з приміщень:

$$b = \frac{80}{165} = 0.5\text{м}$$

де  $n = 80\text{чел}$  - максимальна кількість осіб, які перебувають в їдальні;

$n_1 = 165\text{чел/м}$  - кількість осіб на 1 м ширини евакуаційного виходу.

При наявності двох і більше евакуаційних виходів вони повинні бути розташовані розосереджено (за винятком виходів з коридорів до незадимпованих сходових кліток). Мінімальна відстань  $L$ , м, між найбільш віддаленими один від одного евакуаційними виходами слід визначати за формулами:

- з приміщення -  $10 \geq 1,5 \cdot \sqrt{100} / (3 - 1) = 7,5\text{ м}$ ;
- з коридору -  $5 \geq 0,33 \cdot 42 / (3 - 1) = 4,83\text{ м}$ ,

При наявності двох і більше евакуаційних виходів загальна пропускна здатність всіх виходів, крім кожного з них, повинна забезпечити безпечну евакуацію всіх людей, які перебувають в приміщенні, на поверсі або в будівлі.

Ширина маршу сходів, призначених для евакуації людей, в тому числі розташованого в сходовій клітці, повинна бути не менше розрахункової або не менше ширини будь-якого евакуаційного виходу (дверей) на ньому, але, як правило, не менше:

- 1,2 м — для будівель класу Ф4.3.

В усіх випадках ширина евакуаційного виходу повинна бути такою, щоб з урахуванням геометрії евакуаційного шляху через отвір або двері можна було безперешкодно пронести носилки з лежачим на них людиною.

Двері евакуаційних виходів і інші двері на шляхах евакуації повинні відкриватися у напрямку виходу з будівлі.

Двері евакуаційних виходів з поверхових коридорів, холів, фойє, вестибюлів і сходових кліток не повинні мати заборів, що перешкоджають їх вільному відкриванню зсередини без ключа. У будівлях заввишки більше 15

м зазначені двері, крім квартирних, повинні бути глухими або з армованим склом.

Сходові клітки, як правило, повинні мати двері з пристосуваннями для самозачинення і з ущільненням в притворах.

## **8.2 Евакуація**

Евакуація людей - вимушений процес руху людей із зони, де є можливість впливу на них небезпечних факторів пожежі.

Евакуація проводиться в тих випадках, коли є загроза життю і здоров'ю. До багатьох факторів, що визначають необхідність евакуації в різних надзвичайних ситуаціях, відносяться пожежа і його небезпечні чинники: дим і продукти згоряння матеріалів, висока температура, безпосередній вплив вогню.

В сучасних умовах, з урахуванням масового будівництва об'єктів з великою кількістю людей, таких як адміністративна будівля РОВД, евакуація людей набуває підвищеного значення. Пожежі в таких будівлях і спорудах часто бувають швидкоплинними і нерідко супроводжуються травмуванням та загибеллю людей. В першу чергу це відноситься до пожеж, які представляють реальну небезпеку для людини вже через кілька хвилин після їх виникнення та інтенсивним впливом на людей небезпечних факторів пожежі. Найбільш надійний спосіб забезпечення безпеки людей в таких умовах - своєчасна евакуація з приміщення, в якому виникла пожежа.

Забезпечення швидкої і своєчасної евакуації з будівель і споруд, це важлива і відповідальна задача, яка закладається на стадії проектування і забезпечується при експлуатації об'єкта.

Параметри евакуації передбачаються проектами на підставі діючих нормативних документів, які передбачають пріоритетність вимог, спрямованих на забезпечення безпеки людей під час пожежі, в порівнянні з іншими протипожежними вимогами. Слід зазначити, що безпека повинна забезпечуватися у всіх випадках при виконанні людьми функціонально-виробничих завдань або під час відпочинку, тобто у всіх випадках

використання об'єкту. Евакуація ж становить лише невелику частину загальної безпеки експлуатації будівель і споруд, однак, за призначенням, що впливає з означення, і з урахуванням поведінки в надзвичайних ситуаціях, набуває першочергового значення.

Також, при проектуванні, визначається безліч інших параметрів, що впливають на безпеку, таких як своєчасність виявлення пожежі за найбільш небезпечними факторами, своєчасність оповіщення людей, організація безперешкодного виходу з небезпечної зони, освітленість і захищеність шляхів евакуації, гарантоване забезпечення безпеки евакуації протягом всього часу її проведення.

Надалі, при експлуатації будівель і споруд, комплексом організаційно-технічних заходів, що включає постійний контроль за станом шляхів евакуації і інженерних систем, що забезпечують своєчасність і швидкість її проведення, розробку інструкцій і планів евакуації, а також систематичне відпрацювання дій відповідно до передбаченого порядком, забезпечується постійна готовність виконання заходів щодо безпечної евакуації людей.

План евакуації - заздалегідь розроблений план (схема), в якому вказано шляхи евакуації, евакуаційні і аварійні виходи, встановлені правила поведінки людей, порядок і послідовність дій в умовах надзвичайної ситуації.

Характерні етапи евакуації - евакуація з приміщень (I етап), евакуація по коридорах або в межах поверху (II етап), евакуація по сходах і пандусах (III етап). У ряду випадків важливо розглянути IV етап евакуації - евакуація і розміщення людей на або за територією об'єкта, тому що кількість евакуйованих може перевищувати 10 тис. чол.

# **Розділ ІХ**

Екологія

## **9. Екологія**

Будівництво є антропогенним фактором впливу на навколишнє середовище. Розробка ґрунтів призводить до порушення природного ландшафту, забруднення навколишнього середовища, порушення цілісності рослинного шару і родючих ґрунтів.

### **9.1 Рекультивація земель**

#### **9.1.1 Загальні положення**

Роботи на відведених трасах під дороги і комунікації пов'язані з порушенням ґрунтового покриву, тому в першому циклі робіт підготовчого періоду повинна приділятися особлива увага збору і збереженню не тільки рослинного шару ґрунту, але і потенційно родючих шарів.

Збереження знятого природного шару полягає в тому, щоб не допустити його забруднення і засмічення відходами виробництва, стічними водами, будівельним сміттям, камінням, оберігати від хімічного забруднення, виключити можливість його змішування з нерослинним ґрунтом при зрізуванні, транспортуванні або після укладання в гурти.

Після закінчення зрізання родючого шару він вивозиться на об'єкти будівництва, на яких ведеться другий етап рекультивації.

Рекультивація земель передбачає технічний і біологічний етапи.

#### **9.1.2 Технічний етап рекультивації**

При проведенні технічного етапу рекультивації виконуються наступні основні роботи:

- грубе і чистове планування поверхні відвалів, засипка горішніх і водовідвідних каналів;

- звільнення рекультивованої поверхні від великогабаритних уламків порід, виробничих конструкцій і будівельного сміття з подальшим їх захоро-ненням або організованим складуванням

- оформлення залишкових траншей і зміцнення укосів
- створення і поліпшення структури шару що рекультивується
- покриття поверхні рівномірними шарами потенційно родючими поро-дами і родючими шарами ґрунту

- посів трав або відновлення деревної і чагарникової рослинності або посадка їх знову.

Потужність знімаемого родючого і потенційно родючих шарів встанов-люється на основі оцінки родючості окремих горизонтів основних типів ґру-нтів різних природних зон.

Також необхідно мінімізувати викиди газів при виробництві робіт бу-дівельними машинами. Після огороження місця будівництва по периметру повинні бути висаджені зелені насадження, які компенсують викиди шкідли-вих газів.

При будівництві необхідно використовувати тільки сертифіковані ма-теріали, що задовольняють вимогам санітарних, будівельних норм.

### **9.1.3 Біологічний етап рекультивації**

Біологічний етап рекультивації здійснюється після повного завершення технічного етапу. Він включає комплекс агротехнічних заходів по відновлен-ню родючості земель (вапнування і гіпсування, внесення підвищених доз ор-ганічних і мінеральних добрив, макро- і мікродобрив і т.д.).

## **9.2 Складування і зберігання відходів**

Відходи будівництва повинні направлятися на переробку і подальше використання за умови обов'язкового радіаційного і санітарно-гігієнічного

контролю відходів і продуктів їх переробки, а також наявності відповідних переробних потужностей.

Відходи, переробка яких тимчасово неможлива, повинні використовуватися для засипки відпрацьованих кар'єрів і т.п.

Допускається лише тимчасове складування відходів будівництва і тільки в спеціально обладнаних для цього місцях.

На об'єкті здійснюється роздільний збір та тимчасове зберігання відходів будівництва, що підлягають переробці і подальшому використанню, за сукупністю позицій, які мають єдиний напрямок використання, а також роздільний збір і тимчасове складування відходів будівництва, що підлягають захороненню за класами небезпеки. Збір відходів, що утворюються здійснюється переважно механізованим способом.

Частково використовується ручне сортування відходів, що утворюються при будівництві за умови дотримання діючих санітарних норм, екологічних вимог і правил техніки безпеки.

Граничний термін зберігання відходів, що утворюються в місцях тимчасового зберігання не повинен перевищувати 7 календарних днів.

Місця тимчасового складування відповідають наступним вимогам:

- розмір (площа) місця зберігання визначається розрахунковим шляхом, що дозволяє розподілити весь обсяг тимчасового зберігання відходів, які утворюються на площі місця зберігання з навантаженням не більше 3 т/м<sup>2</sup>;

- місця зберігання мають огорожу по периметру майданчика;

- місця зберігання обладнані таким чином, щоб виключити забруднення відходами будівництва і знесення ґрунту і ґрунтового шару
- освітлення місць зберігання в темний час доби відповідає вимогам ДСТУ «Норми освітлення будівельних майданчиків»;

- розміщення відходів в місцях зберігання здійснюється з дотриманням діючих екологічних, санітарних, протипожежних норм і правил техніки безпеки, а також способом, що забезпечує можливість безперешкодного наван-



таження кожної окремої позиції відходів будівництва і знесення на автотранспорт для їх вивезення з території;

- для роздільного складування габаритних відходів (по позиціях, класам небезпечності і подальшого призначення: переробка, захоронення або знешкодження) місця зберігання повинні бути обладнані бункерами-накопичувачами обсягом не менше 2,0 м<sup>3</sup> в необхідній кількості;

- роздільне складування негабаритних відходів, що не відносяться до небезпечних, здійснюється на відкритих площах місць зберігання

- до місць зберігання повинен бути виключений доступ сторонніх осіб, що не мають відношення до процесу вивезення відходів або контролю за зазначеним процесом

Відходи вивозяться не рідше ніж раз на 7 днів або по заповненню майданчиків їх складування. Вивіз здійснюється спеціалізованими організаціями за допомогою автотранспортних засобів. Навантаження негабаритних відходів здійснюється за допомогою фронтальних навантажувачів.

Побутові стічні води від санітарних приладів відводяться в існуючий колодязь, або в накопичувальну ємність.

# **Розділ X**

**Науковий**

## 10. Науковий розділ.

### 10.1 Огляд досліджень роботи залізобетонних колон за умови впливу динамічного навантаження

Розвиток і вдосконалення методів розрахунку конструкцій на дію динамічних навантажень викликано необхідністю забезпечення безвідмовної роботи промислових і цивільних об'єктів на аварійні навантаження. Значний інтерес дослідників до проблеми опору залізобетонних конструкцій дії удару і вибуху відображений в роботах вітчизняних і зарубіжних вчених.

В дослідженні проведеному Eibl J. (1982 р.) при розрахунку колон враховувалася маса вищерозташованих конструкцій. На спеціальній установці випробувалися дерев'яні, сталеві і залізобетонні колони. Стискаюче навантаження від вищезазначених конструкцій імітувалося натягом канатів і становило 20 т. Маса падаючого вантажу дорівнювала 1,14т. Початкова швидкість 6 м/с. При дії навантаження в початковий період переміщення колон зростало дуже швидко і маса не встигала піти за вільним торцем колони, внаслідок чого сила в початковий момент знижувалася. При подальшому русі маси і частковому випрямленні колони відбувалося збільшення динамічної поздовжньої сили в порівнянні зі статичною.

Remennikov A. (2006 р.) провів експериментальні дослідження 5-ти залізобетонних колон на дію поперечного ударного навантаження, а також 2-ох колон, стиснутих поздовжньою силою, на дію статичного поперечного навантаження. Ударне навантаження створювалося тестовим молотом бурової установки і прикладалося в половині висоти колони, маса падаючого вантажу становила 160 кг. Висота падіння вантажу змінювалася в діапазоні 1200-1900 мм. Величина осьової стискаючої сили підтримувалася на постійному рівні 60 кН, імітуючи стискаючі напруження в колоні від постійних і тимчасових навантажень. В результаті проведених експериментів отримано діаграму залежності ударного навантаження в часі. Пікове зусилля реакції при ударному навантаженні було вище в 1,5-2,5 рази в порівнянні зі статичними випробуваннями.

M.J. Louw (1992 р.) вивчав поведінку 28 залізобетонних колон, навантажених осьовою стискаючою силою та додатково навантажених горизонтальним динамічним навантаженням в середині висоти колони, що імітує удар транспортного

засобу. Для порівняння були виконані статичні випробування. Тривалість наростання навантаження від контакту до максимального значення удару варіювалася від 20 до 100 мс, і швидкість деформації коливалася від  $10^{-3}$  до  $10^{-2}$  с<sup>-1</sup> з ударними швидкостями близько 7 м/с. Встановлено, що збільшення міцності бетону колон на 93% призвело до збільшення ударної і статичної міцності на 33 і 17% відповідно. Було вивчено вплив кроку поперечної арматури, зменшення якого з 250 до 100 мм призвело до 100% збільшення межі міцності при ударі.

Експериментальні дослідження поведінки залізобетонних колон стиснутих осьовою силою при дії поперечного удару були проведені в Технологічному університеті Квінсленда (2009 р.). Моделі колон з бетону класу С40...С50 з різним відсотком армування прямокутного та круглого перерізу з розмірами від 300 до 680 мм. Розташована горизонтально на опорах колона стискалася домкратом уздовж поздовжньої осі. Поперечний удар проводився дією падаючого вантажу. Колона прямокутного перерізу висотою 4,0 м, перерізом 300 × 300 мм Армуння виконано чотирма поздовжніми стержнями діаметром 18 мм Поперечне армування виконано хомутами діаметром 12 мм з кроком 150 мм Кубикова міцність бетону колони склала 44,0 МПа. Початкове значення осьової стискаючої сили 245кН. Ударник масою 1,14 т при зіткненні з колоною мав швидкість 1,5-3,0м/с. Результати натурних випробувань і чисельних експериментів дозволили визначити залежність прогину колони і сили реакції в часі. Отримано задовільний збіг результатів розрахунків з даними експерименту. Тривалість дії удару до відскоку 8 мс. Після відскоку дія приєднаного вантажу тривала ще 52 мс. Коливання колони пройшли за один період протягом 80 мс. Запізнювання реакції колони на діючий удар виражено значним відставанням прогину конструкції від навантаження в часі. Руйнування перерізу колони від падаючого вантажу відбулося в першому напівперіоді.

Крім досліджень стиснутих колон на дію падаючого вантажу в роботі розглянуті колони до яких було прикладено рухоме навантаження. Для колон круглого перерізу за результатами краштестів визначено значення та тривалість дії навантаження. Експериментально отримано площу контакту для колон круглого пере-

різу, яка склала 25% периметра, а також просторовий розподіл тиску по периметру колони.

Також було отримано залежності імпульсу удару від класу бетону та відсотка армування при постійному осьовому навантаженні на колони. Показано, що колона, виконана з бетону класу С40, може витримувати великі ударні навантаження в порівнянні з колонами з бетону більш високої марки. У роботі показано, що поглинання енергії конструкцією з бетону більш низьких класів вище в порівнянні з бетонами більш високих класів. За час дії удару сталь працює в пружній стадії, не встигнувши досягти нелінійного діапазону, тому робить менший вплив арматури на пом'якшення удару.

Подібні результати отримані Бішоффом і Перрі (1991 р.). У той же час встановлено, що на потужність удару впливає характер розподілу поздовжньої арматури по периметру перерізу колони. Чисельні експерименти і натурні випробування показали, що різні граничні умови не зробили істотного впливу на реакцію конструкції. Зі збільшенням діаметра колон відбувалося зниження коефіцієнта гнучкості і спостерігалось зростання сприйманого колоною імпульсу.

Співставлення результатів розрахунків з результатами експериментів показало, що трикутна форма імпульсу може бути ефективно використана для імітації будь-якого зіткнення, а середня тривалість може бути прийнята рівною 100 мс. При не врахуванні ефекту тертя пляма контакту може бути прийнята рівною 25% периметра колони.

Чисельні та аналітичні дослідження позацентрово-стиснутих залізобетонних конструкцій на дію короткочасних динамічних навантажень і вогневих впливів показали, що врахування коефіцієнта динамічності при пожежі знижує несучу здатність колон на 40%. Вогнестійкість колони при динамічних навантаженнях знижується зі 100 до 58 хв (42%).

Поведінка сталетрубобетонних колон при дії неодноразового торцевого удару досліджено чисельними розрахунками та експериментами. Встановлено, що деформації конструкцій викликали викривлення моделей з появою зон мікротріщиноутворення в бетоні в зоні контакту зі сталеву оболонкою. Результати досліджень колон на поздовжній удар показали, що тривалість дії навантаження кож-

ного наступного удару по відношенню до попереднього зростала кратно. При поперечному ударі це відношення в середньому було дорівнювало 2. Також встановлено, що при дії удару швидкість деформацій по довжині колони розподілялася нерівномірно, при цьому швидкість деформування колони зростала з кожним наступним ударом.

## **10.2 Методи формування динамічного навантаження та впливів**

Експериментальні дослідження часто використовуються для вивчення впливу ударних навантажень на структурну цілісність будівель. Такі дослідження проводяться з використанням гідравлічних пульсаторів, мобільних копрів, пневмопресів, гідродинамічних пресів та механізмів, що працюють на принципах вибухової енергії.

Пневматичні системи, що використовують стиснене повітря, не зазнали широкого поширення, насамперед через їх непомірні витрати та відсутність адаптивності до модифікацій.

Гідравлічні преси здатні досягати швидкості завантаження, що перевищують 25 м/с. Тривалість і конфігурацію кривої навантаження можна ретельно регулювати. Використовуючи корвети, ці преси можуть оцінювати конструкції, що піддаються динамічним падінням навантажень. При такому розкладі тривалість навантаження мінімальна і регулюється за допомогою застосування заслінок. Навпаки, обладнання, призначене для вибухового завантаження, демонструє чудові швидкості навантаження, оскільки прикладене навантаження генерується енергією вибухівки. Маса вибухового заряду є критичним фактором, який диктує швидкість завантаження на зразок. Ця категорія апаратів потребує посиленних протоколів безпеки під час виконання експериментальних процедур. Нижче представлені репрезентативні діаграми навантаження, отримані в результаті експериментів, які застосовували ударні навантаження.

У дослідженні, проведеному Thilakarathna Н. (2009), було проведено дослідження на залізобетонних балках, що піддаються впливу навантаження 4000N. Інтенсивність прикладеного навантаження демонструвала пряму кореляцію з висо-

тою, з якої було звільнено навантаження. У рамках цього дослідження висота змінювалася, охоплюючи від 600 мм до 1200 мм.

Нижче представлений малюнок 1, який ілюструє репрезентативні діаграми навантаження-

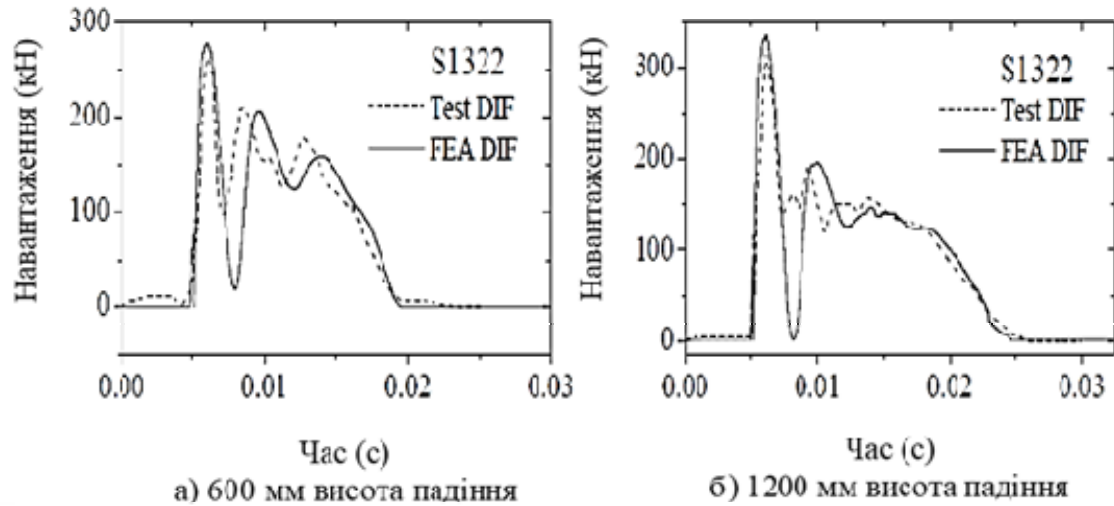


Рис. 1 - Діаграми навантаження при випробуванні залізобетонної балки

ня. Малюнок 2, представлений у вигляді схематичного зображення, ілюструє розподіл навантаження, що чиниться на колону (ЗБ) в результаті удару транспортного засобу масою 1140 кг, який в момент зіткнення рухався зі швидкістю 15 метрів в секунду. Графічне зображення цього навантаження відображається на малюнку 2.

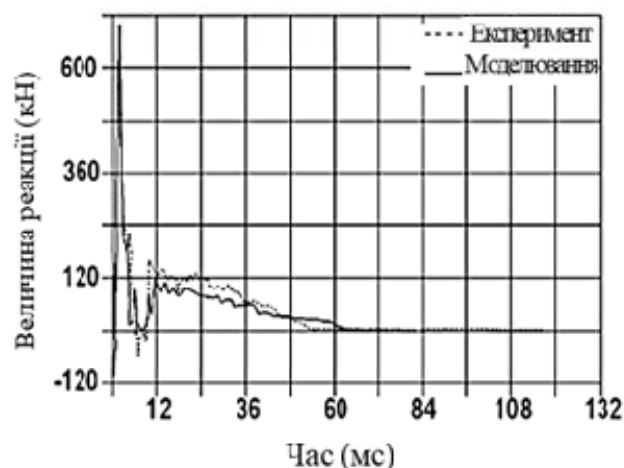


Рис. 2 - Діаграма навантаження при ударі автомобіля

У 2005 році Ель-Тавіль провів досліди щодо структурної цілісності опор мосту. Навантаження опору генерувалося завдяки використанню вантажівок, які

рухалися з різними швидкостями до контакту з опорною конструкцією. Виявлено, що спектр швидкостей становить від 55 км/год до 135 км/год. Крім того, жорсткість опор становила змінний коефіцієнт, оскільки аналіз проводився на опорах, що демонструють два різні рівні жорсткості. Отримані діаграми навантаження, отримані з експериментальних результатів, проілюстровані на малюнку 3.

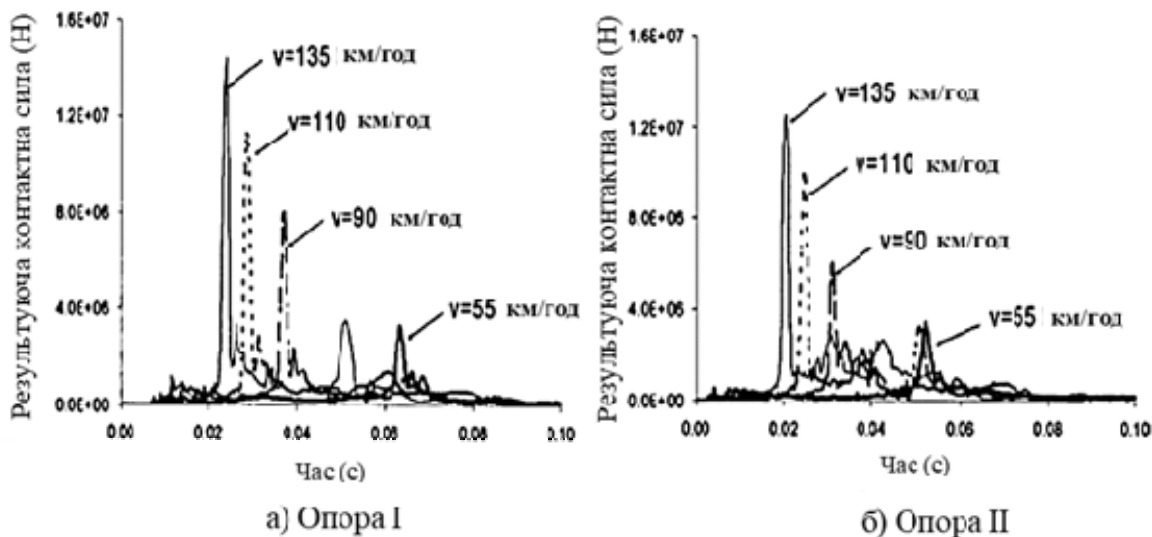


Рис. 3 - Діаграми навантаження при ударі автомобіля по мостовій опорі

Вплив зміни форми контактної поверхні вантажу на інтенсивність та швидкість розповсюдження контактної сили приведено на рисунку 4.

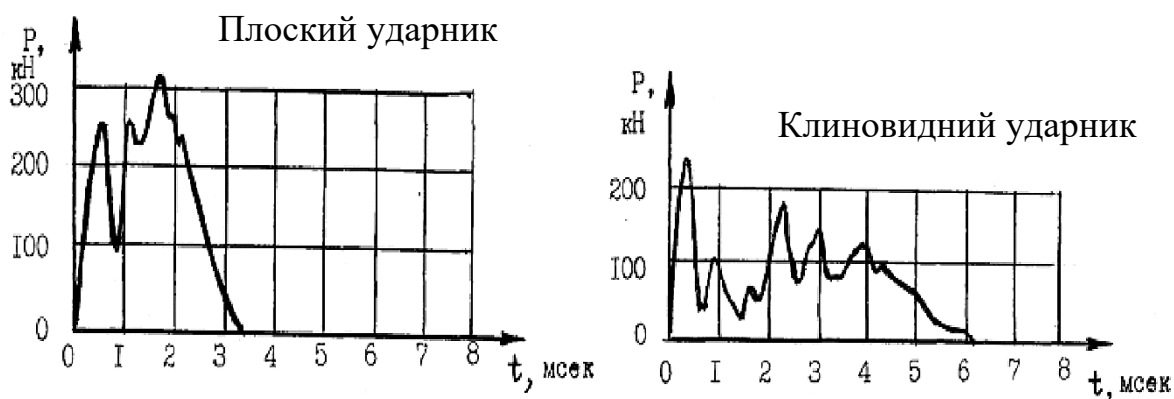


Рис. 4 - Діаграми навантажень залежно від конфігурації ударника

На рис. 5 наведено діаграми зміни навантажень та опорних реакцій в часі при випробуваннях балок на копрі.



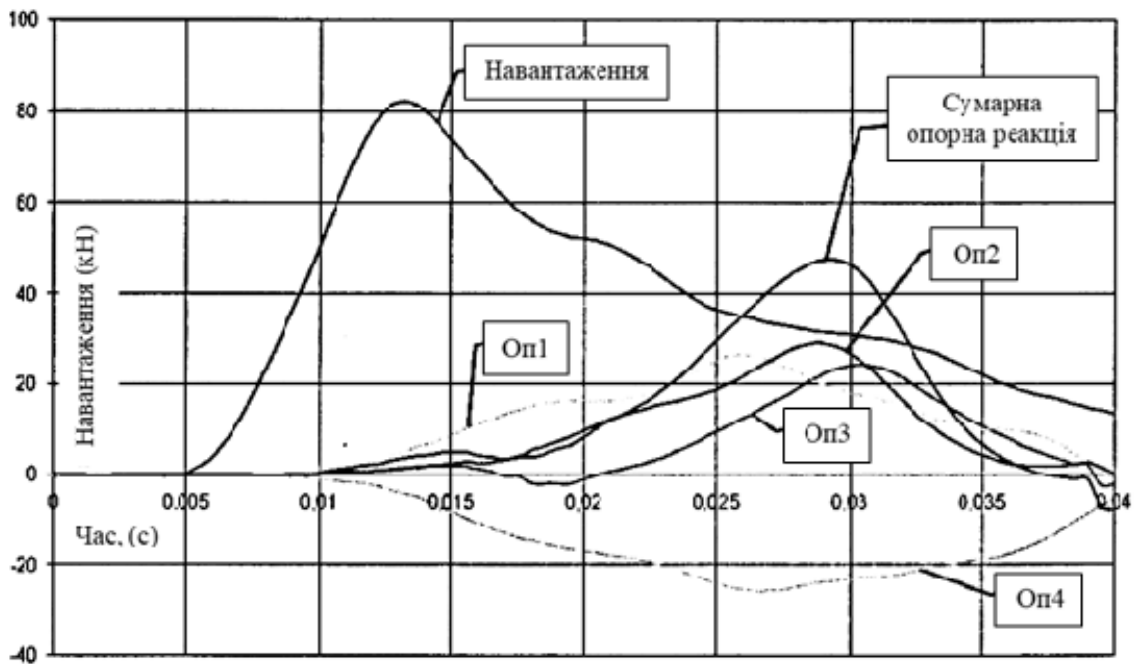


Рис. 5 – Діаграми зміни навантаження і опорної реакції в часі

Вищезазначені ілюстрації динамічних явищ підтверджують твердження, що вплив навантаження викликає помітно посилені реакції в структурах, які зазнали заданих ефектів відносно аналогічного навантаження, що застосовується статично. Крім того, комплексний набір досліджень дозволяє зробити висновок, що конфігурація імпульсу, що характеризується трикутною формою, найбільш точно відображає справжню поведінку навантаження. У цьому контексті певна категорія моделювання навантаження може бути використана для відтворення силових ударів у форматі імпульсу.

### 10.3 Дослідження показників міцності та деформативності бетону за умови дії динамічних впливів

Для розробки діаграм, що ілюструють деформацію бетону, важливо оцінити відповідні зразки. У цьому сценарії динамічні впливи чинять на зразки через навантаження, яка діє вздовж поздовжньої осі. Це призводить до утворення одноосьового напруженого стану. Помічено, що динамічні характеристики експериментальних зразків демонструють низьку швидкість завантаження.

Параметри міцності як при статичних, так і при динамічних навантаженнях можуть демонструвати значні зміни. Основна причина таких розбіжностей може бути пов'язана з мікроструктурними недосконаlostями всередині бетонної матри-

ці. Ці недосконалості призводять до вираженого зниження міцності зразка порівняно зі сценарієм застосування статичного навантаження. Крім того, рівень насичення водою сприяє динамічним характеристикам міцності бетону. Особливо парадоксально, що насичені водою зразки демонструють вищий рівень міцності в умовах динамічного навантаження на відміну від статичного навантаження. Крім того, було визначено, що це явище особливо очевидно у відносно молодих конкретних зразків (до трьох років). При тривалій тривалості цей ефект зменшується.

Причому на кількісні та якісні характеристики заповнювачів істотно впливають специфічні властивості бетонних конструкцій. Продемонстровано, що параметри міцності можуть коливатися від 150 до 200% при використанні цементу ідентичної марки, але при включенні агрегатів різної якості.

Численні дослідження показали, що зміни співвідношення води та цементу призводять до відповідних змін ударної міцності бетону. Зокрема, збільшення водно-цементного співвідношення з 0,5 до 0,7 призводить до зниження в'язкості удару на шість відсотків і зниження параметрів міцності на тридцять вісім відсотків. Це явище пояснюється розповсюдженням внутрішніх дефектів всередині бетонної матриці в міру збільшення співвідношення водно-цементу.

Встановлена діаграма напруження-деформації ( $\sigma$  —  $\epsilon$ ), сформульована О.Бергом під впливом статичного навантаження, проілюстрована на рисунку 6. На цій діаграмі визначено кілька окремих зон, серед яких:

- секція О-А, де спостерігається помітне підвищення міцності;
- секція А-Б, що характеризується поступовим зниженням параметрів міцності;
- секція З-С, яка позначає точку руйнування бетонного зразка.

Початок роботи зразка під навантаженням характеризується лінійною залежністю між напруженнями та деформаціями, бетон працює пружно без утворення пошкоджень структури. При зростанні навантаження до рівня  $R_{o\ cpc}$ , починають накопичуватися мікроушкодження в тілі бетону. За інтенсивності напружень  $R_{v\ cpc}$  мікроушкодження структури розвиваються до рівня мікротріщин, що призводить до поступового зниження показників міцності. Подальше зростання навантаження призводить до росту напружень вище рівня  $R_v\ cpc$ . Після цього фіксується зрос-

тання та накопичення пластичних деформацій в бетоні викликаних інтенсивним тріщиноутворенням.

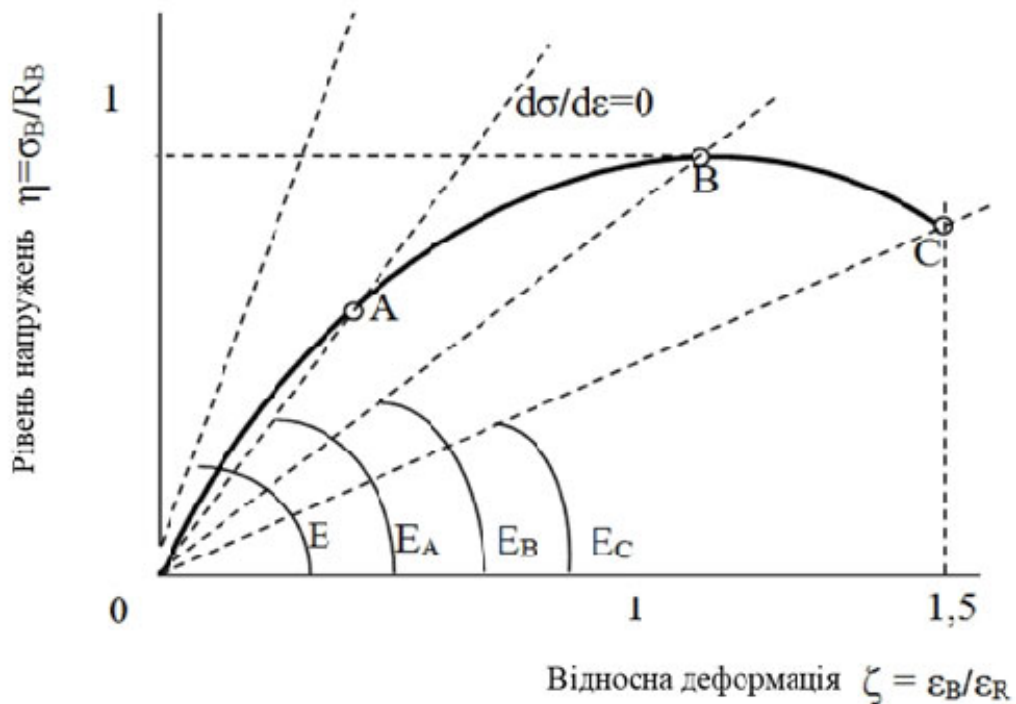


Рис. 6 – Діаграма деформування бетону

### 10.5 Динамічні показники міцності бетону який стискається

При стисканні швидкість прикладання навантаження створює істотний вплив на показники динамічної міцності. В чисельних дослідженнях було встановлено, що час прикладання навантаження тривалістю  $1\text{с}$  є визначальним з точки зору показників міцності. На рисунку 7 наведено апроксимуючу криву зміни показників міцності бетону від часу прикладання навантаження. Як видно з діаграми при швидкості прикладання навантаження менше  $1\text{с}$  міцність бетону зростала в той час як при більшому часі навантаження цей ефект, майже, не спостерігався. Також даний ефект є більш характерним для бетонів низького класу.

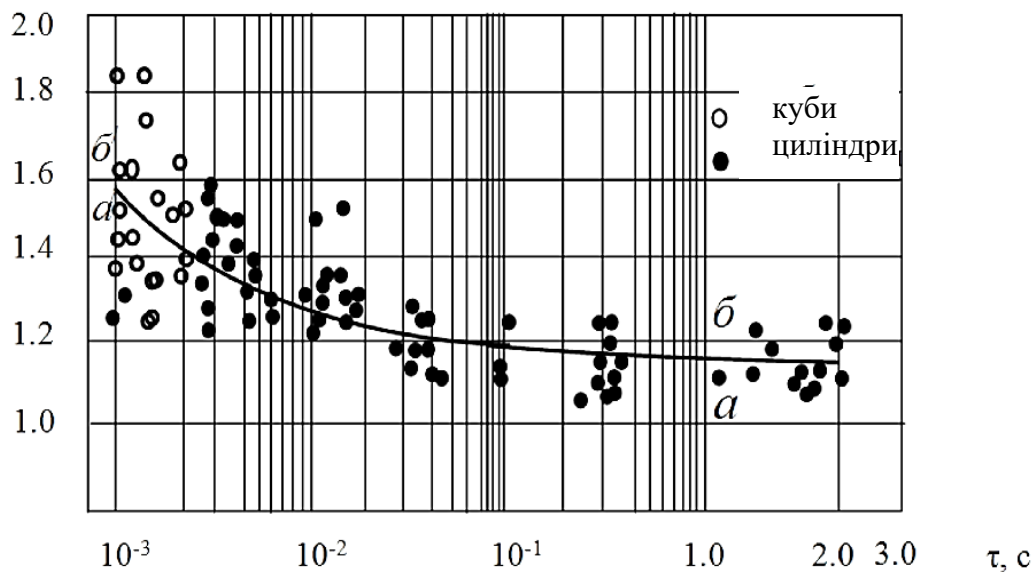


Рис. 7 – Залежність зміни межі міцності бетону при стисканні в залежності від часу

Реакція бетону на швидкість завантаження, що є репрезентативною для сейсмічних впливів, демонструє помітні розбіжності. Тому, коли період коливань навантаження коливається в межах 0,06-2 секунди, спостерігається, що при тривалості перехідного навантаження 0,03-1 секунди (еквівалентно половині періоду коливань) характеристики відмови в умовах статичного навантаження і при заданих швидкостях динамічного навантаження залишаються незмінними.

У випадку маломіцних бетонів було продемонстровано, що при тривалості навантаження 0,4 секунди міцність на стиск зростає на 20% порівняно зі статичними випробуваннями (при швидкості навантаження 3 кг/см<sup>2</sup>·с). Цей висновок узгоджується із середніми значеннями коефіцієнта динамічного зміцнення, які зазвичай використовуються в обчислювальних методологіях.

Дослідження експериментальних даних, орієнтованих на аналіз поведінки бетону під впливом динамічних навантажень на стиск, дає висновок, що при швидкості деформації  $\epsilon \dot{\nu} > 1$  існує значна ескалація динамічної міцності.

## 10.6 Показники міцності бетону на розтяг при динамічних впливах

Міцність на розрив бетону при розтягуванні може бути найбільш ефективно кількісно визначена за допомогою процесу розщеплення бетонних циліндрів і кубів. Результати, отримані від пневматичного преса з використанням зразків бетону, складеного з гранітного заповнювача, проілюстровані на рис. 8, представляючи взаємозв'язок між коефіцієнтом динамічного зміцнення бетону та тривалістю навантаження.

$$k_s^\delta = \frac{R_s^\delta}{R_s}$$

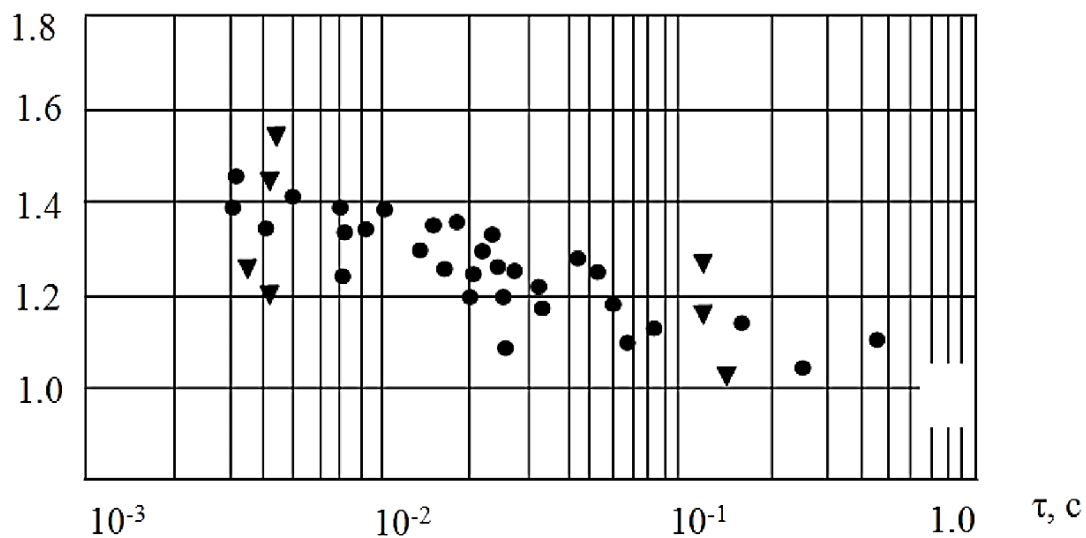


Рис. 8 – Співставлення коеф. збільшення міцності бетону при дії динам. навант в залежності від швидкості прикладання навантаження.

В результаті аналізу проведених раніше досліджень за участю важкого бетону, що піддається навантаженню від 0,4 до 70 секунд, встановлено, що як при розтягуванні, так і при різних інших формах напруги зменшення тривалості навантаження нижче певної межі (1 с) призводить до значного падіння показників міцності бетону при дії стискаючого навантаження..

### 10.7 Динамічні властивості сталі

Основною особливістю поведінки сталей при швидкісному навантаженні є підвищення їх міцнісних характеристик. Чутливість до швидкості деформування залежить, головним чином, від міцності сталей і в значно меншій мірі від хімічного складу; вона тим вище, чим нижче міцність. На ступінь динамічного зміцнення

впливає спосіб обробки сталі. Найбільший вплив швидкість деформування створює на межу плинності, менше - на межу міцності. При цьому загальний характер діаграми  $\sigma_s - \epsilon_s$  зберігається.

Показовим фактором, що характеризує поведінку сталі при динамічному навантаженні, є утворення «піку текучості» у вигляді осциляції напружень на висхідній гілці діаграми  $\sigma_s - \epsilon_s$ .

Ці осциляції відображають перевищення динамічної межі плинності сталі, і в діапазоні помірно високих швидкостей деформування, перевищення динамічної межі плинності над статичною може досягати 50-60%. Високі швидкості деформацій (105-106 1/с) викликають кратні збільшення динамічної міцності.

Необхідно відзначити, що виникнення «піку текучості» було встановлено на точених зразках малих розмірів. У роботах, виконаних на повнорозмірних зразках, було встановлено, що на діаграмі деформування арматури в стадії поставки практично відсутній «піку текучості». Встановлено також певний вплив швидкості деформування не тільки на межу плинності, а й на межу міцності сталей. Дослідженням коефіцієнта динамічного зміцнення для високоміцних встановлено, що перевищення динамічної міцності над статичною для високоміцних сталей не велике і може бути прийнято  $k_{v,s} = 1,1$ . При цьому діаметр арматури і рівень початкового статичного навантаження практично не впливають на  $k_{v,s}$ .

В іншому дослідженні зазначається, що в реальних конструкціях максимальна швидкість деформування поздовжньої арматури зареєстрована: при ударах падаючим вантажем - 0,5 1/с, при ударах, здійснюваних за допомогою пневмодинамічних установок, становить 23,3 1/с. Вказується також, що швидкість деформування поперечної арматури зазвичай значно вище (в 2-6 разів), ніж поздовжньої, в тій же конструкції.

Для опису динамічної межі текучості сталі від швидкості деформування запропонований ряд теоретичних залежностей, що базуються на фізичних моделях, які в той чи інший спосіб мають відношення до теорії дислокацій. Ці залежності, використовувані в розрахунках на вибухові впливи, можуть бути застосовані і в розрахунках на ударні впливи, проте в цьому випадку вимагають спеціального підтвердження величини експериментальних коефіцієнтів, які входять до

них. У зв'язку з цим, як і для бетону, найбільшого поширення набули напівемпіричні та емпіричні залежності.

Випробування арматури на удар показали, що отримані результати не відрізняються від результатів, при випробуваннях на вибухові навантаження.

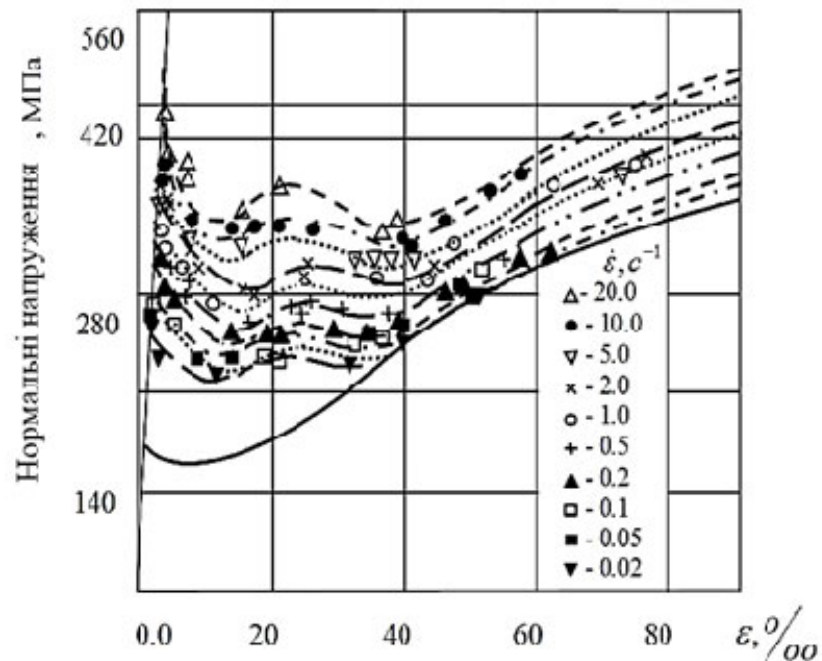


Рис. 8 – Деформації маловуглецевих сталей

Експериментальні дослідження коротких стержнів з низьковуглецевої сталі (циліндричні зразки діаметром 9,5 мм і довжиною 12,7 мм) були проведені Дж.Кемпбеллом на стискання при різних швидкостях деформування. Ним отримано залежності  $\sigma_1 - \epsilon_1$  при постійній швидкості деформацій. Значення швидкостей деформації змінювалися в межах від  $0,17 \cdot 10^{-3} \text{с}^{-1}$  до  $20 \text{с}^{-1}$ . При більш високих швидкостях деформації порушується квазістатичність, і хвильові ефекти стають визначальними. Значення швидкості деформацій, яке дорівнює  $0,17 \cdot 10^{-3} \text{с}^{-1}$  характерне для статичної деформації зразка. Результати експериментів показані на рис 9.

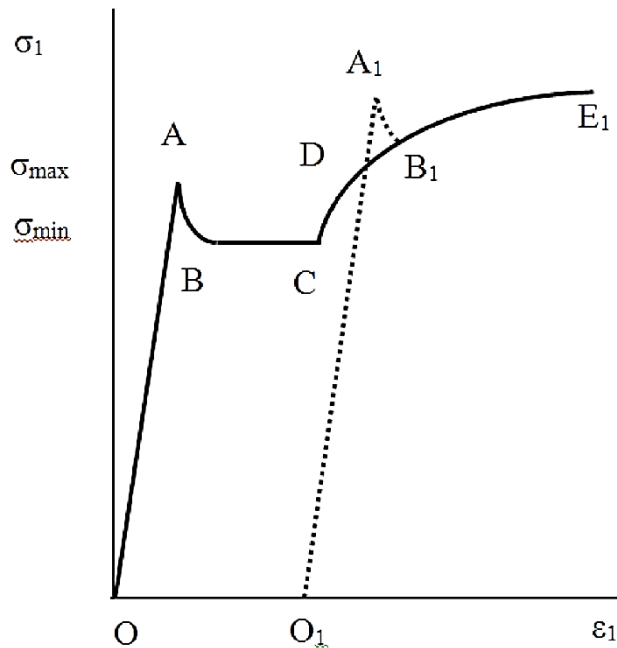


Рис. 9 – Схема експериментальної діаграми  $\sigma - \epsilon$  в режимі  $\epsilon = \text{const}$

Схема експериментальної діаграми, яка побудована на підставі дослідів Дж.Кемпбелла, показана на рис. 9. В процесі пружної деформації (ділянка OA) напруження досягають верхньої межі. На цьому етапі за даними мікроструктурного аналізу відбувається накопичення дефектів. На ділянці AB відбувається різка релаксація напружень до нижньої межі плинності. Ділянка BC характеризується двома механізмами - розмноженням і замиканням дислокацій. Як верхня, так і нижня границі плинності залежать від швидкості деформацій.

На ділянці CD відбувається зміцнення сталі, пов'язане із замиканням рухомих дислокацій внаслідок їх надзвичайно великої щільності ( $n \approx 10^{11} \text{ см}^{-2}$ ). На цій стадії можуть переважати й інші дислокаційні механізми зміцнення, пов'язані з утворенням і зростанням ніздрюватої структури матеріалу. Експериментально доведено, що якщо на ділянці CE розвантажити зразок і витримати його після розвантаження протягом деякого часу, то при подальшому навантаженні O<sub>1</sub>DA<sub>1</sub>B<sub>1</sub>E<sub>1</sub> з'явиться повторний пік плинності A<sub>1</sub>B<sub>1</sub>.

Існує ряд пропозицій по опису діаграм «деформація - напруження» в арматурі. Описати діаграму одним рівнянням в межах від  $\sigma = 0$  до  $\sigma = \sigma_u$  досить складно в силу різних закономірностей між напруженнями і деформаціями в стадії пружної, пружно-пластичної і пластичної роботи арматури. Для практичних роз-



рахунків повні деформації арматури представляють у вигляді суми пружної і непружної деформацій  $\varepsilon_s = \varepsilon_{se} + \varepsilon_{s,pl}$ .

Для практичних розрахунків діаграми  $\sigma - \varepsilon$  арматурних сталей апроксимуються криволінійними лініями і прямолінійними відрізками. Розрізняють діаграми деформування арматурної сталі з фізичним майданчиком плинності (стержнева класів А240, А300, А400) і без фізичного майданчика плинності (клас А400, А600 і вище, дротова арматура).

## 10.8 Висновки

1. Оцінка механічної цілісності та деформаційних характеристик залізобетонної колони, що піддається одночасному впливу динамічного навантаження, може бути виконана шляхом чисельного аналізу із застосуванням складних обчислювальних програм, здатних вирішувати як ударно-хвильові явища, так і квазідинамічні проблеми.

2. Експериментальні дослідження можуть дати розрахункові моделі, тим самим вимагаючи подальших досліджень для підтвердження фізичного представлення динамічної деформації в залізобетоні, враховуючи при цьому наслідки фізичної нелінійності, поширення тріщин та структурного руйнування.

3. За результатами досліджень отримані діаграми динамічних навантажень при різних умовах, аналіз яких вказує на те, що пікові зусилля реакцій при ударній дії навантаження вищі порівняно зі статичними випробуваннями, а трикутна форма імпульса може бути ефективно використана для імітації удару.

4. Встановлено, що за динамічного впливу навантаження показники динамічної міцності бетону та арматури збільшується при швидкості прикладання навантаження менше 1с.

5. Результати динамічного дослідження бетону і залізобетону можуть сприяти вдосконаленню стандартів, норм і правил як для конструювання окремих елементів, так і для проектування будівель в цілому.



## Перелік використаної літератури

1. ДБН В.1.2-2-2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Видання офіційне. – К. : Мінбуд України, 2006. – 60.
2. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 48 с.
3. ДБН Б.1.1-4-2009. Склад, зміст, порядок розроблення, погодження та затвердження містобудівного обґрунтування.
4. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016.
5. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
6. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель. – К.: Мін буд України, 2006.
7. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану.
8. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій.
9. ДБН Б.2.2-5:2011. Благоустрій територій. Зміна № 1. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2018.
10. ДСТУ Б А.2.4-6:2009. СПДБ. Правила виконання робочої документації генеральних планів.
11. ДСТУ Б А.3.2-13: 2011. Системи стандартів безпеки праці. Будівництво. Електробезпека. Загальні вимоги (ГОСТ 12.1.013-78, MOD).
12. ДБН В.2.8-3-95. Будівельна техніка, оснастка, інвентар та інструмент. Технічна експлуатація будівельних машин.
13. ДБН В.2.5-56:2014. Системи протипожежного захисту.
14. НАПБ А.01.003-2009. Правила улаштування та експлуатації систем оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей в будинках та спорудах.
15. ДСТУ ISO 6309:2007. Протипожежний захист. Знаки безпеки. Форма та колір (ISO 6309:1987, IDT).
16. ДСТУ ISO 7240-1:2007. Системи пожежної сигналізації та оповіщення.
17. ДСТУ EN 13501-1:2016. Пожежна класифікація будівельних виробів і будівельних конструкцій.
18. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. – К.: Мінрегіон України, 2014.
19. ДСТУ-Н Б А.3.1-16:2013. Настанова щодо виконання зварювальних робіт при монтажі будівельних конструкцій. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014.
20. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник / А.М. Павліков – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.
21. Залізобетонні консрукції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я.Барашикова. – К.: Вища шк., 1995. – 594с.

22. Проектирование элементов железобетонных конструкций / А.Э. Лопатто, В.Ф. Майборода. – К.: Вища шк. Главное изд-во, 1987. – 238с.
23. Будівельне виробництво, В Зт. Т. 1. Загальна частина. У 2и. Ч. 1 / Ю. Б. Олександрович, А. В. Нехорошев, С. В. Поляков та ін. ; Під ред. І. А. Онуфрієва. - М.: Стройиздат, 1988. - 642 с.: іл. - (Довідник будівельника).
24. Технічний нагляд за безпечною експлуатацією вантажопідіймальних кранів: Навчальний посібник. - М. 2003. - 344 с.
25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2018.
26. ДБН В.2.5-74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. Основні положення проектування.
27. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016
28. ДСТУ 7239:2011. Система стандартів безпеки праці. Засоби індивідуального захисту. Загальні вимоги та класифікація. Видання офіційне. – К.: ДЕРЖСПОЖИВСТАНДАРТ УКРАЇНИ, 2011
29. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012.
30. НПАОП 0.00-1.15-07. Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті. – К.: Державний комітет України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду, 2007.
31. НПАОП 28.52-1.31-13. Правила охорони праці під час зварювання металів. – К.: Міністерство надзвичайних ситуацій України, 2013.
32. ДСТУ Б А.3.2-15:2011. Система стандартів безпеки праці. Норми освітлення будівельних майданчиків (ГОСТ 12.1.046-85, MOD). Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012.
32. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація.
33. НПАОП 0.00-1.80-18. Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання. – К.: Міністерство соціальної політики України, 2018
34. НАПБ А.01.001-2014. Правила пожежної безпеки в Україні. – К.: Міністерство внутрішніх справ, 2014
35. Барч И.З. Строительные краны. – К.: Будівельник, 1974.
36. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення.
37. ДБН В.2.6-33:2008. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією.
38. ДБН Д.1.1-2-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. – К.: НДІБВ, 2002.
39. ДБН Д.2.7-2-2000. Ресурсні елементні кошторисні норми на експлуатацію машин та механізмів. – К.: НДІБВ, 2001.
40. ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об'єктів.
41. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва

42. Нормативи граничнодопустимих викидів забруднюючих речовин із стаціонарних джерел. Затверджені Наказом Міністерства охорони навколишнього середовища України від 27.06.2006р. за № 309.

43. Державні санітарні правила охорони атмосферного повітря населених місць (від забруднення хімічними та біологічними речовинами). Затверджені наказом Міністерства охорони здоров'я України від 9 липня 1997р за № 201

44. Державні санітарні правила планування та забудови населених пунктів. Затверджені Міністерством охорони здоров'я України від 19 червня 1996р за № 173.

45. Лук'янова Л.Б. Основи екології. – К.: Вища школа, 2000.

46. Охрана труда в строительстве. Инженерные решения: Справочник/ В. И. Русин, Г. Г. Орлов, Н. М. Неделько и др. – К.: Будівельник, 1990.-208 с.

47. Бондарь П. В., Медведенко С. Л. Организация пожарной безопасности в строительстве. Киев: Будівельник, 1990. – 136 с.

48. ДБН В.2.6-31:2016 Теплова ізоляція будівель – [Чинний від 2017 – 05 – 01]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 33 с

49. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія – [Чинний від 01.11.2011]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.

50. ДБН В.1.4-2.01-97 Система норм та правил зниження рівня іонізуючих випромінювань природних радіонуклідів в будівництві. Радіаційний контроль будівельних матеріалів та об'єктів будівництва.

51. ДСТУ Б.Д.1.1-1:2013 «Правила визначення вартості будівництва»

52. ДСТУ Б.Д.1.1-2:2013 «Настанова щодо визначення прямих витрат у вартості будівництва»

53. ДСТУ Б.Д.1.1-3:2013 «Настанова щодо визначення загальновиробничих і адміністративних витрат та прибутку у вартості будівництва»

54. ДСТУ Б.Д.1.1-4:2013 «Настанова щодо визначення вартості експлуатації будівельних машин та механізмів у вартості будівництва»

55. ДСТУ Б.Д.1.1-5:2013 «Настанова щодо визначення розміру коштів на титульні тимчасові будівлі та споруди і інші витрати у вартості будівництва»

56. ДСТУ Б.Д.1.1-6:2013 «Настанова щодо розроблення ресурсних елементів кошторисних норм на будівельні роботи»

57. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 «Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва»

58. ДСТУ Б Д.1.1-7:2013 «Правила визначення вартості проектних робіт та експертизи об'єктів будівництва» зі змінами