

Зміст.

Вступ.....	7
1. Варіантне проектування.....	8
1.1 Техніко-економічне обґрунтування раціонального варіанту конструктивного рішення об'єкту.....	9
2. Архітектурно-будівельний розділ	20
2.1 Опис ділянки та рішення генерального плану.....	21
2.2 Архітектурно-планувальне рішення	22
2.3 Конструктивні рішення	23
2.4 Конструкції зовнішніх стін	24
2.5 Внутрішнє оздоблення	24
2.6 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.....	25
2.7 Основні техніко - економічні показники	27
2.8 Вимоги пожежної безпеки	28
3. Розрахунково-конструктивний розділ.....	30
3.1 Збір навантажень. Вітрове навантаження	31
3.2 Навантаження на покриття	34
3.3 Навантаження на перекриття	35
3.4 Розрахунок крайніх колон КК1, КК2	36
3.5 Підбір перерізу колони КК3.....	38
3.6 Підбір перерізу колон КК4, КК5	39
3.7 Розрахунок ригеля	41
3.8 Розрахунок і конструювання рамного (жорсткого) вузла сполучення ригеля з колоною	43
3.9 Розрахунок бази колони	47
4. Підвалини та фундаменти	50
4.1 Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва. Загальні положення. Класифікація ґрунту	51

4.2 Розрахунок Ф-1.....	56
4.3.1 Визначення глибини закладання фундаменту (ФДЗ-1).....	57
4.3.2 Визначення розмірів підшви фундаменту (ФНЗ-1).....	58
5. Технологія та організація будівництва	62
5.1 Коротка архітектурно-конструктивна характеристика об'єкта	63
5.2 Специфікація збірних елементів	64
5.3 Відомість обсягів робіт, підрахунку трудовитрат і машинного часу	64
5.4 Відомість підрахунку трудовитрат і машинного часу	68
5.5 Вибір монтажного крана	74
5.6 Прив'язка монтажного крану	74
5.7 Календарний план виконання робіт	75
5.8 Проектування об'єктного будженплану і розрахунок потрібних ресурсів	76
5.8.1 Проектування тимчасових доріг	76
5.8.2 Організація приоб'єктних складів	76
5.8.3 Проектування тимчасових будівель і споруд	78
5.8.4 Проектування електропостачання будівельного майданчика	80
5.8.5 Освітлення будівельного майданчика	82
5.8.6 Проектування водопостачання і каналізації	82
5.8.7 Техніко-економічні показники по будівництву	85
5.9 Технологічна карта на влаштування монолітного перекриття та обетонування колон і ригелів.....	85
5.9.1 Складаємо калькуляцію трудових витрат і заробітної плати.....	85
5.9.2 Технологія виробництва	87
5.9.3 Заходи з техніки безпеки при виробництві бетонних і залізобетонних робіт	88
6 . Економіка будівництва	91
6.1 Пояснювальна записка	92

6.2 Зведений кошторисний розрахунок вартості об'єкта будівництва №1	93
6.3 Об'єктний кошторис № 02-01	94
6.4 Локальний кошторис на будівельні роботи №02-01-01	95
6.5 Техніко-економічні показники проекту	102
7 . Охорона праці	103
7.1 Заходи з техніки безпеки при виконанні земляних робіт	104
7.2 Заходи з техніки безпеки при виконанні бетонних робіт	105
7.3 Монтажні роботи	106
7.4 Організація безпечних умов роботи на висоті	107
7.5 Експлуатація будівельних машин	108
7.6 Експлуатація технологічного оснащення та інструменту	108
7.7 Вантажно-розвантажувальні роботи	109
7.8 Ізоляційні роботи	110
7.9 Покрівельні роботи	110
8 . Безпека життєдіяльності	111
8.1 Вимоги пожежної безпеки	112
8.2 Протидимний захист	114
9 . Екологія	118
9.1 Заходи з охорони навколишнього середовища при будівництві ...	119
10. Науковий розділ	123
10.1 Загальні відомості щодо роботи сталезалізобетонних конструкцій, які працюють на згин	125
10.2 Методики розрахунку анкерних упорів	129
10.3 Вітчизняні та закордонні нормативні документи з розрахунку сталезалізобетонних конструкцій	141
10.11 Загальні висновки	144
Перелік використаної літератури	145

Анотація

до магістерської роботи на тему «Проектування будівництва 20-ти поверхової громадської будівлі з дослідженням особливостей роботи анкерних упорів сталезалізобетонних конструкцій»

Магістерську роботу “Проектування будівництва 20-ти поверхової громадської будівлі з дослідженням особливостей роботи анкерних упорів сталезалізобетонних конструкцій” виконано на 12 аркушах креслень до яких додається розрахунково-пояснювальна записка на 147 сторінках. Остання складається із вступу, 10 розділів, переліку посилань з 58 найменувань і містить 12 рисунки та 19 таблиць.

В розділі варіантного проектування розглянуто два варіанти улаштування перекриття. Більш ефективним виявився варіант улаштування перекриття з арматурними каркасами у порівнянні з арматурними сітками.

В архітектурно-будівельному розділі запроектовані фасади будівлі, плани поверхів, генеральний план, розглянуті об’ємно-планувальні та конструктивні рішення, виконано теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій будівлі 20-ти поверхової офісної споруди.

В розрахунково-конструктивному розділі виконано розрахунок та запроектовано відправочні марки колон основної сітки, ригелів перекриття та вузли їх сполучень, складено специфікації основних елементів та матеріалів.

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

В розділі «Технологія та організація будівництва» розроблено технологічну карту на монтаж металевих ригелів і колон та технологічну карту на бетонування монолітного перекриття, будгенплан майданчика, складено календарний план будівництва.

В економічному розділі складено 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.

В науковому розділі були розглянуто особливості роботи анкерів сталезалізобетонних конструкцій.

Розділ І

Варіантне проектування

1 ВАРІАНТНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

1.1 Загальні дані

В розділі варіантного порівняння при виконанні проекту на тему «-Проектування будівництва 20-ти поверхової громадської будівлі з дослідженням особливостей роботи анкерних упорів сталезалізобетонних конструкцій» виконаємо техніко – економічне порівняння конструктивного рішення влаштування конструкції монолітного перекриття за приведеними витратами та розрахуємо економічний ефект від застосування ефективної конструкції за весь нормативний термін її експлуатації.

1.2 Характеристика варіантів

В дипломному проекті порівнюємо два варіанти влаштування монолітного перекриття:

- 1 варіант: монолітне перекриття, армоване просторовими каркасами;
- 2 варіант : монолітне перекриття, армоване рулонними сітками.

1.3 Вибір ефективного варіанта конструкцій за приведеними витратами

Розрахунки проведемо, врахуємо весь технологічний комплекс робіт та необхідні матеріально – технічні ресурси за допомогою програмного комплексу «Будівельні технології – Кошторис – версія 8» згідно Настанови № 281 (з змінами №1 та №2).

Вибір ефективного варіанта здійснюємо за мінімальними сумарними приведеними витратами на заводське виготовлення конструкцій, їх зведення та експлуатацію за формулою 1.1:

$$V=(B_б+E_n \times K_б) \times (\rho + E_{нп})+(V_e + E_n \times K_c) \quad (1.1)$$

де $B_б$ - вартість будівельно-монтажних робіт з врахуванням кошторисної вартості придбання конструкцій;

$K_б$ - капітальні вкладення в виробничі засоби будівельної організації;

$E_{нп}$ - норматив приведення капітальних вкладень за фактором часу;

E_n - норматив ефективності (норма прибутку) капітальних вкладень;

B_e - витрати на експлуатацію, утримання і ремонт конструктивних елементів;
 K_c - спряжені капітальні вкладення в сфері експлуатації будівельних конструкцій.

$(B_0 + E_n \cdot K_0)$ - приведені витрати на зведення конструкцій на будівельному майданчику з врахування витрат на придбання конструкцій, грн.;

$(B_e + E_n K_c)$ - річні приведені витрати в сфері експлуатації будівлі чи споруди, грн.

B_e - річні витрати в сфері експлуатації конструктивних елементів будівлі чи споруди, грн.

До них відносяться затрати на капітальний ремонт будівельних конструкцій, відновлення і підтримання передбаченої проектом надійності конструкцій, щорічні витрати на поточні ремонти і технічне обслуговування (опалення, освітлення, та ін.).

K_c - спряжені капітальні вкладення в сфері експлуатації будівельної конструкції (на охорону навколишнього середовища, придбання нового устаткування для ремонтів та утримання будівлі чи споруди.);

ρ - коефіцієнт реновації, частка витрат в розрахунку на рік служби конструкції, розраховується за формулою 1.2 ;

$$\rho = \frac{E_{nn}}{(1 + E_{nn})^{Te} - 1} \quad (1.2)$$

де Te - строк служби (експлуатації) будівельної конструкції, років.

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

Розрахунок економічного ефекту від створення і використання нових будівельних конструкцій за весь строк їх експлуатації здійснюється за формулою 1.3:

$$E = \frac{B_2 - B_1}{\rho_2 + E_{n,n}}, \quad (1.3)$$

позначення «1» та «2» відповідають базовому та проектному рішенням.

1.4 Розраховуємо тривалість виконання будівельних робіт за варіантами згідно формули 1.4:

$$t = \sum_{i=1}^n \frac{Tocn_i}{N_i \cdot n_i \cdot k_{зм}}, \quad (1.4)$$

де $Tocn_i$ — витрати праці робітників-будівельників на встановлення окремих видів конструктивних елементів, людино-годин, які формуються в локальних кошторисах за варіантами;

N_i — прийнята кількість бригад для виконання робіт із встановлення i -го конструктивного елемента;

n_i — середня кількість робітників-будівельників у бригаді за діючими нормами, осіб;

$k_{зм}$ — кількість робочих змін на добу прийнята при встановленні i -го конструктивного елемента.

$$t_1 = \frac{74108,44/8}{5 \cdot 5 \cdot 3} = 123,51 \text{ днів,}$$

$$t_2 = \frac{76323,48/8}{5 \cdot 5 \cdot 3} = 127,21 \text{ днів}$$

1.5 Виконаємо розрахунок капітальних вкладень в виробничі фонди будівельної організації (K) за формулами 1.5-1.7:

$$K = Kocn + Kоб, \quad (1.5)$$

$$Kocn = \sum_{j=1}^m \frac{M_j \cdot t_j}{t_{nj}}, \quad (1.6)$$

$$Kоб = \frac{(C + TB + ДКз + ДКл + КП + АВ)}{n_{об}}, \quad (1.7)$$

де $Kocn$ і $Kоб$ — капітальні вкладення відповідно в основні і оборотні фонди, грн.;

M_j — інвентарно-розрахункова вартість машин j -ї групи;

$j = 1, 2, 3 \dots n$ — порядковий номер групи використовуваних машин;

t_j — тривалість роботи машин j -ї групи на об'єкті, маш-год.

Для монтажу використовуємо кран з інвентарно - розрахунковою вартістю 4000.00 тис. грн.;

t_{nj} — нормативна тривалість роботи машин j -ї групи протягом року, маш.-год.

C — собівартість будівельно-монтажних робіт;

$TБ$ — витрати на спорудження титульних тимчасових будівель і споруд;

$$TБ = \frac{C \cdot n_{mb}}{100}; \quad (1.8)$$

де n_{mb} - усереднений показник для визначення ліміту коштів на титульні тимчасові будівлі і споруди;

$ДКз$, $ДКл$ — кошти на відшкодування додаткових витрат при виконанні робіт відповідно у зимовий та літній періоди, грн.;

$КП$ — кошторисний прибуток, грн.;

$АВ$ — адміністративні витрати будівельної організації:

$$TБ = \frac{C \cdot n_{mb}}{100} \quad ДВ_{zn} = \frac{(C + TБ) \cdot n_{kn}}{100} \quad (1.9, 1.10)$$

$$КП = Tзаг \cdot n_{kn}, \quad (1.11, 1.12)$$

$$АВ = Tзаг \cdot n_{ав},$$

де n_{mb} - усереднений показник для визначення ліміту коштів на титульні тимчасові будівлі і споруди ;

n_{zn} - усереднені показники для визначення ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні робіт відповідно у зимовий чи літній час;

$Tзаг$ — загальна нормативно-розрахункова трудомісткість робіт;

n_{kn} і $n_{ав}$ — усереднений показник відповідно кошторисного прибутку і адміністративних витрат, грн.

Згідно договірних цін, що сформовані на програмному комплексі:

1) кошторисний прибуток – 18,11 грн./люд.год за:

1-м варіантом – 1700,121 тис. грн.;

2-м варіантом - 1709,129 тис. грн.;

2) кошти на покриття адміністративних витрат будівельної організації - 5,006 грн./люд. год за:

1-м варіантом – 475,020 тис. грн.;

2-м варіантом - 488,020 тис. грн.;

3) кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд, передбачених даним проектом -0.95% за:

1-м варіантом – 488,272 тис. грн.;

2-м варіантом - 546,395 тис. грн.;

За формулами 1.6 та 1.7 розраховуємо витрати на основні та оборотні засоби:

$$K_{осн1} = \frac{4000 \times 123,51 \times 2 \times 8}{3380} = 2338,651 \text{ тис. грн.}$$

$$K_{осн2} = \frac{4000 \times 127,21 \times 2 \times 8}{3380} = 2408,710 \text{ тис. грн.}$$

$$K_{об1} = \frac{51397,023 + 488,272 + 1700,121 + 475,020}{4} = \frac{54060,436}{4} = 13515,109 \text{ тис. грн.}$$

$$K_{об2} = \frac{57410,000 + 546,395 + 1790,129 + 488,020}{4} = \frac{60234,544}{4} = 15058,636 \text{ тис. грн.}$$

$$K1 = 2238,651 + 13515,109 = 15753,760 \text{ тис. грн.}$$

$$K2 = 2408,710 + 15058,636 = 17467,346 \text{ тис. грн.}$$

1.6 За формулою 1.13 визначаємо загальну кошторисну трудомісткість будівельно-монтажних робіт ($T_{заг}$):

$$T_{заг} = T_{не} + T_{зв} + T_{тб} + T_{з} + T_{л} \quad (1.13)$$

де $T_{не}$ — нормативно-розрахункова трудомісткість робіт, що передбачаються прямими витратами;

$T_{зв}$ — розрахункова кошторисна трудомісткість робіт, що передбачені загальновиробничими витратами:

$$T_{3в} = T_{пв} \cdot K_{т3в} \quad (1.14)$$

$T_{тб}$ — розрахункова трудомісткість робіт зі зведення і розбирання титульних тимчасових будівель і споруд;

T_3 і $T_л$ — розрахункова додаткова трудомісткість будівельно-монтажних робіт при їх виконанні відповідно в зимовий та літній періоди.

Загальна трудомісткість виконання робіт за локальними кошторисами, складають:

за першим варіантом загальна трудомісткість – 87,354 тис. люд. год.;

за другим варіантом загальна трудомісткість – 88,554 тис. люд. год.

1.7 Визначаємо витрати на експлуатацію конструктивних елементів, які включають суму річних амортизаційних відрахувань (A) і витрати на ремонт і утримання конструкцій ($B_{ру}$) за формулами 1.15 -1.16:

$$B_e = A + B_{ру} \quad (1.15)$$

$$A = \frac{(C + ДВ_{зл} + КП + АВ)}{100} \cdot H_a, \quad (1.16)$$

де H_a — річна норма амортизаційних відрахувань на будівлі і споруди, %.

$$A_1 = \frac{54060,436}{100} \times 8 = 4234,834 \text{ тис. грн.}$$

$$A_2 = \frac{60234,544}{100} \times 8 = 4818,764 \text{ тис. грн.}$$

Витрати на ремонт та утримання конструкцій визначаються по кожній j -й групі конструкцій:

$$B_{ру} = \frac{\sum_{j=1}^m (C + ДВ_{зл_j} + КП_j + АВ_j) \cdot H_{ру_j}}{100}, \quad (1.17)$$

$H_{ру_j}$ — річні норми витрат на ремонт та експлуатацію j -ї конструкції, які для монолітного залізобетонного перекриття - 2,3%

$$B_{ру1} = \frac{54060,436 \times 2,3}{100} = 1243,390 \text{ тис. грн.}$$

$$B_{ру2} = \frac{60234,544 \times 2,3}{100} = 1385,395 \text{ тис. грн.}$$

$$Be1 = 4234,834 + 1243,390 = 5478,224 \text{ тис. грн.}$$

$$Be2 = 4818,764 + 1385,395 = 6204,159 \text{ тис. грн.}$$

Строк використання конструкцій за двома варіантами по 80 років і коефіцієнт реновації відповідно дорівнюватиме 0.000488:

$$B_{п1} = (54060,436 + 0,15 \times 15753,760) \times (0,000488 + 0,1) + 5478,224 = 11148,109 \text{ тис. грн.}$$

$$B_{п2} = (60234,544 + 0,15 \times 17467,346) \times (0,000488 + 0,1) + 6204,159 = 12520,297 \text{ тис. грн.}$$

1.7В результаті розрахунків отримаємо, що економічний ефект в результаті використання раціональної конструкції складе:

$$E = \frac{6204,159 - 5478,224}{0,000488 + 0,1} = 7224,096 \text{ тис. грн.}$$

Результати розрахунків зведемо в таблицю 1.1.

Таблиця 1.1 - Основні техніко-економічні показники за варіантами конструкцій

№зп	Показник	Од. виміру	Варіанти	
			1	2
1	Тривалість виконання будівельних робіт	дні	123,51	127,21
2	Загальна кошторисна трудомісткість робіт	тис. люд.-год.	87,354	88,554
3	Собівартість будівельних робіт	тис. грн.	51397,023	57410,000
4	Вартість основних та оборотних коштів	тис. грн.	15753,760	17467,346
5	Річні приведені витрати	тис. грн.	11148,109	12520,297
6	Економічний ефект від впровадження ефективного варіанту конструкцій	тис. грн.	7224,096	

Згідно розрахунків визначено, що застосування першого варіанту улаштування конструкцій монолітного перекриття, армованого просторовими каркасами в порівнянні з армуванням рулонними сітками надасть можливість отримати ефект за приведеними витратами в розмірі 7224,096 тис. грн. Перший варіант і враховуємо в подальшому проектуванні.

Проектування будівництва 20-ти поверхової громадської будівлі з дослідженням особливостей роботи анкерних упорів сталезалізобетонних конструкцій
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 02-002

Порівняння - варіант 1

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

ОСНОВА:
креслення(специфікації)№

Кошторисна вартість 51 397,023 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 87,35403 тис. люд.-год
Кошторисна заробітна плата 7 056,692 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на 26 листопада 2024 р.

№ Ч.ч.	Обрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниць, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год. не зайнятих обслуговуванням машин	
					Всього	заробітної плати	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	в тому числі заробітної плати	тих, що обслуговують машини
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Розділ № 1 Варіант 1											
1	КБ6-22-5	Улаштування перекриттів армоване просторовими каркасами на висоті від опорної площадки до 6 м	100 м3 залізобетону в ділі	48,9	582 569,51 113 390,46	22 990,57 7 089,13	28 487 649	5 544 793	1 124 239 346 658	1 515,5100 79,4730	74 108,44 3 886,23
2	П160-17	Арматура	т	620,5	31 450,00		19 514 725				
Разом прямих витрат по розділу № 1							48 002 374	5 544 793	1 124 239 346 658		74 108,44 3 886,23
Разом прямих витрати по розділу в тому числі:						грн.	48 002 374				
вартість матеріалів, виробів і комплектів						грн.	41 333 342				
вартість ЕММ						грн.	1 124 239				
в т.ч. заробітна плата в ЕММ						грн.	346 658				
заробітна плата робітників						грн.	5 544 793				
всього заробітна плата						грн.	5 891 451				
Загальновиборничі витрати						грн.	3 394 649				
трудоємність в загальновиборничих витратах						люд.-г					9 359,36

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		1 165 241				
		Всього по розділу				грн.	51 397 023					
		Кошторисна трудомісткість				люди-г						87 354,03
		Кошторисна заробітна плата				грн.		7 056 692				
		Разом прямих витрат по кошторису					48 002 374	5 544 793	1 124 239			74 108,44
		Разом прямі витрати в тому числі:				грн.	48 002 374		346 658			3 886,23
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	41 333 342					
		вартість ЕММ				грн.	1 124 239					
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		346 658				
		заробітна плата робітників				грн.		5 544 793				
		всього заробітна плата				грн.		5 891 451				
		Загальновиробничі витрати				грн.	3 394 649					
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люди-г						9 359,36
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		1 165 241				
		Всього по кошторису				грн.	51 397 023					
		Кошторисна трудомісткість				люди-г						87 354,03
		Кошторисна заробітна плата				грн.		7 056 692				

Склав

Бихно В.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірів

Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

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

Підрядник: ПП Будівельник
(назва організації)

ДОГОВІРНА ЦІНА № 1

на будівництво Проектування будівництва 20-ти поверхової громадської будівлі з дослідженням особливостей роботи анкерних упорів сталезалізобетонних конструкцій

(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 № №7 від 20.11.24. 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	Розділ I. Будівельні роботи Прямі витрати у тому числі Заробітна плата будівельників, монтажників Вартість матеріальних ресурсів Вартість експлуатації будівельних машин	48 002,374 5 544,793 41 333,342 1 124,239	48 002,374 5 544,793 41 333,342 1 124,239	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	3 394,649	3 394,649	
3		Всього прями і загальновиробничі витрати	51 397,023	51 397,023	
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)	488,272	488,272	
		Разом	51 885,295	51 885,295	
5	Розрахунок №3 (Додаток 8, Настанова п.26)	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період	233,484	233,484	
		Разом	52 118,779	52 118,779	
6	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова)	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	1 700,121	1 700,121	
7	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова)	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	475,020		475,020
		Разом по розділу I	54 293,920	53 818,900	475,020
8		Податок на додану вартість	10 858,784		10 858,784
		Всього по розділу I	65 152,704	53 818,900	11 333,804
9		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	73,241	73,241	
10		Податок на додану вартість	14,648		14,648
11		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	87,889	73,241	14,648
		Розділ II. Устаткування			

1	2	3	4	5	6
12		Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		
13		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		Разом по розділу II	-		
14		Податок на додану вартість	-		
		Всього по розділу II	-		
		Всього договірна ціна (р.І+р.ІІ)	65 152,704		

Замовник:	ПАТ "АрселорМіттал Кривий Ріг" (назва організації)
Підрядник:	ПП "Будівельник" (назва організації)

ДОГОВІРНА ЦІНА № 2

на будівництво Проектування будівництва 20-ти поверхової громадської будівлі з дослідженням особливостей роботи анкерних упорів сталезалізобетонних конструкцій

(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 № №7 від 20.11.24. 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	Розділ І. Будівельні роботи Прямі витрати у тому числі Заробітна плата будівельників, монтажників Вартість матеріальних ресурсів Вартість експлуатації будівельних машин	54 015,351 5 544,793 47 346,319 1 124,239	54 015,351 5 544,793 47 346,319 1 124,239	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	3 394,649	3 394,649	
3		Всього прями і загальновиробничі витрати	57 410,000	57 410,000	
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)	545,395	545,395	
		Разом	57 955,395	57 955,395	
5	Розрахунок №3 (Додаток 8, Настанова п.26)	Кошти на виконання будівельних робіт у зимовий період	260,799	260,799	
		Разом	58 216,194	58 216,194	
6	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова)	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	1 790,129	1 790,129	
7	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова)	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	488,020		488,020
		Разом по розділу І	60 391,335	59 916,315	475,020
8		Податок на додану вартість	12 078,267		12 078,267
		Всього по розділу І	72 469,602	59 916,315	12 553,287
9		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	81,809	81,809	
10		Податок на додану вартість	16,362		16,362
11		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	98,171	81,809	16,362
		Розділ ІІ. Устаткування			

1	2	3	4	5	6
12		Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		
13		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		Разом по розділу II	-		
14		Податок на додану вартість	-		
		Всього по розділу II	-		
		Всього договірна ціна (р.І+р.ІІ)	72 469,602		

Проектування будівництва 20-ти поверхової громадської будівлі з дослідженням особливостей роботи анкерних упорів сталезалізобетонних конструкцій
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 02-003

Порівнянні - варіант 2

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

ОСНОВА:
креслення(специфікації)№

Кошторисна вартість 57 410,000 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 88,55403 тис. люд.-год
Кошторисна заробітна плата 7 056,692 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на 26 листопада 2024 р.

№ Ц.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих ваннями машин	
					Всього	експлуа- тації машин	Всього	заробітної плати	експлуа- тації машин	в тому числі заробітної плати	на одиницю
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Розділ № 1 Варіант 1											
1	КБ6-22-5	Улаштування перекриттів армоване рулоними сітками на висоті від опорної площини до 6 м	100 м3 залізобетону в ділі	48,9	582 569,51 113 390,46	22 990,57 7 089,13	28 487 649	5 544 793	1 124 239 346 658	1 515,5100 79,4730	76 323,48 3 886,23
2	П160-17	Рулоні сітки	т	763,16	33 450,00		25 527 702				
Разом прямих витрат по розділу № 1							54 015 351	5 544 793	1 124 239 346 658		76 323,48 3 886,23
Разом прямих витрати по розділу						грн.	54 015 351				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів і комплектів						грн.	47 346 319				
вартість ЕММ						грн.	1 124 239				
в т.ч. заробітна плата в ЕММ						грн.		346 658			
заробітна плата робітників						грн.	5 544 793				
всього заробітна плата						грн.	5 891 451				
Загальновиробничі витрати						грн.	3 394 649				
трудоємність в загальновиробничих витратах						люд-г					9 359,36

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		заробітна плата в загальновиrobничих витратах				грн.		1 165 241				
		Всього по розділу				грн.	57 410 000					
		Кошторисна трудомісткість				люди-г						87 354,03
		Кошторисна заробітна плата				грн.		7 056 692				
		Разом прямих витрат по кошторису					54 015 351	5 544 793	1 124 239			76 323,48
		Разом прями витрати				грн.	54 015 351		346 658			3 886,23
		в тому числі:										
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	47 346 319					
		вартість ЕММ				грн.	1 124 239					
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		346 658				
		заробітна плата робітників				грн.		5 544 793				
		всього заробітна плата				грн.		5 891 451				
		Загальновиrobничі витрати				грн.	3 394 649					
		трудомісткість в загальновиrobничих витратах				люди-г						9 359,36
		заробітна плата в загальновиrobничих витратах				грн.		1 165 241				
		Всього по кошторису				грн.	57 410 000					
		Кошторисна трудомісткість				люди-г						87 354,03
		Кошторисна заробітна плата				грн.		7 056 692				

Склав

Бихно В.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірів

Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Розділ II

Архітектурно-будівельний

2. Архітектурно-будівельний розділ.

2.1 Опис ділянки будівництва та рішення генерального плану.

На прийнятій ділянці передбачені майданчики для паркування машин, магазин та житлові будинки. Для під'їзду до житлового будинку передбачена автодорога шириною 6 м, яка так само використовується як пожежний проїзд. Вона проходить навколо будівлі.

Із західного боку будівлі розміщена зона відпочинку з зеленими насадженнями та лавочками для персоналу. Зі східного боку будівлі розміщений магазин. Поруч з магазином передбачена автостоянка для покупців.

Зелені насадження в житлових районах мають суттєве значення як оздоровче так і естетичне. До складу озеленення прибудинкової території входять групи і смуги дерев і чагарників, газони, квітники, алеї і майданчики для відпочинку. Розміщення дерев і чагарників здійснено з урахуванням: захисту місць відпочинку, прогулянкових алей, створення щільних пилегазозахисних смуг уздовж зовнішнього фронту житлової забудови.

Визначення техніко-економічних показників.

Площа забудови $S_{забудови}=12150 \text{ м}^2$.

Площа озеленення $S_{озеленення}=5100 \text{ м}^2$.

Площа асфальтового покриття $S_{асф.покр.}=5680 \text{ м}^2$.

Площа всієї ділянки $S_{ділянки}=17250 \text{ м}^2$.

Коефіцієнт забудови $K_{забуд.} = \frac{S_{забуд}}{S_{ділянк}} = 0.075$.

Коефіцієнт озеленення $K_{озелен.} = \frac{S_{озеленен}}{S_{ділянк}} = 0.588$.

$$\text{Коефіцієнт асфальтового покриття } K_{\text{асф.пок.}} = \frac{S_{\text{асф.пок.}}}{S_{\text{ділянки}}} = 0.326.$$

$$\text{Коефіцієнт використання території } K_{\text{вик.тер.}} = \frac{S_{\text{забуд.}} + S_{\text{асф.пок.}}}{S_{\text{ділянки}}} = 0.475.$$

Всі показники винесені на лист креслення див. лист 2.

2.2 Архітектурно-планувальне рішення.

Проектована будівля, в плані, має оригінальне рішення у вигляді «чотирилистника клевера». Див. Листи рис. 2,3. Переважаюча сітка колон бхб м.

Архітектурно-планувальне рішення поверху на позначці 0.000.

Висота першого поверху 3,3 м.

Приміщення, які входять до складу першого поверху це:
- вестибюль, тут же розміщується приміщення охорони - вахта. Пройшовши вестибюль, ми потрапляємо в ліфтовий хол, в якому розміщуються для сполучення з іншими поверхами - швидкісні ліфти. Тут же розміщується сходовою клітка та офісні приміщення.

Технічний поверх.

Висота технічного поверху 2.4 м. Технічні приміщення житлового будинку використовують для розміщення інженерного обладнання і прокладання технічних комунікацій. На технічному поверсі передбачається розмістити оглядові майданчики відокремлені від інженерного обладнання і технічних комунікацій перегородками.

Підвал.

Висота підвалу 2.4 м. У підвалі передбачається розміщення інженерного обладнання, збір комунікацій різного призначення. Так само передбачається розміщення груп приміщень громадського призначення. Для цього передбачені відповідно входи і приямки.

Типові поверхи.

Висота типових поверхів 3.3 м. Будівля запроектована хрестоподібною форми і з розміщенням ліфтів, сходових майданчиків і туалетів в середині будівлі. Офісні приміщення розміщуються по обидва боки коридору. Вони запроектовані розміром бхб м для забезпечення в подальшому вільного планування.

2.3. Конструктивні рішення.

Будівля запроектована з урахуванням можливостей місцевої будівельної індустрії.

Фундаменти - фундаменти мілкого (неглибокого) закладення з монолітного залізобетону, див. лист 8.

Несучий остов будівлі - металевий каркас в залізобетонній «сорочці».

Перекриття - монолітний залізобетон.

Зовнішні стіни - залізобетонні стінові панелі закріплених на каркасі

Перегородки - між приміщеннями, за винятком мокрих блоків - гіпсобетонні товщиною 80 мм або 120 мм з керамічної цегли. Перегородки мокрих блоків - керамічна цегла, товщиною 120 мм.

Вікна - дерев'яні, деревоалюмінієві, алюмінієві (вітражі).

Покрівля - рулонна.

Еркерні виступи виготовлені з алюмінієвих вітражів з тонованим склом.

Зовнішня обробка – опорядження декоративним розчином за технологією “CEREZIT” по залізобетонній поверхні стінових панелей.

2.4. Конструкції зовнішніх стін.

Зовнішні стіни передбачається виконувати із залізобетонних стінових панелей із застосуванням ефективних утеплювачів.

Перетин стіни складається з:

- внутрішнього і зовнішнього шару, виконаного з важкого бетону товщиною 80 і 120 мм відповідно.

- шар утеплювача мінераловатного Rochwoł «Венти-Баггс», товщина якого, згідно теплотехнічного розрахунку, складає 125 мм.

2.5 Внутрішні оздоблення.

Залежно від характеру і призначення приміщень, покриття верхнього шару конструкції підлоги передбачається прийняти:

- штучний паркет - в офісних приміщеннях.
- лінолеум на тепло ізолюючій основі підставі - в коридорах.
- керамічна плитка - в туалетах.
- мозаїчне шліфоване покриття (террацо) - у вестибюлях і на сходах.

Експлікація підлог наведена в графічній частині проекту (див . лист 3).

Можливі й інші варіанти покриттів верхнього шару конструкції підлоги за бажанням замовників.

Оздоблення внутрішньої поверхні і перегородок:

- облицювання природним каменем (мармур, ракушняк);
- дерево коштовних порід деревини (дуб, ясен, бук);
- різноманітні фарбування;

- обклеювання високоякісними шпалерами;
- керамічна глазурована плитка.

2.6. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.

Параметри клімату району будівництва зводимо у таб.2.1.

Таблиця 2.1

Розрахункові параметри клімату м. Харків

Температура зовнішнього повітря, °С			Зона вологості	Температурна зона
Найбільш холодної доби із забезпеченням		Найбільш холодних п'яти діб із забезпеченням		
0,98	0,92	0,92		
$t_1^{0,98} = -31$	$t_1^{0,92} = -28$	$t_5^{0,92} = -23$	суха	I

Параметри мікроклімату приміщення зводимо у таб.2.2.

Таблиця 2.2

Розрахункові параметри мікроклімату приміщення.

Температура внутрішнього повітря t_B , °С [4]	Вологість внутрішнього повітря ϕ_B , % [4]
20	55

Конструкція стіни зображена на рис.2.1.

Умови експлуатації стіни [4] - А

Теплотехнічні показники матеріалів стіни зводимо до таб.2.3.

Таблиця 2.3.

Розрахункові теплотехнічні показники матеріалів стіни

№	Назва шару	Щільність матеріалу кг/м ³	Товщина матеріалу м	Коефіцієнт теплопровідн., λ , Вт/(м ² ·К)	Коефіцієнт теплосвоєння S , Вт/(м ² ·К)
1	Важкий бетон	2400	0,12	1,83	17,88
2	Мінераловатний утеплювач	200	X	0,069	1,01
3	Важкий бетон	2400	0,08	1,83	17,88

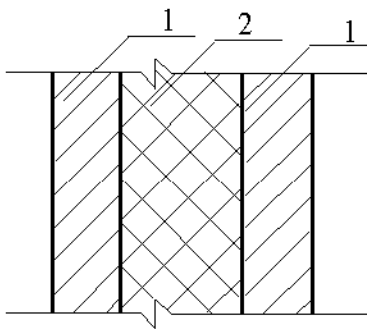


Рис. 2.1. Конструкція стіни. 1- важкий бетон; 2 – мінераловатний утеплювач.

Визначаємо розрахунковий опір теплопередачі огорожувальної конструкції

$$R_{\text{заг}} = R_B + R_K + R_3$$

R_B – опір тепловіддачі внутрішньою поверхнею огородження.

R_K – термічний опір конструкції.

R_3 – опір тепловіддачі зовнішньою поверхнею огородження.

$\alpha_B = 8,7$ Вт/(м²·°С) – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції.

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

Визначаємо товщину утеплюючого шару -X:

$$R_{q,\min} - R_{\text{заг}} = R_{q,\min} - \frac{1}{\alpha_в} - \frac{1}{\alpha_3} - \left(\frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} \right) = 3,3 - 0,115 - 0,043 - \left(\frac{0,12}{1,83} + \frac{X}{0,069} + \frac{0,08}{1,83} \right) \Rightarrow$$

$\Rightarrow X = 0,122 \text{ м}.$

Для стіни приймаємо товщину утеплюючого шару 0,125 м.

$$R_{\text{заг}} = \frac{1}{\alpha_в} + \sum R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_в} + \frac{1}{\alpha_3} + \left(\frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} \right) = 0,115 + 0,043 + \left(\frac{0,12}{1,83} + \frac{0,125}{0,069} + \frac{0,08}{1,83} \right) = 3,442 \left(\frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \right).$$

Перевіримо виконання умови:

$R_{\text{заг}} = 3,442 \geq R_{q,\min} = 3,3$ - умова виконується, коригування конструкційного рішення огорожувальної конструкції не потрібно.

2.7. Основні техніко - економічні показники.

Кількість поверхів:

- надземних – 21;
- підземних – 1.

З них:

- громадських – 20
- технічних – 2

2.8. Вимоги пожежної безпеки.

Будівля, виходячи з межі вогнестійкості основних несучих та огорожуючих конструкцій прийнята 1-го ступеня вогнестійкості.

Протяжність, кількість евакуаційних виходів, їх ширина і висота визначені за умовами експлуатації і згідно планувальним рішенням на підставі норм:

- ДБН В.2.2-15-2005 «Житлові будинки. Основні положення»;

- ДБН В.1.1.7-2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»

Клас конструктивної пожежної небезпеки будинку - СО.

Клас за функціональною пожежною небезпекою - Ф 1.3.

Евакуація з поверхів житлових приміщень здійснюється через дві розосереджені незадимповані сходові клітки типу Н2, які мають виходи через коридор і сходи типу Н2 з виходом назовні, через вестибюль.

У підвалі передбачені вікна з прямиками.

У приміщеннях, розміщених у підвалі, зберігання та використання легкозаймистих матеріалів не передбачено.

Евакуація з першого поверху здійснюється через 2 розосереджено розташованих виходи, безпосередньо, назовні.

Видалення диму з поповерхових коридорів у будівлі передбачається через спеціальні шахти з примусовою витяжкою і клапанами, що улаштовуються на кожному поверсі.

Для кожної шахти димовидалення передбачається автономний вентилятор. Шахти димовидалення виконані з негорючих матеріалів і мають межу вогнестійкості не менше 1 год.

У шахтах ліфтів при пожежі забезпечується подача зовнішнього повітря з окремого каналу у верхню частину ліфтової шахти.

Вентиляційні установки підпору повітря і димовидалення розташовані в окремих вентиляційних камерах, відгороджених

протипожежними перегородками 1-го типу. Відкривання клапанів і включення вентиляторів передбачається автоматичним від сповіщувачів пожежної сигналізації, встановлених у передпокоях квартир, а також дистанційним - від кнопок, встановлених на кожному поверсі в шафах пожежних кранів.

Пожежна сигналізація прийнята ДПП – 1, яка реагує на дим і тепло.

Розділ III

Розрахунково-конструктивний

3. Розрахунково-конструктивний розділ

3.1. Збір навантажень. Вітрове навантаження.

Будівля за висотою більше 40 м, тому вітрове навантаження підраховуємо як суму статичних та динамічних складових.

Нормативне значення середньої статичної складової вітрового навантаження на висоті z над поверхнею землі визначаємо за формулою:

$$\omega_m = \omega_0 \cdot K \cdot C,$$

де: ω_0 - нормативне значення вітрового тиску,

$\omega_0 = 0.43$ КПа згідно дод. Е, ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» для міста Харків.

C - аеродинамічний коефіцієнт.

$$C_y = 0, C_x = 1.354.$$

K – коефіцієнт, що враховує зміну вітрового тиску за висотою z .

Тип місцевості - В.

$$\omega_0 = 0.43 \cdot 1.354 \cdot K = 43 \cdot 1.354 \cdot K = 40.62 \cdot K.$$

$$z \leq 5 \quad \omega_{m1} = 40.62 \cdot 0.5 = 20.31 \text{ кгс/м}^2 = 0.203 \text{ кН/м}^2$$

$$z \leq 10 \quad \omega_{m2} = 40.62 \cdot 0.65 = 26.403 \text{ кгс/м}^2 = 0.264 \text{ кН/м}^2$$

$$z \leq 20 \quad \omega_{m3} = 40.62 \cdot 0.85 = 34.527 \text{ кгс/м}^2 = 0.345 \text{ кН/м}^2$$

$$z = 40 \quad \omega_{m4} = 40.62 \cdot 1.1 = 44.682 \text{ кгс/м}^2 = 0.447 \text{ кН/м}^2$$

$$z = 60 \quad \omega_{m5} = 40.62 \cdot 1.3 = 52.806 \text{ кгс/м}^2 = 0.528 \text{ кН/м}^2$$

На позначці

$$z_s = 69,7 \text{ м} \quad \omega_{m\hat{a}} = 40.62 \cdot 1,37 = 55,65 \text{ кгс/м}^2 = 0.657 \text{ кН/м}^2$$

Розрахункове значення середньої статичної складової вітрового навантаження на висоті z над поверхнею землі визначаємо за формулою:

$$\omega = \omega(Z) \cdot B \cdot \gamma_f,$$

де: $\gamma_f = 1.4$ – коефіцієнт надійності за навантаженням.

$$\omega_1 = 0.203 \cdot 6 \cdot 1.4 = 2.27 \text{ кН/м}$$

$$\omega_2 = 0.264 \cdot 6 \cdot 1.4 = 2.96 \text{ кН/м}$$

$$\omega_3 = 0.345 \cdot 6 \cdot 1.4 = 3.864 \text{ кН/м}$$

$$\omega_4 = 0.447 \cdot 6 \cdot 1.4 = 5.01 \text{ кН/м}$$

$$\omega_5 = 0.528 \cdot 6 \cdot 1.4 = 5.91 \text{ кН/м}$$

$$\omega_6 = 0.589 \cdot 6 \cdot 1.4 = 6.60 \text{ кН/м}$$

$$\omega_7 = 0.650 \cdot 6 \cdot 1.4 = 7.28 \text{ кН/м}$$

$$\omega_8 = 0.657 \cdot 6 \cdot 1.4 = 7 \text{ кН/м}$$

A – площа епюри.

$$A = 2.27 \cdot 5 + \frac{2.96 + 2.27}{2} \cdot 5 + \frac{3.864 - 2.96}{2} \cdot 10 + \frac{5.10 + 3.864}{2} \cdot 20 + \frac{5.91 + 5.01}{2} \cdot 20 + \frac{6.24 + 5.91}{2} \cdot 20 = 11.35 + 13.075 + 34.12 + 88.74 + 109.2 + 58.928 = 315.413 \text{ кН.}$$

S – статичний момент.

$$S = 11.35 \cdot 2.5 + 2.27 \cdot 5 \cdot 7.5 + \frac{1}{2} \cdot 5 \cdot (2.96 - 2.27) \cdot \left(\frac{5}{3} + 5\right) + 2.96 \cdot 10 \cdot 15 + \frac{1}{2} (3.864 - 2.96) \cdot \left(\frac{10 \cdot 2}{3} + 10\right) \cdot 10 + 3.864 \cdot 20 \cdot 30 \cdot (5.01 - 3.864) \cdot \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot \left(\frac{2 \cdot 20}{3} + 20\right) + (5.91 - 5.01) \cdot 20 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{20 \cdot 2}{3} + 40\right) + 5.01 \cdot 20 \cdot 50 + 5.91 \cdot 20 \cdot 70 + (6.24 - 5.91) \cdot \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot \left(\frac{2 \cdot 20}{3} + 60\right) = 12659.77 \text{ м}^3$$

Положення центра ваги епюри буде.

$$C = \frac{S}{A} = \frac{12659.77}{315.413} = 40.14 \text{ м}$$

Знаходимо параметр трапецієподібної епюри вітрового тиску:

$$a = \frac{2 \cdot H - 3 \cdot C}{3 \cdot C - H} = \frac{2 \cdot 69.7 - 3 \cdot 40.14}{3 \cdot 40.14 - 69.7} = 0.374$$

Знаходимо розрахунковий вітровий тиск вгорі будівлі:

$$\omega = \frac{2 \cdot A}{[(1+a) \cdot H]} = \frac{2 \cdot 315,413}{(1+0.374) \cdot 69,7} = 6,6 \text{ кН/м}$$

Розрахунок пульсаційної складової навантаження.

Пульсаційне нормативне вітрове навантаження на рівні z:

$$\omega_p^H = 1.4 \cdot \left(\frac{z}{h} \right) \cdot \xi \cdot \omega_{ph}],$$

де:

$\omega_{ph} = \omega_m \cdot \varphi \cdot \nu$ - нормативне значення пульсаційної складової вітрового

навантаження на висоті H, верху споруди.

де:

φ - коефіцієнт пульсацій тиску вітру на рівні z;

ν - коефіцієнт просторової кореляції пульсації тиску вітру;

$\varphi = 0.667$ при $z = H$;

$\nu = 0.697$ при $\rho = B$, $\chi = H$;

ξ - коефіцієнт динамічності, який визначається залежно від параметра

$$\xi = \frac{\sqrt{\gamma_f \cdot \omega_0}}{940 \cdot f},$$

де:

f_1 – перша частота власних коливань.

$$f_1 = \frac{1}{T},$$

$$T = 0.021 \cdot H$$

$$f_1 = \frac{1}{0.021 \cdot 102.9 \cdot 9} = 0.463 = 0.5 \text{ Гц}$$

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{1.4 \cdot 300}}{940 \cdot 0.5} = 0.05 \Rightarrow \xi = 1.65$$

$$\omega_p^H = 1.4 \cdot \left(\frac{102.9}{102.9} \right) \cdot 1.65 \cdot 0.305 = 0.705 \text{ кН/м,}$$

де:

$$\omega_{ph} = 0.657 \cdot 0.667 \cdot 0.697 = 0.305 \text{ при } z=H.$$

Розрахункове навантаження:

$$\omega_p = \omega_{ph} \cdot \gamma_f \cdot B = 0.705 \cdot 1.4 \cdot 8 = 7.89 \text{ кН/м}$$

3.2. Навантаження на покриття.

Табл. 3.1

Навантаження на 1 м² покриття

Навантаження	Нормативне навантаження, Н/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, Н/м ²
Верхній шар покрівельного килима - ізопласт марки ЕКП-4.5	45	1.3	58.5
Нижній шар покрівельного килима - ізопласт марки ЕПП-4.0	40	1.3	52
Цементно-піщана стяжка t = 20 мм	360	1.3	468
утеплювач мінераловатний Rokwool «Флексії-Баттс» - t = 100 мм	34	1.3	44.2
Шар керамзитового гравію по ухилу, t = 180 мм, D200	36	1.3	46.8
Пароізоляція. Ізопласт марки ХФМП-3.0	30	1.3	39
Монолітна залізобетонна плита D2500 - t = 160 мм	4000	1.1	4400

Разом:	4445		5107.5
Тимчасова снігове навантаження	1600	1.4	2100
Всього :	6045	-	7207.5

3.3 Навантаження на перекриття

Власна вага колони.

$$q_k = 0.1 + 0.03 \cdot (q + k \cdot H/L \cdot \omega_0)(1 + 0.01H).$$

$$q_k = 0.1 + 0.03 \cdot (6 + 1 \cdot 69.7/15 \cdot 0.3)(1 + 0.01 \cdot 69.7) = 0.48 \text{ кН/м}^2 = 0,048 \text{ т/м}^2.$$

$$F_1 = q_k \cdot A_{kk} + q_{\text{пан}} \cdot A_{\text{пан}} = 0,48 \cdot 6 \cdot 3 + 1 \cdot 3,3 \cdot 6 = 28,44 \text{ кН} = 2,8 \text{ т.}$$

$$F_1^B = 0,48 \cdot 6 \cdot 3 + 1 \cdot 2,4 \cdot 6 = 23,04 \text{ кН} = 2,3 \text{ т.}$$

$$F_2 = q_k \cdot A_{\text{дк}} = 0,48 \cdot 4,5 \cdot 6 = 12,96 \text{ кН} = 1,3 \text{ т.}$$

Навантаження на перекриття.

q_r – власна вага ригеля:

$$q_r = (0.3 + 6/m) \cdot q_k \cdot 6 = (0.3 + 6/22) \cdot 0.48 \cdot 6 = 1.65 \text{ кН/м} = 0,165 \text{ т/м.}$$

$q_{\text{пл}}$ – власна вага монолітної плити:

$$q_{\text{пл}} = 1,5 - 2 \text{ кН/м}^2,$$

приймаємо $q_{\text{пл}} = 2 \text{ Кн/м}^2$.

$q_{\text{прг}}$ – власна вага перегородок,

приймаємо $q_{\text{прг}} = 0,3 \text{ Кн/м}^2$.

$$q_{\text{пер1}} = 1,65 + 2 \cdot 6 + 0,2 \cdot 6 = 14,85 \text{ Кн/м} = 1,5 \text{ т/м.}$$

$$q_{\text{пер2}} = 1,65 + 2 \cdot 6 = 13,65 \text{ Кн/м} = 1,4 \text{ т/м.}$$

Величину внутрішніх зусиль в перерізах елементів, розраховуємо за допомогою обчислювального комплексу ЛИРА 9.0. За отриманими величинами нами проводимо підбір перерізів елементів.

3.4. Розрахунок крайніх колон КК1, КК2.

Перетин колон по всій висоті будівлі змінюється 3 рази. Висоти колон (довжини) прийняті з розрахунку на 3 поверхи. Сталь С345.

Підбір перерізу для колон КК1 – КК2.

Приймаємо дутар № 40К9.

Його характеристики:

$$A=396 \text{ см}^2;$$

$$H=434,2 \text{ мм};$$

$$e=412,2 \text{ мм};$$

$$d=23.0 \text{ мм};$$

$$t=37.0 \text{ мм};$$

$$I_x=130890 \text{ см}^4.$$

Розрахунок на стійкість позацентрово - стиснутих і стиснуто-зігнутих елементів виконується як в площині дії моменту, а для елементів постійного перерізу в площині дії моменту, яка збігається з площиною симетрії, здійснюється за формулою:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c \Rightarrow A_{\text{об}} = \frac{N}{\varphi_a \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

де φ_e - коефіцієнт, який визначається для суцільних стрижнів в залежності від умов гнучкості та приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} визначеного за формулою:

$$m_{ef} = h \cdot m,$$

де:

h – коефіцієнт впливу форми перерізу;

$m = \frac{e \cdot A}{W_c}$ - відносний ексцентриситет (e - ексцентриситет);

W_c – момент опору перерізу (для найбільш стиснутого волокна);

$$e = \frac{\dot{i}}{N} = \frac{19,2}{238,38} = 0,081 = 8,1 \text{ см}$$

l_{ef} - розрахункова довжина колон

$$l_{ef} = \mu \cdot l = 0,7108 \cdot 3,3 = 2,35 \text{ м,}$$

где $l = 3,3 \text{ м}$ – висота 1-го поверху.

μ - коефіцієнт розрахункової довжини колони постійного перетину, в площині рами, при жорсткому кріпленні ригелів до колон визначається за формулою:

$$\mu = \sqrt{\frac{1 + 0,46 \cdot (p + n) + 0,18 \cdot p \cdot n}{1 + 0,93 \cdot (p + n) + 0,71 \cdot p \cdot n}} = \sqrt{\frac{1 + 0,46 \cdot (50 + 0) + 0,18 \cdot 50 \cdot 0}{1 + 0,93 \cdot (50 + 0) + 0,71 \cdot 50 \cdot 0}} = 0,7108.$$

$$i_x = 0,42 \cdot h;$$

$$h = 434,2 \Rightarrow i_x = 18,9.$$

$$\lambda_x = \frac{l \cdot e \cdot f}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{235}{18,9} \cdot \sqrt{\frac{30,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 1,51.$$

$$\lambda_x = 1,51 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow 0 < \lambda_x = 1,51 < 5.$$

$$m = \frac{8,1 \cdot 396}{6030} = 0,523.$$

$$\eta = (1,9 - 0,1 \cdot m) - 0,02 \cdot (6 - m) \cdot \lambda_x = (1,9 - 0,1 \cdot 0,523) - 0,02 \cdot (6 - 0,523) \cdot 0,48 = 1,8.$$

$$m_{ef} = 1,8 \cdot 0,523 = 0,94.$$

$$m_{ef} = 0,94; \lambda_x = 1,48 \Rightarrow \varphi_e = 0,746.$$

$$A_{гр} = \frac{238,38}{0,746 \cdot 30,0 \cdot 0,95} = 298,12 \text{ см}^2.$$

Перевірка на стійкість

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A} = \frac{238,38}{0,746 \cdot 392} = 15,97 < R_{y*} \cdot \gamma_c = 30,0 \cdot 0,95 = 28,5 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість забезпечена.

Оскільки відсутні ослаблення перерізу колони і $m_{ef} < 20$, то згідно п.5.24 * СНиП, перевірка міцності не потрібна.

Остаточно приймаємо переріз у вигляді двотавра №40К9 з наступними геометричними характеристиками:

$$H=434,2 \text{ мм}; b=412,2 \text{ мм}; d=23,0 \text{ мм}; t=37 \text{ мм}; A=396 \text{ см}^2; W_x=6030.$$

3.5. Підбір перерізу колони ККЗ.

Приймаємо двотавр №40К6 з наступними геометричними характеристиками:

$$A=289 \text{ см}^2; h=415,2 \text{ мм}; b=406,2 \text{ мм}; d=17 \text{ мм}; t=27,5 \text{ мм}; R_y=30,5 \text{ кН/см}^2; I_x=91990 \text{ см}^4; W_x=4430 \text{ см}^3; i_x=17,8 \text{ см}.$$

Розрахунок проводимо аналогічно попередньому розрахунку.

$$\mu = \sqrt{\frac{1 + 0,46 \cdot (50 + 0) + 0,18 \cdot 50 \cdot 0}{1 + 0,93 \cdot (50 + 0) + 0,71 \cdot 50 \cdot 0}} = 0,7108$$

$$l_{ef} = \mu \cdot l = 0,7108 \cdot 3,3 = 234,5,$$

де $l=3,3 \text{ м}$ – висота типового поверху.

$$\lambda_{\delta} = \frac{234,5}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R}{E}} = \frac{235}{17,8} \cdot \sqrt{\frac{30,5}{2,06 \cdot 10^4}} = 0,5$$

$M = 90,26 \text{ кНм} = 9,26 \text{ т*м}$; $N = 139,96 \text{ кН} = 139,96 \text{ т}$. (величини внутрішніх зусиль визначені за допомогою програмного комплексу ЛІРА 9.0).

$$\ddot{a} = \frac{9,26}{139,96} = 0,066 = 6,6 \text{ см}.$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{\hat{a} \cdot t}{(h - 2 \cdot t) \cdot d} = \frac{406,2 \cdot 27,5}{(415,2 - 2 \cdot 27,5) \cdot 17} = 1,824 > 1 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow m = \frac{6,6 \cdot 289}{4430} = 0,431.$$

Оскільки $0.1 < m = 0,431 < 0.5$ та $0 < \lambda_x = 0.5 = 0.5 \Rightarrow$

$$\Rightarrow \eta = (1.9 - 0.1 \cdot m) - 0.02 \cdot (6 - m) \cdot \lambda_x = (1.9 - 0.1 \cdot 0.431 - 0.02 \cdot (6 - 0.431)) \cdot 0.5 = 1.8$$

$$m_{ef} = 1.8 \cdot 0.431 = 0.776 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \lambda_x = 0.5;$$

$$m_{ef} = 0.776 \Rightarrow \varphi_e = 0.775$$

$$A_{гр} = \frac{1399.6}{0.775 \cdot 30.0 \cdot 0.95} = 178.5 \text{ см}^2 < A = 289 \text{ см}^2.$$

Остаточно приймаємо двотавр №40К6 з такими геометричними характеристиками:

$$A = 289 \text{ см}^2; h = 415.2 \text{ мм}; b = 406.2 \text{ мм}; d = 17 \text{ мм}; t = 27.5 \text{ мм}; i_x = 17.8;$$

Оскільки відсутні послаблення перерізу колони і $m_{ef} = 20$, виконувати перевірку міцності не потрібно.

3.6. Підбір перерізу колон КК4, КК5.

Приймаємо двотавр № 35К1.

Характеристики перетину:

$$A = 138 \text{ см}^2; h = 343 \text{ мм}; b = 350 \text{ мм}; d = 9.3 \text{ мм}; t = 15.0 \text{ мм}; I_x = 31430 \text{ см}^4;$$

$$W_x = 1830 \text{ см}^3; i_x = 15.1 \text{ см}.$$

Розрахунок проводимо аналогічно попередньому розрахунку.

$$\mu = 0.7108; h = 3.3 \text{ м};$$

$$l_{cf} = \mu \cdot l = 235 \text{ см}.$$

$$\lambda_{\delta} = \frac{l_{cf}}{i_1} = \frac{l_{cf}}{\sqrt{\frac{R}{E}}} = \frac{235}{15.1} \cdot \sqrt{\frac{30.5}{2.06 \cdot 10^4}} = 0.52.$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{5.6}{51.13} = 0.11 \text{ м} = 11 \text{ см}.$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{400 \cdot 16,2}{(392,6 - 2 \cdot 16,2) \cdot 10,8} = 1,67 > 1 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow m = \frac{11 \cdot 138}{1830} = 0,726.$$

$$\eta = (1,9 - 0,1 \cdot 0,726) - 0,02 \cdot (6 - 0,726) \cdot 0,52 = 1,773.$$

$$m_e f = 1,773 \cdot 0,726 = 1,3.$$

Оскільки $m_e f = 1,3$; $\lambda_x = 0,52 \Rightarrow \varphi_e = 0,61$.

$$A_{np} = \frac{511,3}{0,651 \cdot 30,0 \cdot 0,95} = 108,46 \text{ см}^2 < A = 138 \text{ см}^2$$

Перевірка на стійкості в площині дії згинального моменту:

$$\frac{551,3}{0,663 \cdot 138} = 18,14 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_y = 28,96 \text{ кН/см}^2.$$

Умови перевірки виконується.

Перевірка на стійкість з площини дії згинального моменту:

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$c = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,726} = 0,663$$

$$\lambda_y = \frac{3,3}{8,83} = 37,4; \varphi_y = 0,881$$

$$\frac{551,3}{0,663 \cdot 0,881 \cdot 138} = 16,84 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_y = 28,96 \text{ кН/см}^2.$$

Умови перевірки виконується.

Остаточню приймаємо двотавр №35К1.

3.7. Розрахунок ригеля.

Сталь конструкції С345.

Розрахункові значення згинального моменту M визначаються за формулою:

$$M = \alpha \cdot M_{\max};$$

де M_{\max} – максимальна величина згинального моменту в прольоті або на опорі, який визначається з розрахунку нерозрізної балки в припущенні пружної роботи матеріалу;

α - коефіцієнт перерозподілу моментів, який визначається за формулою:

$$\alpha = 0.5 \cdot \left(1 + \frac{M_{ef}}{M_{\max}}\right).$$

Тут M_{ef} – умовний згинальний момент, рівний $M_{ef} = 0.5 \cdot M_3$,

де M_3 – найбільший з моментів, обчислений як для балок з шарнірами на опорах:

$$M_3 = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.02 \cdot 6^2}{8} = 55.8 \text{ кНм} = 55.8 \text{ тм}.$$

$$M_{ef} = 0.5 \cdot 55.8 = 27.9 \text{ т.м.}$$

$$\alpha = 0.5 \cdot \left(1 + \frac{27.9}{96.55}\right) = 0.644$$

$$M = 0.644 \cdot 96.55 = 62.23 \text{ т.м.} = 62230 \text{ кН}\cdot\text{см}$$

$$\text{Оскільки } \frac{M}{W_{n,\min}} \leq l_y \cdot \gamma_c \Rightarrow$$

$$W_{n,\min} > \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{62230}{30.5 \cdot 0.95} = 2147.5 \text{ см}^3$$

За сортаментом приймаємо двотавр №45Ш1.

Його геометричні характеристики:

$W_x = 2548.7 \text{ см}^3$; $A = 157.38 \text{ см}^2$; $h = 440 \text{ мм}$; $e = 300 \text{ мм}$; $d = 11 \text{ мм}$; $t = 18 \text{ мм}$;
 $I_x = 56072 \text{ см}^4$; $W_x = 3240 \text{ см}^3$; $i_x = 18.88$; $i_y = 7.18$; $Y_u = 8110.31 \text{ см}^4$.

Тоді:

$$\frac{16840}{799} = 21,08 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 30,5 \cdot 0,95 = 28,98 \text{ кН/см}^2$$

Перевіримо дотичні напруження τ за формулою:

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t} \leq R_s \cdot \gamma_c$$

$$\tau = \frac{103,15 \cdot 640}{15810 \cdot 0,7} = 5,965 < R_y \cdot \gamma_c = \frac{0,58 \cdot R_y}{\gamma_m} \cdot \gamma_c = \frac{0,58 \cdot 31}{1,025} \cdot 0,95 = 16,66$$

Умова виконується.

Перевірка прогину балки від дії нормативного навантаження у припущенні пружної роботи матеріалу:

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l} \right]$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot q \cdot l^4 = \frac{5}{384} \cdot 0,589 \cdot 600^4 = 3,05 \text{ см} < \frac{1}{250} \cdot l = 2,4 \text{ см}$$

Умова не виконується.

Приймаємо двотавр №45Б1

Його геометричні характеристики:

$W_x = 1110 \text{ см}^3$; $A = 74,6 \text{ см}^2$; $h = 445,4 \text{ мм}$; $b = 180 \text{ мм}$; $d = 7,6 \text{ мм}$; $t = 11 \text{ мм}$;
 $I_x = 24690 \text{ см}^4$; $W_y = 190 \text{ см}^3$; $i_x = 18,2 \text{ см}$; $i_y = 3,79 \text{ см}$; $I_y = 1070 \text{ см}^4$.

$$f = \frac{5}{384} \cdot q \cdot l^4 = \frac{5}{384} \cdot 0,589 \cdot 600^4 = 1,95 \text{ см} < \frac{1}{250} \cdot l = 2,4 \text{ см}$$

Умова перевірки виконується.

Остаточно приймаємо двотавр №45Б1.

Перевірка стійкості балок не потрібно, тому що навантаження передається через суцільну монолітну плиту, яка безперервно спирається на стиснений пояс балки і надійно з ним пов'язана.

3.8. Розрахунок і конструювання рамного (жорсткого) вузла сполучення ригеля з колоною.

Колонка КК1- двотавр №40К9.

Останній має наступні геометричні характеристики:

$W_x=6030 \text{ см}^3$; $A=651 \text{ см}^2$; $h_k=434,2 \text{ мм}$; $b_k = 412,2 \text{ мм}$; $d=23 \text{ мм}$; $t=37,0 \text{ мм}$;
 $I_x=130890 \text{ см}^4$; $i_x=18,3 \text{ см}$; $I_y=43240 \text{ см}^4$;

Зусилля в колоні ті ж, що і при підборі перерізу колони.

Метал конструкцій С345.

Розрахунок зварних швів з'єднання.

Шви $W_1/$

Приймаємо товщину пластини:

$t_{\text{пласт.}} = t_p + 2 \cdot 0 = 11 + 2 = 13 \text{ мм} \approx 15 \text{ мм}$.

$$l_W \geq \frac{\frac{M_p}{h_p} + \frac{N_p}{2}}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} + 1.$$

Розрахункові величини опору за металом шва (для електроду Э50) та металом межі зварювання:

Э-50 $\Rightarrow R_{wun}=5000 \text{ кгс/см}^2$

$R_{wf}=2200 \text{ кгс/см}^2$.

Згідно табл. 34* СНиП

$\beta_f=0.7$; $\beta_z=1$ (ручне зварювання).

$\gamma_c=0.9$.

$\gamma_{wf} = \gamma_{wz}=1$.

$K_f \leq 1.2 \cdot t_p = 1.2 \cdot 15 = 18 \text{ мм}$.

$K_{f \text{ min}} = 7 \text{ мм}$, згідно табл. 38, СНиП.

Приймаю катет шва $K_f = 1,4 \text{ мм}$ у дві проходи по 7 мм.

Тоді довжина шва виходячи з розрахунку за металом шва:

$$l_{W1} \geq \frac{\frac{20,3 \cdot 10^5}{44,54} + \frac{71}{2}}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,4 \cdot 2200 \cdot 1 \cdot 0,9} + 1 = 11,3 = 12 \text{ см}$$

$$l_W = \beta_f \cdot K_f \cdot 85 = 0,7 \cdot 1,6 \cdot 85 = 95,2 \text{ см вимога п.12.8 СНиП.}$$

Довжина шва виходячи з розрахунку за металом межі сплавління:

$$l_{W1} \geq \frac{45612,51}{2 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 2100 \cdot 1 \cdot 0,9} + 1 = 8,54 \approx 9 \text{ см.}$$

Приймаю:

$$K_f = 1,4 \text{ см}$$

$$l_{W1} = 12 \text{ см.}$$

2) Шви W₃.

$$t_k = 37 \text{ мм, } t_{\text{ш}} = 15 \text{ мм}$$

$$K_f \leq 1,2 \cdot 15,0 = 18 \text{ см} \quad \text{згідно табл. П. 12.8 а) СНиП}$$

$$K_{f \text{ min}} = 12 \text{ мм} \quad \text{згідно табл. 38* СНиП}$$

Приймаю катет шва $K_f = 16 \text{ мм}$

$$l_W \geq \frac{\frac{M}{h} + \frac{N}{2}}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{\frac{-20,3 \cdot 10^5}{44,54} + \frac{71}{2}}{0,7 \cdot 1,6 \cdot 2200 \cdot 1 \cdot 0,9} + 1 = 21,6 \text{ см.}$$

оскільки умова виконується приймаємо товщину планки $t_{\text{ш}} = 15 \text{ мм}$

Шви W₂.

$$t_{\text{ш}} = 15 \text{ мм.}$$

$K_f = 16 \text{ мм}$ у дві проходки.

Електроди - Э-50.

За металом шва:

$$l_{W2} = \frac{45612,51}{2 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 2200 \cdot 0,9 \cdot 1} + 1 = 8,2 \text{ см}$$

$$l_W = \beta_f \cdot K_f \cdot 85 = 0,7 \cdot 1,6 \cdot 85 = 95,2 \text{ см}$$

По металом межі сплавління:

$$l_{W2} = \frac{4557704}{2 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 2100 \cdot 0,9 \cdot 1} + 1 = 8,5 \text{ см}$$

Отже приймається значення $K_f = 16$ мм, $l_{w2} = 10$ см.

Шви W_4 .

Електроди - Э-50.

$t_{p6} = t_{cr.p.} + 2 = d_p + 2 = 7,6 + 2 \approx 10$ мм.

Отже, згідно сортаменту, приймаємо $t_{p6} = 10$ мм.

$h_{p6} = 445,4 - 2 \cdot 11 - 2 \cdot 18 = 387,4$ мм = 38,7 см.

Приймається $h_p = 30$ см.

$$\dot{i}_{\text{нм}} = \frac{M_p}{I_p} \cdot \frac{h_p^3 \cdot t \cdot \omega_p}{12} = \frac{20,3 \cdot 10^5}{24690} \cdot \frac{30^3 \cdot 0,76}{12} = 2,86 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см}$$

$K_f \leq 1,2 \cdot 7,6 = 9,12$ мм;

$K_{f \min} = 6$ мм.

Приймається $K_f = 9$ см.

$$\tau_{\text{оф}} = \sqrt{\left[\frac{Q_p}{(h_p - 1) \cdot \beta_f \cdot K_f} \right]^2 + \left[\frac{M_{cm} \cdot 6}{(h_p - 1)^2 \cdot \beta_f \cdot K_f} \right]^2} =$$
$$= \sqrt{\left[\frac{9,7 \cdot 10^3}{2 \cdot (30 - 1) \cdot 0,7 \cdot 0,9} \right]^2 + \left[\frac{2,86 \cdot 10^5 \cdot 6}{2 \cdot (30 - 1)^2 \cdot 0,7 \cdot 0,9} \right]^2} = 1212,8 \text{ кг/см}^2 \leq$$
$$\leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c = 1980 \text{ кг/см}^2$$

Умова виконується. Міцність на сумісну дію нормального та дотичного напружень - забезпечена.

5) Шов W_6 .

$l = 4 + 2 \cdot 4 = 12$ см.

Приймаємо $l = 14$ см.

$$M_1 = Q_p \cdot l = \frac{9,7 \cdot 10^3 \cdot 14}{1} = 136 \cdot 10^3 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

$$M_2 = Q_p \cdot \frac{l}{2} + M_{cr} = 9700 \cdot \frac{14}{2} + 2,86 \cdot 10^5 = 354 \cdot 10^3 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

$M_{\max} = M_1 = 354 \cdot 10^3 \text{ кг} \cdot \text{см.}$

$t_k = 37$ мм;

$$t_{p\delta} = 14 \text{ мм};$$

$$K_{f\min} = 10 \text{ мм}.$$

$$K_f \leq 1.2 \cdot 14 = 16.8 \text{ см}.$$

Приймається значення $K_{f1} = 1.3 \text{ см}$.

$$\begin{aligned} \tau_{\text{оз}} &= \sqrt{\left[\frac{Q_p}{3 \cdot (h_p - 1) \cdot \beta_z \cdot K_f} \right]^2 + \left[\frac{M_{\max} \cdot 6}{3 \cdot (h_p - 1)^2 \cdot \beta_z \cdot K_f} \right]^2} = \\ &= \sqrt{\left[\frac{9700}{3 \cdot (30 - 1) \cdot 1 \cdot 1.3} \right]^2 + \left[\frac{354 \cdot 10^3 \cdot 6}{3 \cdot (30 - 1)^2 \cdot 1 \cdot 1.3} \right]^2} = 1640,5 < \\ &< 2100 \text{ кг/см}^2 \cdot 1.0 \cdot 0.9 = 1890 \text{ кг/см}^2. \end{aligned}$$

Умова виконується.

Приймаємо $h_{p\delta} = 30 \text{ см}$.

Перевірка перегину ребра на приведенні напруження за умови пружної роботи матеріалу:

$$\sigma_{\text{ред}} = \sqrt{\left(\frac{M_{\max} \cdot 6}{h_p^2 \cdot t_{p\delta} \cdot 2} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{Q_p}{h_p \cdot t_{p\delta} \cdot 2} \right)^2} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma_{\text{ред}} = \sqrt{\left(\frac{354 \cdot 10^3 \cdot 6}{30^2 \cdot 1,4 \cdot 2} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{9700}{30 \cdot 1,4 \cdot 2} \right)^2} = 866,26 \text{ кг/см}^2 < 3150 \cdot 0.9 = 2835 \text{ кг/см}^2 .$$

Умова виконується.

Перевірка колони в місці улаштування вузла на дію приведенного напруження, в місці примикання стінки до поясу.

$$\sigma_{\text{ред}} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau_{\kappa}^2} \leq 1.15 \cdot R_y \cdot \gamma_c.$$

$$\sigma_{\kappa} = \frac{N_{\kappa}}{A_{\kappa}} + \frac{M_{\kappa}}{W_{\kappa}} + \frac{h}{h_{\kappa}} \cdot \frac{w}{h_{\kappa}}.$$

$$h_{\kappa} = 434,2 - 2 \cdot 37 = 360.2 \text{ мм} = 36 \text{ см}.$$

$$\sigma_k = \frac{114,02 \cdot 10^3}{43,42} + \frac{22,53 \cdot 10^5}{6030} + \frac{36}{434,2} = 2935,76 \text{ кгс/см}^2$$

$$\tau_{\hat{e}} = \frac{\frac{\dot{I}_{\hat{e}}}{h_p} - Q_{\hat{e}}}{h_{ar} \cdot h_a} = \frac{\frac{20,3 \cdot 10^5}{44,54} - 10315}{3,7 \cdot 36} = 264,73 \text{ кг/см}^2.$$

$$\sigma_{red} = \sqrt{2935,76^2 + 3 \cdot 264,73^2} = 2973,35 \text{ кг/см}^2 \leq 1.15 \cdot 3100 \cdot 0.9 = 3208.5 \text{ кг/см}^2$$

Умова виконується.

3.9. Розрахунок бази колони.

Матеріал фундаментної підливи - бетон В 30.

$$R_b = 17 \text{ МПа} = 1.7 \text{ кН/см}^2;$$

$$\varphi_b = 1.2;$$

$$R_{b,cox} = \varphi_b \cdot R_b = 1.2 \cdot 1.7 = 2.04 \text{ кН/см}^2.$$

Приймається $B = 80 \text{ см}$, тоді:

$$L_{nl} = \frac{N}{2 \cdot B_{nl} \cdot R_{в.соx.}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2 \cdot B_{nl} \cdot R_{в.соx.}} \right)^2 + \frac{6 \cdot M}{B_{pl} \cdot R_{в.соx.}}} =$$

$$= \frac{2383.83}{2 \cdot 80 \cdot 2.04} + \sqrt{\frac{2383.83^2}{2 \cdot 80 \cdot 2.04} + \frac{6 \cdot 19198.2}{80 \cdot 2.04}} = 63.95 \text{ см}$$

Приймаємо $L_{пл} = 70 \text{ см}$.

Отже розмір плити в плані 800x700 мм.

Визначення товщини опорної плити.

Крайові напруги в бетоні фундаменту під опорною плити:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B_{pl} \cdot L_{pl}} + \frac{6 \cdot M}{B_{pl} \cdot L_{pl}^2} = -\frac{2383.83}{80 \cdot 70} - \frac{6 \cdot 19198.2}{80 \cdot 70^2} = -1.15 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{\hat{A}_{pl} \cdot L_{pl}} + \frac{6 \cdot M}{\hat{A}_{\hat{e}l} \cdot L_{pl}^2} = -\frac{2383,83}{50 \cdot 70} - \frac{6 \cdot 19198,2}{50 \cdot 70^2} = -1,15 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_{\min} = 0,681 - 0,47 = 0,211 \text{ кН/см}^2.$$

Момент визначається як для консолі ділянки з вильотом консолі a_1 .

$$M = \sigma_{\max} \cdot \frac{a_1^2}{2} = 1,15 \cdot \frac{18,0^2}{2} = 186,3 \text{ кН/см}^2.$$

Товщина опорної плити знаходиться по максимальному моменту:

$$t_{pl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 186,3}{27}} = 6,43 \text{ см.}$$

R_y для сталі С270; $R_y = 27 \text{ кН/см}^2$.

Приймається $t_{pl} = 120 \text{ мм}$.

Діаметри анкерних болтів $d = 30 \text{ мм}$.

Розрахунок зварного з'єднання.

Повинно бути задоволено умова:

$$\tau_{wf} = \sqrt{(\tau_{wf}^Q)^2 + (\tau_{wf}^N + \tau_{wf}^M)^2} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c,$$

$$\text{де: } \tau_{wf}^Q = \frac{Q}{\beta_f \cdot K_f \cdot (\sum l_w - 4 \text{ см})}.$$

$$\tau_{wf}^N = \frac{N}{\beta_f \cdot K_f \cdot (\sum l_w - 4 \text{ см})}.$$

$$\tau_{wf}^M = \frac{M}{W_w}.$$

Приймаємо $K_f = 1,6 \text{ мм}$ (у 2 проходки по 8 мм).

Електроди - Э-50.

$$l_{\text{оаа}} = 259,22 \text{ см}$$

$$W_w = 0,7 \cdot 2,4 \cdot \frac{(259,22 - 4)^2}{6} = 38,4$$

$$\tau_{wf} = \sqrt{\left(\frac{27,528}{0,7 \cdot 2,4 \cdot (259,22 - 4)} \right)^2 + \left[\left(\frac{12256}{0,7 \cdot (259,22 - 4) \cdot 2,4} \right) + \left(\frac{575,07}{18238,4} \right) \right]^2} =$$

$$= \sqrt{0,41 + 645,44} = 25,42 \text{ кН/см} < R_y \cdot \gamma_c = 28,5 \cdot 1 \cdot 0,9 = 25,65 \text{ кН/см.}$$

Умова виконується.

Отже: $K_f = 1,6$ см, $\Theta = 50$.

Аналогічний катет шва і марку електрода приймаємо для виконання стику колони з колоною.

Розділ IV

Підвалини та фундаменти

$W=5\%$.

Т.я. $e = 0,459 < 0,6$, то пісок середньої щільний.

3. Визначаємо різновид ґрунту за ступенем вологості S_r :

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,05 \cdot 2,64}{0,459 \cdot 1} = 0,288.$$

Так як $0 < S_r=0,288 < 0,5$, пісок маловологий.

Ґрунт (пісок) непросадочний.

Початковий розрахунковий опір ґрунту ПЕ -1 дорівнює $R_0=500$ кПа.

ВИСНОВОК: ПЕ-1 - ґрунт - пісок дрібний, середньої щільності, маловологий, непросадочний, з модулем деформації $E_0 = 30$ МПа і початковим розрахунковим опором $R_0=500$ кПа.

ПЕ-2. Потужність шару $h_2 = 2,8$ м. Проба взята з глибини

$$h_1' \approx \frac{h_1}{2} = \frac{2,8}{2} = 1,4 \text{ м.}$$

Ґрунт зв'язний, оскільки присутня вологість на межі текучості вологість на межі текучості вологості W_L і вологість на межі розкочування W_P .

1. Визначаємо найменування ґрунту по числу пластичності J_p .

$$J_p = W_L - W_P = 18 - 12 = 6\%,$$

Так як $1 < J_p=6\% < 7\%$, то, ґрунт – супісок.

2 Визначимо стан ґрунту за показником текучості J_L :

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{J_p} = \frac{8 - 12}{6} = -0,67,$$

де W – природна вологість ґрунту ПЕ-1, $W=8\%$

Так як $J_L = -0,67$, то, супісок пластичний.

3. Визначимо значення коефіцієнта пористості e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{1,69} (1 + 0,08) - 1 = 0,7,$$

де $\rho_s=2,66$ г/см³ ;

$\rho=1,69$ г/см³ ;

$W=8\%$.

4. Визначаємо різновид ґрунту за ступенем вологості S_r :

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,08 \cdot 2,66}{0,7 \cdot 1} = 0,304.$$

Так як $0 < S_r=0,304 < 0,5$, то супісок маловологий.

5. Оскільки $\varepsilon_{sl}=0.015 > 0,01$, значить ґрунт (супісок) непросадочний.

Початковий розрахунковий опір ґрунту ПГЕ-1 дорівнює $R_0=212.5$ кПа.

ВИСНОВОК: ПГЕ-1 - ґрунт - супісок твердий, маловологий, непросадочний, з модулем деформації $E_0 = 7$ МПа і початковим розрахунковим опором $R_0 = 212.5$ кПа.

ПГЕ-3. Проба взята з глибини

$$h_2' \approx \sum_{i=1}^2 h_i + \frac{h_2}{2} \approx 2,8 + \frac{7,9}{2} \approx 6,8 \text{ м.}$$

1 Визначаємо найменування ґрунту по числу пластичності J_P :

$$J_P = W_L - W_P = 23 - 13 = 10\%,$$

де W_L – вологість ґрунту ПГЕ-3 на кордоні плинності $W_L=23\%$,

W_P - вологість ґрунту ПГЕ-3 на межі розкочування $W_P=13\%$

Так як $7 < J_P=10\% < 17\%$, то, ґрунт – суглинок.

2 Визначимо стан ґрунту за показником текучості J_L :

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{J_P} = \frac{10 - 13}{10} = -0,3,$$

де W – природна вологість ґрунту ПГЕ -2, $W=10\%$

Так як $J_L = -0,3$, то, суглинок текучий.

3. Визначимо значення коефіцієнта пористості e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1+W) - 1 = \frac{2,68}{1,65}(1+0,1) - 1 = 0,787,$$

де $\rho_s=2,68$ г/см³ ;

$\rho=1,65$ г/см³ ;

$W=10\%$

4. Визначаємо різновид ґрунту за ступенем вологості S_r :

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,1 \cdot 2,68}{0,787 \cdot 1} = 0,34.$$

Так як $0 < S_r = 0,34 < 0,5$, супесь маловолога.

5. Так як $\varepsilon_{sl} = 0,03 > 0,01$, значит ґрунт (суглинок) непросадочний.

6. Визначаємо щільність ґрунту в сухому стані.

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W} = \frac{1,65}{1+0,1} = 1,5 \text{ т/м}^3$$

Початковий розрахунковий опір ґрунту ПЕ-2 дорівнює $R_0 \approx 387,5$ кПа.

ВИСНОВОК: ПЕ-2 - ґрунт - суглинок текучий, маловологий, непросадочний з модулем деформації $E_0 = 3$ МПа і початковим розрахунковим опором $R_0 \approx 180$ кПа.

ПЕ - 4. Проба взята з глибини $h'_4 \approx \sum_{i=1}^3 h_i + \frac{h_4}{2} \approx 2,8 + 7,9 + 1,8 + \frac{13,9}{2} \approx 19,5$ м.

Ґрунт незв'язний.

Визначимо вид піщаного ґрунту за гранулометричним складом. Для цього величини процентного вмісту часток досліджуваного ґрунту послідовно підсумовуємо, поки не буде виконуватися умова, яке задовольняє показником найменування

>2 мм	-%
2 – 0,5 мм	19%
0,5 – 0,25 мм	30%
0,25 – 0,1 мм	27%

$\sum 76\% > 75\%$ то ґрунт - пісок дрібний.

2. Визначимо значення коефіцієнта пористості e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1+W) - 1 = \frac{2,65}{1,85}(1+0,06) - 1 = 0,518,$$

де $\rho_s = 2,65$ г/см³; $\rho = 1,85$ г/см³; $W = 6\%$.

Т.я. $e = 0,518 < 0,6$, то пісок середньої щільний.

3. Визначаємо різновид ґрунту за ступенем вологості S_r :

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,06 \cdot 2,65}{0,518 \cdot 1} = 0,31.$$

Так як $0 < S_r = 0,31 < 0,5$, пісок насичений вологою.

Ґрунт (пісок) непросадочний.

Початковий розрахунковий опір ґрунту ПГЕ -4 дорівнює $R_0 = 100$ кПа.

ВИСНОВОК: ПГЕ-4 - ґрунт - пісок дрібний, середньої щільності, насичений вологою, непросадочний, з модулем деформації $E_0 = 16$ МПа і початковим розрахунковим опором $R_0 = 100$ кПа.

ПГЕ-5. Проба взята з глибини $h'_3 \approx \sum_{i=1}^3 h_i + \frac{h_3}{2} \approx 2,8 + 7,9 + \frac{1,8}{2} \approx 11,6$ м.

Ґрунт зв'язний, тому присутні вологість на межі текучості W_L і вологість на межі розкочування W_P

1 Визначаємо найменування ґрунту по числу пластичності J_P :

$$J_P = W_L - W_P = 56 - 36 = 20\%,$$

де W_L – вологість ґрунту ПГЕ-4 на кордоні плинності $W_L = 56\%$,

W_P – вологість ґрунту ПГЕ-4 на межі розкочування $W_P = 36\%$

Так як $17\% < J_P = 20\%$, то, ґрунт – глина.

2 Визначимо стан ґрунту за показником текучості J_L :

$$J_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{W - W_P}{J_P} = \frac{16 - 36}{20} = -1,$$

де W – природна вологість ґрунту ПГЕ -3, $W = 16\%$

Так як $J_L = -1$ то, глина тверда.

3. Визначимо значення коефіцієнта пористості e :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1+W) - 1 = \frac{2,7}{1,69}(1+0,16) - 1 = 0,853,$$

де $\rho_s = 2,7$ г/см³;

$\rho = 1,69$ г/см³ ;

$W = 16\%$

4. Визначаємо різновид ґрунту за ступенем вологості S_r :

$$S_r = \frac{W\rho_s}{e\rho_w} = \frac{0,16 \cdot 2,7}{0,853 \cdot 1} = 0,506.$$

Так як $S_r = 0,506 \approx 0,5$, глина маловолога.

5. Так як дані по ε_{sl} відсутні в бланку завдання, то приймаємо, що $\varepsilon_{sl} < 0,01$, значить ґрунт (глина) непросадочний.

Початковий розрахунковий опір ґрунту ПГЕ -3 дорівнює $R_0 \approx 468$ кПа.

ВИСНОВОК: ПГЕ-5 - ґрунт - глина тверда, маловлажна, непросадна з модулем деформації $E_0 = 23$ МПа і початковим розрахунковим опором $R_0 \approx 468$ кПа.

Висновок з інженерно-геологічних умов і вибір варіантів досліджуваних фундаментів.

Згідно геологічного розрізу майданчик будівництва характеризується спокійним рельєфом. Ґрунт має шаруваті напластування з витриманим заляганням ґрунтів. Рівень ґрунтових вод не виявлено.

Природною підставою для фундаментів можуть служити всі п'ять шарів ґрунту. Найбільш раціональним варіантом фундаментів є стовпчастий фундамент мілкового закладення.

4.2 Розрахунок Ф-1.

Визначення розрахункової висоти фундаменту.

Уточнюємо необхідну робочу висоту плитної частини фундаменту за наближеною формулою:

$$h_{0pl} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha \gamma_{b2} \gamma_{b9} R_{bt} + p_{sp}}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{242,8}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 900 + 218,3}} = 0,26 \text{ м}, \text{ де}$$

N_I - розрахункове навантаження, що передається колоною на рівні обрізу фундаменту, $N_I = 242,8 \text{ кН}$;

α - коефіцієнт, $\alpha = 0.85$;

γ_{b2} - коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження, $\gamma_{b2} = 1$;

γ_{b9} - коефіцієнт, що враховує вид матеріалу фундаменту, $\gamma_{b9} = 0.9$;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону розтяганню, $R_{bt} = 900 \text{ кПа}$;

p_{zp} - реактивна відсіч ґрунту від розрахункового поздовжнього навантаження без урахування ваги фундаменту і ґрунту на його уступах, $p_{zp} \approx R_0 \approx 218.3 \text{ кПа}$;

Визначаємо необхідну розрахункову висоту плитної частини фундаменту

$h_{pl} = h_{0pl} + a_s = 0.26 + 0.07 = 0.33 \text{ м} > 0.3 \text{ м}$ - умова виконується.

Отриману розрахункову висоту плитної частини фундаменту округлюємо кратно 0.15 м в більшу сторону, беручи рівний $h_{pl} = 0.45 \text{ м}$.

Призначаємо висоту фундаменту, беручи до уваги, що мінімальна висота фундаменту повинна бути не менше 1 м, $H_f = 1 \text{ м}$.

4.3.1.2 Визначення глибини закладення фундаменту (ФДЗ-1)

Визначаємо розрахункову глибину промерзання несучого шару ґрунту

$d_f = k \cdot d_{fn} = 0.5 \cdot 1.35 = 0.675 \text{ м}$, де

k - коефіцієнт, що враховує температурний режим будівлі, $k = 0.5$;

d_{fn} - нормативна глибина промерзання ґрунту, яка визначається в залежності від кліматичного району будівництва, $d_{fn} = 0.9 \text{ м}$;

Глибина закладення для внутрішнього фундаменту не залежить від розрахункової глибини промерзання ґрунтів.

Глибина закладення фундаменту по конструктивним вимогам

$d_1 = H_f + h_1 = 1 + 0.5 = 1.5 \text{ м}$, де

H_f - висота фундаменту;

h_1 - товщина шару ґрунту від обрізу фундаменту до планувальної відмітки землі.

Оскільки розрахункова глибина промерзання ґрунту менше, ніж конструктивна глибина закладання фундаменту, то в якості розрахункового значення глибини закладення фундаменту приймаємо більшу з них, тобто $d_1 = 3\text{ м}$.

Абсолютна відмітка підосви фундаменту становить:

$$FL = DL - d_1 = 104.4 - 1.5 = 102.9\text{ м}.$$

4.3.1.3 Визначення розмірів підосви фундаменту (ФНЗ-1).

Оскільки фундамент відчуває вплив тільки нормальної сили, він вважається центрально-навантаженим. Отже, фундамент проектується квадратним в плані.

Визначаємо попередні (орієнтовні) розміри підосви фундаменту.

$$b_f = l_f \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} d_1}} = \sqrt{\frac{185.3}{218.3 - 20 \cdot 1.5}} = 2.97\text{ м}$$

де

R_0 - початковий розрахунковий опір ґрунту ІГЕ-1.

γ_{mt} - усереднена питома вага матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах,

$$\gamma_{mt} = 20\text{ кН} / \text{м}^3;$$

d_1 - глибина закладення фундаменту.

Отримані розміри фундаменту округляємо в більшу сторону кратно 0.3.

Приймаємо $b_f = 2.4\text{ м}$, $l_f = 3\text{ м}$.

Визначаємо співвідношення довжини будинку до його висоти

$$L / H = 139 / 21 = 6.62 .$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту основи

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b_f \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + M_c c_{II}],$$

де γ_{c1} та γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, $\gamma_{c1} = 1.2$ та $\gamma_{c2} = 1$;

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

M_{γ}, M_q, M_c - коефіцієнти, які залежать від кута внутрішнього тертя несучого шару ґрунту, для $\varphi = 20^\circ$ - $M_{\gamma} = 0.51, M_q = 3.05, M_c = 5.66$;

b_f - ширина підшви фундаменту;

k_z - коефіцієнт, так як $b_f = 2.4\text{м} < 10\text{м}$, $k_z = 1$;

c_{II} - розрахункове значення питомої зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою, $c_{II} = 23\text{кПа}$;

γ_{II}' - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підшви фундаменту

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 \cdot d_1}{d_1} = \gamma_1 = \rho_1 g = 1.99 \cdot 10 = 19.9\text{кН} / \text{м}^3,$$

де γ_1 - питома вага ґрунту незруйнованої структури ІГЕ-1.

Оскільки розрахунковий переріз ІІ розташований ближче до свердловини № 1, отже, товщі ґрунту приймаємо по ній. Тоді:

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 h_{1/2} + \gamma_2 h_2 + \gamma_{sb3} h_3 + \gamma_{sb4} h_4 + \gamma_{sb5} h_5}{h_{1/2} + h_2 + h_3 + h_4 + h_5},$$

де $\gamma_1 = \rho_1 g = 1.99 \cdot 10 = 19.9\text{кН} / \text{м}^3$ - питома вага ґрунту незруйнованої структури;

$\gamma_2 = \rho_2 g = 1.9 \cdot 10 = 19\text{кН} / \text{м}^3$ - питома вага ґрунту незруйнованої структури;

γ_{sb3} - питома вага ґрунту з урахуванням зважувальної дії води

$$\gamma_{sb3} = \frac{\gamma_{s3} - \gamma_w}{1 + e_3} = \frac{26.6 - 10}{1 + 0.663} = 9.98\text{кН} / \text{м}^3,$$

де $\gamma_{s3} = \rho_{s3} g = 2.66 \cdot 10 = 26.6\text{кН} / \text{м}^3$ - питома вага твердих частинок ґрунту;

$\rho_{s3} = 2.66\text{г} / \text{см}^3$ - щільність твердих частинок ґрунту;

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

$e_3 = 0.663$ - коефіцієнт пористості ґрунту;

γ_{sb4} - питома вага ґрунту з урахуванням зважувальної дії води

$$\gamma_{sb4} = \frac{\gamma_{s4} - \gamma_w}{1 + e_4} = \frac{26.8 - 10}{1 + 0.621} = 10.4 \text{ кН/м}^3,$$

де $\gamma_{s4} = \rho_{s4} g = 2.68 \cdot 10 = 26.8 \text{ кН/м}^3$ - питома вага твердих частинок ґрунту;

$\rho_{s4} = 2.68 \text{ г/см}^3$ - щільність твердих частинок ґрунту;

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

$e_4 = 0.621$ - коефіцієнт пористості ґрунту;

γ_{sb5} - питома вага ґрунту з урахуванням зважувальної дії води

$$\gamma_{sb5} = \frac{\gamma_{s5} - \gamma_w}{1 + e_5} = \frac{27 - 10}{1 + 0.721} = 9.88 \text{ кН/м}^3,$$

де $\gamma_{s5} = \rho_{s5} g = 2.7 \cdot 10 = 27 \text{ кН/м}^3$ - питома вага твердих частинок ґрунту;

$\rho_{s5} = 2.7 \text{ г/см}^3$ - щільність твердих частинок ґрунту;

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

$e_5 = 0.721$ - коефіцієнт пористості ґрунту;

$$\gamma_{II} = \frac{19.9 \cdot 0.6 + 19 \cdot 2 + 9.98 \cdot 6 + 10.4 \cdot 6 + 9.88 \cdot 3.6}{0.6 + 2 + 6 + 6 + 3.6} = 11.42 \text{ кН/м}^3,$$

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 11.42 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 294 \text{ кПа}.$$

Уточнюємо розміри подошви фундаменту

$$b_f = l_f \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{ms} d_1}} = \sqrt{\frac{185.3}{218.3 - 20 \cdot 1.5}} = 2.83 \text{ м}$$

Отримані розміри фундаменту округляємо в більшу сторону кратно 0.3.

Приймаємо $b_f = 2.4 \text{ м}$, $l_f = 3 \text{ м}$.

Визначаємо максимальний і мінімальний крайовий тиск і середній тиск під подошвою центрально навантаженого фундаменту в припущенні лінійного розподілу напружень в ґрунті.

$$P_{\max}^{\text{сп}} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{ms} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 0.9} + 20 \cdot 1.8 + \frac{45.3}{0.122} = 636 \text{ кПа} > 1.2R = 353 \text{ кПа};$$

$$P_{\min}^{\varphi} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mi} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 0.9} + 20 \cdot 1.8 - \frac{45.3}{0.122} = -106.5 \text{ кПа} < 0;$$

$$P = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mi} d_1 = \frac{185.3}{0.9 \cdot 0.9} + 20 \cdot 1.8 = 264.8 \text{ кПа} < R = 294 \text{ кПа},$$

де - $M_{II} = Q_{II} h_f = 30.2 \cdot 1.5 = 45.3 \text{ кН} \cdot \text{м}$,

$$W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{0.9 \cdot 0.9^2}{6} = 0.122 \text{ м}^3.$$

Умови не виконуються. Приймаємо рішення збільшити розміри підшви до $b_f = l_f = 1.2 \text{ м}$.

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту

$$R = \frac{1.2 \cdot 1}{1} [0.51 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 11.42 + 3.05 \cdot 1.8 \cdot 19.9 + 5.66 \cdot 23] = 296 \text{ кПа},$$

$$P_{\max}^{\varphi} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mi} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{1.2 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 + \frac{45.3}{0.288} = 322 \text{ кПа} < 1.2R = 355 \text{ кПа},$$

$$P_{\min}^{\varphi} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mi} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{1.2 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 - \frac{45.3}{0.288} = 7.4 \text{ кПа} > 0;$$

$$P = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mi} d_1 = \frac{185.3}{1.2 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 = 164.7 \text{ кПа} < R = 296 \text{ кПа},$$

де - $W = \frac{b_f l_f^2}{6} = \frac{1.2 \cdot 1.2^2}{6} = 0.288 \text{ м}^3$.

Умови виконуються, отже, фундамент підібраний правильно. Однак у підґрунті є запас міцності, який складає

$$\left| \frac{P - R}{R} \right| \cdot 100\% = \left| \frac{164.7 - 296}{296} \right| \cdot 100\% = 44.4\% > 10\%.$$

Приймаємо $b_f = 2.4 \text{ м}$, $l_f = 3 \text{ м}$.

$$P_{\max}^{\varphi} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mi} d_1 + \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 + \frac{45.3}{0.216} = 417.3 \text{ кПа} > 1.2R = 353 \text{ кПа}.$$

$$P_{\min}^{\varphi} = \frac{N_{II}}{b_f l_f} + \gamma_{mi} d_1 - \frac{M_{II}}{W} = \frac{185.3}{0.9 \cdot 1.2} + 20 \cdot 1.8 - \frac{45.3}{0.216} = -2.1 \text{ кПа} < 0.$$

Дві умови виконуються, отже, приймаємо $b_f = 2.4 \text{ м}$, $l_f = 3 \text{ м}$.

Розділ V

Технологія та організація будівництва

5. Технологія та організація будівництва.

Вихідними даними для розробки даного розділу проекту служать архітектурно-планувальне і конструктивне рішення будівлі. При розробці використовувалися нормативні документи, перелік яких наводиться у списку використаної літератури

5.1. Коротка архітектурно-конструктивна характеристика об'єкта

Двадцяти двох поверхова висотна будівля з металевого каркаса довжиною 51 м і шириною 51 м з кроком колон 6х6 і 3х6 м. Каркасні несучі конструкції будівлі складаються з колон і ригелів.

Конструкції фундаментів представляють собою монолітні окремо розташовані опори ступінчастої форми з підколонником у верхній частині для встановлення металевих колон. Обріз фундаменту розташовують нижче позначки чистої підлоги на 3,3 м. Несучі зовнішні стіни будівлі передають на нього сили через спеціальні фундаментні балки масою 1,5 і 2,9 т. Фундаментні балки спроектовані збірними залізобетонними трапецієподібного перерізу з попередньо-напруженою арматурою.

Металеві колони розташовані з кроком 6 і 3 м. Переріз колон - двутавр в монолітній «сорочці». Колони мають консолі для спирання ригелів. Жорсткий стик колони з фундаментом забезпечується омонолічуванням колони бетоном на дрібному ґравії.

Переріз металевого ригеля - двутавр, який замонолічується разом з перекриттям.

Стіни - залізобетонні панелі, що прикріплюються до колон.

5.2 Специфікація збірних елементів

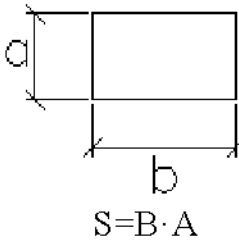
Таб. № 5.1

№ п/п	Найменування	Марка	Загальна кількість	Маса, т	
				одного елемента	Загальна
1	фундаментна балка, l=12 м.	ФБ - 1	4	1,5	6
2	фундаментна балка, l=6 м.	ФБ - 2	28	2,9	42
3	металева колона	К-1	392	3,5	1372
4	металевий ригель	Р-1	1628	0,33	537,24

Загальна маса елементів Р=1957,24 т.

5.3 Відомість обсягів робіт, підрахунку трудовитрат і машинного часу.

Таб. № 5.2

№ п/п	Найменування робіт	Од. вим.	Кільк. робіт	Формула підрахунку	Примітка
1	2	3	4	5	6
1.	Зрізування рослинного шару бульдозером; грунт II групи.	1000 м ² .	2,7		А і В - розміри сторін
2.	Планування території бульдозером.	1000 м ²	2,7		
3.	Розробка ґрунту екскаватором, - на відм. -в транспорт	100 м ³	5,05 13,3	$V_{\text{на вым.}} = A \times B \times H$ $V_{\text{в тр.}} = V_{\text{на вым}} - V_{\text{ф.}}$	А- довжина котловану. В- ширина. Н-глибина V _ф - обсяг фундам.
4.	Зачистка дна котловану бульдозером	1000 м ²	2,7	$S = B \cdot A$	

5.	Влаштування бетон - ної підготовки під фундаменти; $t=100$ мм.	m^3	43,4	Площа під один фундамент: $S_1 = (a+0,5) \cdot (b+0,5)$ $S_{\text{общ}} = S_1 \cdot K_1$	a', b' - розміри фундаменту в плані; К - кількість фундаментів.
6.	Встановлення блоку опалубки для окремо стоячих фундаментів.	m^2	203,28	Площа опалубки на один фундамент: $S_1 = 3,63 m^2$; $S_{\text{общ}} = S_1 \cdot K_1$	К - кількість фундаментів.
7.	Встановлення арматури і в'язка арматури окремими стрижнями.	1т	6,5	Маса арматури $m_1 = 0,12 t$; $m_{\text{общ}} = S_1 \cdot K_1$	К - кількість фундаментів.
8.	Бетонування фунда - ментів краном в баддях.	m^3	208,66	Обсяг одного фундаменту: $V_{\phi 1} = 3,72 m^3$. $V_{\phi} = K_1 \cdot V_{\phi 1}$	
9.	Розбирання опалубки.	m^2	203,28		
10.	Встановлення колон в стакан фундаменту.	шт	228		
11.	Встановлення анкер - них болтів	100 шт	5,64		
12.	Електрозварювання стиків колон	10 м	15,54		
13.	Закладення стиків колон з фундаментом	1 стык	56		
14.	Встановлення фунда - ментних балок	шт	28		
15.	Засипка котловану бульдозером.	100 m^3	5,05	$V_{\text{гр}} = V - V_{\phi} - V_{\text{подв}}$	$V_{\text{подв}}$ – обсяг підвалу
16.	Ущільнення ґрунту причіпним катком.	1000 m^2	2,7		
17.	Остаточне планування під підлоги бульдозе - ром.	1000 m^2	2,7		
18.	Встановлення ригелів	шт	1628		

19.	Електрозварювання стиків ригелів з колоною	10 м	28,63		
20.	Встановлення блоку опалубки для: -колони; -ригеля; -перекриття.	м ²	2075,2 4560 17320		
21.	Встановлення арматури і в'язка арматури окремими стрижнями: -колони і ригелів перекриття	1т	16,88 102,94		
22.	Бетонування краном в бадях: -колони; -ригеля; -перекриття.	м ³	845,12 234,2 4890		
23.	Розбирання опалубки: -колони; -ригеля; -перекриття.	м ²	2075,2 4560 17320		
24.	Улаштування бетонної підготовки під підлоги.	100 м ²	15,3		
25.	Встановлення сходів	1 элем.	160		
26.	Встановлення стінових панелей	шт	1848		
27.	Електрозварювання закладних деталей стінових панелей	10 м	38,67		
28.	Заливка швів стінових панелей.	100 м	8,38		
29.	Герметизація вертикальних швів стін мастикою	10 м	83,8		
30.	Заповнення віконних прорізів	100 м ²	56,51		
31.	Вставка скла	100 м ²	56,51		

32.	Улаштування паро - ізоляції рулонними матеріалами	100 м	15,3		
33.	Улаштування тепло - ізоляції з мінеральної вати, t=200 мм	100 м ²	15,3		
34.	Улаштування цемент - ної стяжки, δ=30мм	100 м ²	15,3		
35.	Улаштування покрівлі з ізопласту	100 м ²	15,3		
36.	Обклеювання стін шпалерами	100 м ²	345,6		
37.	Улаштування підвіс - них стель	1 м ²	30600		
38.	Штукатурка декора - тивна	100 м ²	122,4		
39.	Улаштування підлог з паркетних дощок	1 м ²	17280		

5.4 Відомість підрахунку трудовитрат і машинного часу

Таб. №5.3

№ п/п	Найменування робіт	Обсяг робіт		ЕНіР	Норми часу		Трудомісткість		Склад ланки робітників	
		Од. виміру.	Кількість		ЕНіР	Чол. год.	Маш. год.	Чол. год.	Маш. год.	Професія
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11 12
1.	Зрізування рослинного шару бульдозером	1000 м ²	2,7	E2-1-5	1,8	1,8	4,86	4,86	машиніст	6 1
2.	Планування території бульдозером	1000 м ²	2,7	E2-1-35	0,29	0,29	0,78	0,78	машиніст	6 1
3	Розробка ґрунту II гр однокішовим екскаватором, обладнаним зворотньою лопатою (місткість ковша 0,4м ³), обладнаний планувальним ковшом з завантаженням у транспорт	100 м ³	5,05 13,3	E2-1-12	8,6·0,8 10,4·0,8	4,3·0,8 5,2·0,8	34,744 111,07	17,37 55,54	машиніст	6 1 5 1
4.	Зачистка дна котловану бульдозером.	1000 м ²	2,7	E2-1-36	0,38	0,38	1,03	1,03	машиніст	6 1
5.	Улаштування бетонної підготовки під фундаменти t=100 мм.	1 м ³	47,46	E9-2-32	1,08	—	46,87	—	МНТ	3 2 2 2
6.	Встановлення блоку опалубки для окремо стоячих	1 м ²	203,28	E4-1-34	0,51	—	103,67	—	Тесляр Тесляр	4 1 2 1

15.	Зворотна засипка котловану бульдозером.	100 м ³	75,75	E2-1-34	0,43	0,43	0,43	32,57	32,57	Машиніст	6	1
16.	Ущільнення ґрунту причіпним катком.	1000 м ²	2,7	E2-1-29	1,2	1,2	1,2	3,24	3,24	Тракторист	6	1
17.	Остаточне планування під підлоги бульдозером.	1000 м ²	2,7	E2-1-36 2,a	0,38	0,38	0,38	1,03	1,03	Машиніст	6	1
18.	Улаштування бетонної підготовки, t=150 мм.	100 м ²	15,3	E19-31	9,6	9,6	—	146,88	—	Бетонник Бетонник	4 2	1 1
19.	Встановлення металевих ригелів	шт	1628	E5-1-6	0,3	0,3	0,1	488,4	162,8	Монтажник Монтажник Монтажник Машиніст	5 4 3 6	1 1 1 1
20.	Електрозварювання стиків ригелів з колонами.	10 м	28,63	E22-1-1	3,2	3,2	—	91,62	—	Електрозв.	6	1
21.	Встановлення блоку опалубки для: -колони, -ригеля, -перекриття.	1 м ²	2075,2 4560 17320	E4-1-34	0,4 0,28 0,22	—	—	830,08 1276,8 3810,4	—	Тесля Тесля	4 2	1 1
22.	Встановлення арматури і в'язка арматури окремими стрижнями	1 т	16,88 102,94	E4-1-46	26,5 37	—	—	473,2 3808,78	—	Арматурщ. Арматурщ.	4 2	1 1

23.	Бетонування: -фундаментів, -колон, -ригелів, -перекриття.	м ³	845,12 234,2 4890	Е4-1-49	1,1 1,1 0,57	—	929,63 257,62 3787,3	—	Бетонник Бетонник	4 2	1 1
24.	Розбирання опалубки: -колон, -ригелів, -перекриття.	м ²	2075,2 4560 17320	Е4-1-34	0,15 0,13 0,09	—	311,28 592,8 1558,8	—	Тесля Тесля	3 2	1 1
25.	Встановлення сходів	1 элем.	160	Е4-1-10	1,4	0,35	224	56	Монтажник Монтажник Монтажник Машиніст	4 3 2 6	2 1 1 1
26.	Встановлення стінових панелей	шт	1848	Е4-1-8	4	1	7392	1848	Монтажник Монтажник Монтажник Монтажник Машиніст	5 4 3 2 6	1 1 1 1 1
27.	Електрозварювання закладних деталей стінових панелей.	10 м	38,68	Е22-1-1	3,2	—	123,74	—	Електрозв.	6	1
28.	Заливка швів стінових панелей.	100 м	8,38	Е4-1-26	18,5	—	155,03	—	Монтажник Монтажник	4 3	1 1
29.	Герметизація вертикальних швів стін мастикою.	10 м	83,8	Е4-1-27	1,3	—	1089,4	—	Монтажник Монтажник	4 3	1 1

30.	Заповнення віконних прорізів	100 м ²	56,51	Е6-13	5,7	11,4	322,12	644,21	Тесляр Тесляр Машиніст	4 3 6	1 1 1
31.	Встановлення скла	100м ²	56,51	Е8-1-33	19		1073,69		Скляр	3 2	1 1
32.	Улаштування пароізоляції рулонними матеріалами.	100 м ²	15,3	Е7-13	6,7		102,51		Ізолувальн. Ізолувальн.	3 2	1 1
33.	Улаштування теплоізоляції з мінеральної вати	100 м ²	15,3	Е7-14	7,2		110,16		Ізолувальн. Ізолувальн. Ізолувальн.	4 3 2	1 1 1
34.	Улаштування цементної стяжки δ=30 мм.	100 м ²	15,3	Е7-15	6,8		104,04		Ізолувальн. Ізолувальн. Ізолувальн.	4 3 2	1 1 1
35.	Улаштування покрівлі ізопласту	100 м ²	15,3	Е7-3	3,4		52,02		Покрівельник	3	2
36.	Обклеювання стін шпалера - ми: -нанесення клейового складу; - обклеювання.	100 м ²	345,6	Е8-1-28	1,5 3		518,4 1036,8		Маляр-будівельник	3 4	1 1
37.	Полішена штукатурка стін з декоративною крихтою: - нанесення підготов. шару з цем.-вапнян. розчину; - нанесення оздоблювального шару з цемю-вап. розчину, з мінер. крихтою.	100 м ²	12,4	Е8-1-2	63		771,12		Штукатур	5 3	1 1
					60		734,4				

38.	Улаштування штучного паркету	3	1 м ²	17280	Е 19-7	0,57	—	9849,6	—	Паркетник	4 3	1 1
39.	Улаштування підвісних стель: -улаштування кріплення приставного профілю; - кріплення підвісок; -встановлення головних елементів каркасу; -облицювання гіпсокартонними листами.		10 м 10 м 10 проф	408 204 204	Е8-3-8	2 0,32 0,43	—	816 65,28 175,44	—	Монтажн.	4 3	1 1
40.	Водопостачання		1 м ²	30600	Е8-3-12	0,15	—	2592	—	Монтажн.	4 3	1 1
41.	Каналізація		10%					1790,2				
42.	Опалення		12%					2148,24				
43.	Вентиляція		15%					2685,36				
44.	Електромонтажні роботи		18%					3222,4				
45.	Благоустрій		15%					2685,36				
			5%					895,12				

5.5 Вибір монтажного крану.

Вибір баштового крану проводимо по основним необхідним параметрам.

Необхідні параметри визначаються з умов методу монтажу, розташування крану:

а.) Висота підйому гака:

$$H_{\text{ед}} = h_o + a + h_k + h_c = 69,7 + 1 + 1,8 + 2,0 = 74,5 \text{ м},$$

де $h_o = 69,7 \text{ м}$ – висота від рівня стоянки крану до найвищої монтажної точки;

$a = 1 \text{ м}$ – висота пронесення конструкції над розташованою нижче;

$h_k = 1,8 \text{ м}$ висота стінової панелі;

$h_c = 2,0 \text{ м}$ – висота стропування стінової панелі.

б.) Виліт стріли:

$$L = a + \hat{A} = 4 + 15 = 19 \text{ м},$$

де $a = 4 \text{ м}$ – відстань від осі обертання крану до будівлі;

$B = 18 \text{ м}$ ширина будівлі.

в.) Вантажопідйомність:

$$Q = k_m * q = 1,12 * 3,58 = 4,01 \text{ т.}$$

Приймаємо приставний кран КБ-573.

5.6 Прив'язка монтажного крану.

З метою створення умови безпечного ведення робіт кранами передбачається кілька зон.

Монтажна зона - простір, де можливе падіння вантажу при монтажі конструкцій, визначається зовнішніми контурами будівлі плюс 4,3 м.

Зона роботи крану - простір, що знаходиться в межах лінії, описуваної гаком крану.

Небезпечна зона роботи крана - простір, де можливе падіння вантажу при його переміщенні з урахуванням ймовірного розсіювання при падінні. Для баштового крана визначається за формулою:

$$R_{\text{з}} = R_{\text{max}} + 0,5 \cdot l_{\text{max}} + l_{\text{ддс}} = 40 + 0,5 \cdot 10,3 + 10 = 55,15 \text{ м},$$

де $R_{\text{max}} = 40 \text{ м}$ – робочий виліт стріли;

$l_{\text{max}} = 10,3 \text{ м}$ – довжина найбільшого елемента (колона 1-го ярусу);

$l_{\text{без}} = 10 \text{ м}$.

Небезпечні зони доріг - ділянки проїздів у межах всіх зон, де можливе перебування людей, що не беруть участь у спільній з краном роботі.

5.7 Календарний план виконання робіт.

Календарний план будівництва призначений для визначення послідовності і термінів виконання загальнобудівельних, спеціальних і монтажних робіт здійснюваних при зведенні будівлі. Ці терміни встановлюються в результаті раціональної ув'язки термінів виконання окремих видів робіт, обліку складу і кількості основних ресурсів, в першу чергу робочих бригад і провідних механізмів.

На основі відомості підрахунку трудовитрат і машинного часу (таб. № 3) складається календарний план.

У ході розробки календарного плану складається графік потреби в робочій силі. Розрахуємо параметри цього графіка:

1) Максимальна кількість робочих: $N_{\text{max}} = 16 \text{ чол.}$

2) Площа графіка з неврахованими роботами: $S = 2644,5 \text{ чол.дн.};$

Площа неврахованих робіт: $S' = 3 \cdot 0,5 + 1 \cdot 7 + 1 \cdot 3,5 = 12 \text{ чол.дн.}$

Середня кількість робочих: $N_{\text{cp}} = \frac{S}{T} = \frac{2644,5}{244} = 10,83,$

де $T = 244 \text{ дн.}$ – загальна тривалість робіт.

3) Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K = \frac{N_{\text{max}}}{N_{\text{cp}}} = \frac{16}{10,83} = 1,477 < 1,5;$$

Коефіцієнт неврахованих робіт:

$$K' = \frac{S'}{S} \cdot 100\% = \frac{99,5}{2644,5} \cdot 100\% = 3,76\% < 15\%.$$

На основі календарного плану складаються графік руху основних будівельних машин по об'єкту і графік надходження на об'єкт будівельних конструкцій, виробів і матеріалів.

5.8. Проектування об'єктного будженплану і розрахунок потрібних ресурсів.

5.8.1. Проектування тимчасових доріг.

При будівництві даного будинку спроектована кільцева тимчасова дорога з двома в'їздами (виїздами). Ширина дороги 6 м, рух двосторонній. Радіус закруглення доріг дорівнює 14 м. Зона дороги, яка потрапила в межі робочої зони крана, називається небезпечною і на будженплані штрихується.

Для даного будівництва використовується ґрунтова дорога з твердим покриттям з щебеню. Поперечний ухил дороги 4 ÷ 6%. Для відводу вод здійснюють профілювання нижньої частини дороги. До моменту початку робіт зі спорудження підземної частини будівлі, дороги повинні бути готові.

5.8.2. Організація приоб'єктних складів.

Розрахунок площ складів проводиться відповідно до максимальної добової потреби матеріалів і конструкцій, яка визначається із календарного плану.

$$Q_{\text{доб}} = \frac{Q_{\text{заг}}}{t};$$

де $Q_{\text{заг}}$ – кількість матеріалів, яка потрібна для виконання даної роботи;

t – тривалість роботи.

Розрахунковий запас матеріалів:

$$Q_p = Q_{доб} \cdot n \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2;$$

де n – норма запасу (дні) матеріалів на складі;

κ_1 – коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів; $\kappa_1=1,2 - 1,4$;

κ_2 – коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів; $\kappa_2=1,1 - 1,3$;

Корисна площа складу:

$$S_n = \frac{Q_p}{q};$$

де q – норма складування матеріалів на m^2 площі.

Корисна розрахункова площа складу:

$$S_{роз} = \frac{S_n}{\kappa_3};$$

де κ_3 – коефіцієнт використання площі складу з урахуванням проходів.

Розрахунок проводимо в табличній формі:

Таб. № 5.4

Розрахунок площ складів

Матеріал	Од. вим	Потреба		κ_1	κ_2	Запас матеріалів		q	S_n, m^2	κ_3	$S_{роз}, m^2$
		$Q_{заг}$	$Q_{доб}$			Норма n , дн.	Q_p				
Пергамін	рул.	202	28,86	1,3	1,2	8	360,17	17	21,19	0,7	30,27
Мінеральна вата	m^2	1530	306	1,3	1,2	7	3341,52	4	835,4	0,7	1193,4
Цемент	m^3	151,2	37,8	1,3	1,2	12	58,97	1,3	45,36	0,6	75,6
Ізопласт	рул.	303	60,6	1,3	1,2	9	850,82	17	50,05	0,7	71,5
Скло	m^2	5651	353,2	1,3	1,2	10	5509,7	18	306,1	0,6	510,16

Відповідно до розрахункової площі складів підбираємо їх розміри в плані:

Специфікація складів

Найменування	Тип складу	Площа складу, м ² .		Розміри в плані, м.	Спосіб зберігання	Типовий проект, що був використаний
		розрахункова	прийнята			
Пергамін	під навісом	30,27	32	4x8	В штабелях	не інвентарний
Мінеральна вата	закритий	1193,4	1200	20x60	В штабелях	не інвентарний
Цемент	закритий	75,6	76	8x9,5	У бункері	не інвентарний
Ізопласт	під навісом	71,5	80	20x40	В штабелях	не інвентарний
Скло	під навісом	510,16	550	20x27,5	В 1 ряд	не інвентарний

Майданчики складування повинні бути рівними, з невеликим ухилом $2\div 5^\circ$ для водовідведення. Відкриті склади, як правило, розташовані в зоні дії монтажного крана. До окремих складів підведені тимчасові дороги.

5.8.3. Проектування тимчасових будівель і споруд.

Потреба будівництва в адміністративних і санітарно-побутових будинках визначається з розрахункової чисельності персоналу $N_{max}=16$ чол.

Загальна кількість робочих:

$$N_{общ} = N_{max} \cdot 1,12 = 16 \cdot 1,12 = 17,92 \approx 18 \text{ чел.}$$

З них ІТП 7%: $16 \cdot 0,07 = 1,12 \approx 2$ чол.

Службовці 3%: $16 \cdot 0,03 = 0,48 \approx 1$ чол.

МОП 2%: $16 \cdot 0,02 = 0,32 \approx 1$ чол.

Приймаємо: 2 чол. - майстер.

Розрахунок площі побутових приміщень проводимо відповідно до встановленої чисельності персоналу, результати розрахунків заносимо до табл. №6. На основі розрахунків здійснюємо вибір типу інвентарних будівель і складаємо експлікацію (табл. №7).

Адміністративні та санітарно-побутові будівлі розташовуються біля в'їзду на будівельний майданчик. При цьому будівлі та підходи до них повинні знаходитися поза небезпечної зони дії механізмів і транспорту.

Санітарно-побутові та адміністративні будівлі віддаляють від об'єктів, які виділяють пил і газу, на відстань 50 м. і розташовують їх з навітряного боку.

Приміщення для обігріву робітників повинні розташовуватися не більше ніж 150 м. від робочих місць. Вбиральні слід розміщувати на відстані не більше ніж 100 м. від найбільш віддаленого робочого місця.

Таб. № 5.6

Потреба в інвентарних будівлях

Найменування	Чисельність персоналу	Норма на одну людину		Розрахункова площа, м ²
		Од. вим	Величина показника	
Прорабська	2	м ²	3	6
Прохідна	1	м ²	8	8
Гардеробна	18	м ²	0,9	16,2
Душова	18	1 сітка (для 12 чол.)	3	6
Умивальна	18	1 кран (для 15 чол.)	1,5	3
Туалет	18	1 очко (для 20 чол.)	3	3
Сушильня	18	м ²	0,2	3,6<12; приймаємо 12 м ² .
Приміщення для обігріву, відпочинку і прийняття їжі.	7	м ²	1	7<12; приймаємо 12 м ² .

Експлікація тимчасових будівель

Найменуєв.	Кіл. будівель	Розміри в плані, м.	Прийнята площа, м ²	Конструктивна характеристика	Шифр будівлі або № проекту
Прорабська	1	2,3x5,5	12,8	Контейнерна	ПК-8
Прохідна	2	3x3	9	Збірно-щитова	
Гардеробна	1	3x6	18	Збірно-щитова	
Душові, умивальні.	1	3x6	18	Збірно-щитова	
Туалет	2	1,2x1,7	1,5	Контейнерна	Трест Ленинград-оргстрой

Контейнерні будівлі - каркасні з огорожувальними конструкціями у вигляді навісних панелей. Збірно-щитові будівлі виконані з дерев'яних щитів.

5.8.4. Проектування електропостачання будівельного майданчика.

Електроенергія, на будівельному майданчику, витрачається на виробничі потреби, технологічні потреби і освітлення.

Проектування електропостачання проводиться в такій послідовності:

- виявляються споживачі та їхні потужності;
- визначається необхідна потужність трансформатора і проводиться його вибір;
- проектується схема електромережі.

Потреба в загальній електричній потужності з урахуванням втрат і одночасної роботи всіх споживачів здійснюється за формулою:

$$P_D = 1,1 \cdot \left(\sum \frac{k_{1c} \cdot P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{k_{2c} \cdot P_T}{\cos \varphi} + \sum k_{3c} \cdot P_{IA} + \sum k_{4c} \cdot P_{II} \right);$$

де 1,1 – коефіцієнт, який враховує втрати потужності в мережі;

$k_{1c}, k_{2c}, k_{3c}, k_{4c}$ – коефіцієнти попиту;

P_c – потужність силових споживачів;

P_T – потужність для технологічних потреб;

P_{OB} – потужність пристроїв внутрішнього освітлення;

P_{OH} - потужність пристроїв зовнішнього освітлення;

$\cos \varphi$ – коефіцієнт потужності;

Таб. № 5.8

Розрахунок потреби в електроенергії

Найменування	Од. вим.	Питома потужн. на од. вим., кВт	Коеф. попиту K_c	Коеф. потуж., $\cos \varphi$	Кількість	Встанов. потужність за видами споживача
1. Силова електроенергія.						
Бетононасос	шт.	50	0,5	0,6	1	$1 \cdot 50 \cdot 0,5 / 0,6 = 41,7$
Зварювальний трансформатор	шт.	30	0,35	0,4	1	$1 \cdot 30 \cdot 0,35 / 0,4 = 26,25$
Розчинонасос	шт.	5	0,5	0,6	1	$1 \cdot 5 \cdot 0,5 / 0,6 = 4,17$
						$\Sigma 72,087$ кВт
2. Внутрішнє освітлення.						
Прорабська	м ²	0,015	0,8	1	12,8	$12,8 \cdot 0,015 \cdot 0,8 / 1 = 0,1536$
Туалет	м ²	0,003	0,8	1	3	$3 \cdot 0,003 \cdot 0,8 / 1 = 0,0072$
Умивальна, душова	м ²	0,015	0,8	1	18	$18 \cdot 0,015 \cdot 0,8 / 1 = 0,216$
Гардеробна	м ²	0,015	0,8	1	18	$18 \cdot 0,015 \cdot 0,8 / 1 = 0,216$
Закритий склад	м ²	0,015	0,35	1	272	$272 \cdot 0,015 \cdot 0,35 / 1 = 9,24$
Навіси	м ²	0,003	0,35	1	664	$664 \cdot 0,003 \cdot 0,35 / 1 = 0,627$
						$\Sigma 10,42$ кВт
3. Зовнішнє освітлення.						
Територія будівництва	100 м ²	0,015	1	1	95,04	$95,04 \cdot 0,015 \cdot 1 = 1,425$
Дороги	1000 пм	5	1	1	0,404	$0,404 \cdot 5 \cdot 1 = 2,02$
Відкриті склади	100 м ²	0,05	1	1	2,07	$2,07 \cdot 0,05 \cdot 1 = 0,1$
						$\Sigma 3,545$ кВт
						$\Sigma_{\text{общ}} = 86,052$ кВт

$$P_{TP} = 86,052 \cdot 1,1 = 94,657 \text{ кВт.}$$

Приймаємо трансформаторну підстанцію ПЕМ-100, потужністю 125 кВт, з розмірами в плані 6,10x2,30 м.

Трансформаторна підстанція приєднується до зовнішньої електромережі, а споживачі підключаються до неї через інвентарні ввідні ящики. Електричні мережі - повітряні.

5.8.5. Освітлення будівельного майданчика

Зовнішнє і внутрішнє освітлення будівельного майданчика виконується згідно з нормами освітленості ділянок будівельного майданчика і виконуваних робочих операцій.

Джерелом світла служать прожектори з лампами накаливання, потужністю до 1,5 кВт, які встановлюються на щоглах. В даному випадку цього достатньо, оскільки площа будівництва по ширині не перевищує 150 м.

Для освітлення будівельного майданчика використовуються прожектори ПЗС-35 з лампами накаливання 1,5 кВт. Їх встановлюють на прожекторні щогли.

Визначимо кількість прожекторів для освітлення будівельного майданчика:

$$n = \frac{P \cdot S}{P_{\text{л}}} = \frac{0,25 \cdot E \cdot k \cdot S}{P_{\text{л}}} = \frac{0,25 \cdot 2 \cdot 1,4 \cdot 21528}{1000} = 15,06 \approx 15 \text{ шт.};$$

де $P = 0,25 \cdot E \cdot k \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{лк}}$ - питома потужність;

E – освітленість, лк;

S – площа будівельного майданчика, м.;

$P_{\text{л}} = 1000$ Вт – потужність лампи прожектора ПЗС-35;

k – коефіцієнт запасу ($k = 1,3 \div 1,5$).

5.8.6. Проектування водопостачання і каналізації.

Тимчасове водопостачання будівельного майданчика з розрахунку максимального змінного споживання води на виробничі та господарсько-побутові потреби.

Загальні витрати води:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{вир}} + Q_{\text{гос}} + Q_{\text{пож}};$$

де $Q_{\text{вир}}$, $Q_{\text{гос}}$, $Q_{\text{пож}}$ – витрата води на виробничі, господарсько-побутові та пожежні потреби.

$$Q_{\text{вир}} = 1,2 \sum \frac{V \cdot q_{\text{ср}} \cdot k_1}{8 \cdot 3600};$$

де V – обсяг робіт або кількість машин;

$q_{\text{ср}}$ – питома витрата води на одиницю обсягу робіт або на окремого споживача, л;

k_1 – коефіцієнт нерівномірності споживання води за зміну ($k_1 = 1,5 \div 2$);

1,2 – коефіцієнт на невраховані витрати води;

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

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

q_1 – норма споживання води на 1 чол. у зміну;

q_2 – норма споживання води на прийом одного душа;

k_2, k_3 – коефіцієнти нерівномірності споживання води;

Розрахунок потреби у воді

Споживачі води	Од. вим.	Кількість за зміну	Питома витрата води, л	Коеф-ти нерівномірності споживання, k	Витрата води, л/с
1. Виробничі потреби.					
Поливання бетону в опалубці.	м ³	$\frac{6178}{3} = 2059$	300	1,6	$2059 \cdot 300 \cdot 1,6 / (16 \cdot 3600) = 17,16$
Приготування цементного розчину	м ³	$\frac{151,2}{4} = 37,8$	200	1,6	$37,8 \cdot 200 \cdot 1,6 / (16 \cdot 3600) = 0,252$
Заправка екскаватора	шт.	2	100	1,6	$2 \cdot 100 \cdot 1,6 / (16 \cdot 3600) = 0,006$
Робота крана	м-см	38	15	1,6	$38 \cdot 15 \cdot 1,6 / (8 \cdot 3600) = 0,032$
					$\Sigma 17,45$ л/с
2. Господарські потреби.					
Побутове споживання робочими	чол	18	25	2,7	$25 \cdot 18 \cdot 2,7 / (16 \cdot 3600) = 0,0016$
Душові	чол	18	30	0,3	$6 \cdot 30 \cdot 0,3 / 3600 = 0,032$
					$\Sigma 0,0336$ л/с

Оскільки:

$$Q_{vir} + Q_{гос} = 17,16 + 0,0336 = 17,19 \text{ л/с} < Q_{пож} = 20 \text{ л/с}, \text{ то } Q_{заг} = Q_{пож} = 20 \text{ л/с}.$$

Діаметр труб тимчасового водопроводу:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{обц} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 20 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 130,32 \text{ мм} = 13,03 \text{ см} \approx 15 \text{ см};$$

де $V = 1,5$ м/с – швидкість руху води по трубах.

Для водопостачання використовуються сталеві трубопроводи діаметром 100 мм. Трубопроводи укладаються нижче глибини промерзання ґрунту і на відстані не ближче 5 м від будівель.

На будівельному майданчику розташовуються пожежні гідранти на відстані 100 м один від одного, і 2,5 м від дороги.

5.8.7 Техніко-економічні показники по будівництву.

Якість прийнятих в курсовому проекті організаційно-технічних рішень оцінюється їх техніко-економічними показниками.

За проектом в цілому розраховуються:

1. Витрати праці в люд.-днях на 1 м³ споруди:
 - обсягу споруди - $2 \cdot (15 \cdot 69,7) \cdot 51 = 106641 \text{ м}^3$;
 - витрати на спорудження 17902,4 чел.- дні.;
 - витрати на 1 м³ 0,168 чел.- дні.
2. Запланований термін будівництва 244 діб.
3. Запланований рівень продуктивності праці в середньому - 102%.

Згідно будівельного генерального плану розраховуються:

1. Площа будівельного майданчика - 21528 м²;
2. Площа, зайнята стаціонарними спорудами - 1530 м²;
3. Площа, яку займають тимчасові будівлі - 104,7 м²;
4. Площа складів - 936 м²;
5. Протяжність тимчасових доріг - 1164 м;
6. Протяжність огорожі - 591,2 м.

5.9 Технологічна карта на влаштування монолітного перекриття та обетонування колон і ригелів

5.9.1 Складаємо калькуляцію трудових витрат і заробітної

Визначаємо потребу в матеріалах, напівфабрикатах та виробках на основі ДБНів і відомості обсягів робіт.

Відомість потреби в матеріалах, напівфабрикатах та виробках

№	Табл. ДБН	Назва робіт	Вимірник	Кількість	Назва потрібних матеріалів	Один. виміру	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
	20-10-е	Улаштування залізобетонного перекриття на висоті 6м, опалубка з дерев'яних щитів, стойки інвентарні розсувні	м ³	695,5	Бетон	м ³	1,015	5969,5
					Дошки 50мм	м ²	0,022	23954,5
					Бруски 80х80, 80х100; 100х100мм	м ³	0,18	408,91
					Бруски 100х150мм	м ³	0,029	90,6855
					Скоби сталеві	кг	5,76	5632,12
					Хомути	кг	0,72	720,64
					Болти	кг	4,14	4891,93
					Дошки 50мм	м ³	0,124	128,138
					Дошки 25мм	м ³	0,047	42,0765
					Щити опалубки	м ²	4,95	23954,5
					Цвяхи 125мм	кг	0,346	412,627
					Щити настилу	м ²	6,45	23954,5

Сумуємо однойменні матеріали і зводимо до наступної таблиці 5.11

Таблиця 5.11

Відомість потреби матеріалів

	Назва матеріалів	Один. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Бетон	м ³	5969,5
2	Лісоматеріал	м ²	23954,5
3	Скоби сталеві	кг	5632,12
4	Хомути	кг	720,64
5	Болти	кг	4891,93
6	Щити	м ²	23954,3
7	Цвяхи 125мм	кг	412,627

5.2.2 Технологія виробництва робіт

Бетонування перекриттів будівлі виконується за допомогою крану КБ-573. Бетонна суміш транспортується на будівельний майданчик автобетонозмішувачем АБЗ-504. Опалубка, арматура подається краном.

До встановлення опалубки закінчують геодезичну розбивку вісей і закріплення відміток конструкцій, які зводяться. Роботу спеціалізованих ланок теслярів - опалубників виконують по етапам: укрупнююча збірка і ремонт опалубочних елементів; монтаж опалубки в готові для прийому бетону конструкції; чергування та спостереження за опалубкою, яка заповнюється бетонною масою, підкріплення опалубки в потрібних місцях, демонтаж конструкцій опалубки.

До встановлення опалубки фіксують вісі і відмітки. Там, де немає змоги натягнути осьові дроти, положення вісей і відміток фіксують на окремих реперах чи наносять риси безпосередньо в місцях установки опалубки.

Організація праці армувальників залежить від виду виконуваних робіт. Вони можуть бути наступними: монтаж арматури з готових каркасів, блоків, сіток; укрупнююча збірка арматурних конструкцій, габарити яких не допускають їх перевезення з заводу; збірка і монтаж арматурно -опалубочних блоків; в'язка і зварювання арматури з окремих стрижнів; монтаж кондукторних приладів і встановлення анкерних болтів.

Арматуру в опалубку прогонів і балок робітники вкладають з площадок, змонтованих на ригелях, закріплених на стійках. Останні підтримують днища балок і прогонів.

За укладанням бетонної суміші і догляд за готовими конструкціями відповідають ланки бетонників. В перелік робіт, які виконуються ними входять: очищення готової і заармованої опалубки від забруднення, поливка опалубки водою і змазування її спеціальними покриттями в місцях торкання з бетоном, очищення арматури, всього інвентарю і механізмів від залишків бетонної суміші при кожній перерві в подачі бетону тривалістю більше 30 хв., а також перед

обіднею перервою і в кінці зміни; переміщення і встановлення для роботи всього ланцюга механізмів прийому і доставки бетону до місця укладання; захист поверхні свіжо укладеного бетону від сонця і від дощу. Для цього застосовують толь, піщану присипку, а також нанесення бітумних, емалевих і лакових плівок.

При встановленні сіток за допомогою крану виконуються такі роботи. Розкладання бетонних прокладок по опалубці плити для створення захисного шару бетону. Рулонні сітки, поданні краном до місця укладання, розструповують і розкочують по опалубці плити перекриття. Сітку рихтують і укладають в проектне положення і встановлюють прокладки під стики стрижнів. Після укладання нижнього ряду сіток в такому ж порядку укладають верхній ряд. Проектне положення верхніх сіток забезпечують встановленням підставок з круглої сталі.

Роботу по укладанню бетонною суміші в опалубку перекриття виконують бетонщики.

До розбирання опалубки приступають після набрання бетоном не менше 80% проектної міцності. При розбиранні опалубки перекриття знімають підкоси, хомути і в останню чергу – накривні і закладні щити.

5.2.3 Заходи з техніки безпеки при виробництві бетонних і залізобетонних робіт

Забезпечення безпечних умов праці, профілактика професійних захворювань і виробничого травматизму – головні задачі технології будівельного виробництва. Проектування виробництва будівельних робіт повинно проводитися з врахуванням заходів з техніки безпеки відповідно СНіП III-4-80 «Техника безопасности в строительстве».

Так, при виконанні опалубочних робіт виникають небезпечні ситуації, які пов'язані з роботою на висоті з тимчасових настилів.

Встановлюють опалубку на висоті більш 5 м робітники-верхолази з застосуванням запобіжних поясів. Встановлена опалубка перекриття повинна

мати огорожу по всьому периметру. Ліси, настили, опалубку забороняється перевантажувати матеріалом, напівфабрикатами і обладнанням вище проектної норми.

При розбиранні опалубки слід приймати заходи, які попереджують випадкове падіння елементів опалубки, обвал підтримуючих лісів і конструкцій. Забороняється складувати на підмостях чи робочій підлозі елементи опалубки, що розбираються чи матеріали від розбирання.

Розбирання опалубки перекриття потрібно починати з підпорних місць прогонів і балок, а потім елементів опалубки плит перекриття і опалубку бічних поверхонь прогонів і балок.

Під час підймання на опалубку необхідно зберегти форму арматури і не допустити випадання елементів з захватних пристосувань кранів.

Зварювальники повинні попереджувати людей про початок зварки. Корпуси зварювальних апаратів, зварюємі деталі арматури слід надійно заземлювати. Зварювальні роботи на відкритому повітрі під час грози, дощу і снігопаду проводити забороняється. Зварювальні агрегати повинні бути захищені від дощу навісами.

При очищенні арматури від окалини чи іржі робітники повинні користуватися брезентовими рукавицями і захисними окулярами. Зварювальники допускаються до роботи при наявності в них брезентового одягу, рукавиць і маски із захисним склом.

Автобетононасоси є бетононасосною установкою, розташованою на шасі автомобіля. Основна перевага автобетононасоса - його мобільність. Якщо для переміщення звичайних бетононасосних пристроїв потрібний тягач, то автобетононасос повністю автономний і легко переміщається між різними будівельними майданчиками.

Окрім усього іншого, автобетононасоси постійно переміщують бетонний розчин, покращуючи тим самим якість бетону. Якщо у бетоні є домішки, або він не

відповідає технічним характеристикам, то першими відреагують на це саме бетононасоси.

На робочому місці встановлюють огорожу, необхідний інвентар, запобіжні і захисні пристрої, передбачені технікою безпеки. Щодня перед початком укладання бетону перевіряється стан тари, засобів підмоцнення, опалубки. Знайдені несправності негайно усуваються.

Для ущільнення бетонної суміші використовують електровібратори з надійним заземленням. Робітники – бетонники забезпечуються спецодягом, взуттям та діелектричними рукавицями, які гасять вібрацію. При переміщенні на нове місце роботи вібратори вимикають. Забороняється переміщувати вібратори за провада або кабель. Рукоятки вібраторів обладнують амортизаторами.

Розділ VI

Економіка будівництва

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

Найменування об'єкту будівництва: Проектування будівництва 20-ти поверхової громадської будівлі з дослідженням особливостей роботи анкерних упорів сталезалізобетонних конструкцій.

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)

Загальна вартість будівництва	281313,366	тис. грн.
в тому числі:		
будівельних робіт	233154,348	тис. грн.
інші витрати	40 193,070	тис. грн.
в тому числі:		
податок на додану вартість (ПДВ)	40 193,070	тис. грн.
Кошторисні трудовитрати	408,183	тис. люд.г.
Кошторисна заробітна плата	21 251,947	тис. грн.

ЗАТВЕРЖЕНО

Зведений кошторисний розрахунок в сумі

281 313,366 тис. грн.

В тому числі зворотних сум

322,685 тис. грн.

ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК
ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА № 1 _____

Проектування будівництва 20-ти поверхової громадської будівлі з дослідженням особливостей роботи анкерних упорів сталезалізобетонних конструкцій

(найменування об'єкта будівництва)

Складений в поточних цінах станом на 26 листопада 2024 р.

№ Ч.ч.	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування г лав, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
Глава 2. Об'єкти основного призначення						
1	02-001	Основний об'єкт будівництва	226 445,348			226 445,348
		Разом за главою № 2	226 445,348			226 445,348
		Разом за главами № 1 - 7	226 445,348			226 445,348
Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди						
2	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)	2 151,231			2 151,231
		Разом за главою № 8	2 151,231			2 151,231
		в т.ч. зворотні суми				322,685
		Разом за главами № 1 - 8	228 596,579			228 596,579
		в т.ч. зворотні суми				322,685
		Разом за главами № 1 - 12	228 596,579			228 596,579
		в т.ч. зворотні суми				322,685
	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова)	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	4 557,769			4 557,769
	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова)	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)			1 273,457	1 273,457
		Разом	233 154,348		1 273,457	234 427,805
		Податок на додану вартість			46 885,561	46 885,561
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	233 154,348		48 159,018	281 313,366

1	2	3	4	5	6	7
		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ Податок на додану вартість	322,685		64,537	322,685 64,537
		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	322,685		64,537	387,222

Склав Бихно В.В.

Перевірив Кадол Л.В.

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

Підрядник: ПП "Будівельник"
(назва організації)

ДОГОВІРНА ЦІНА № 1

на будівництво Проектування будівництва 20-ти поверхової громадської будівлі з дослідженням особливостей роботи анкерних упорів сталезалізобетонних конструкцій

(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 № №7 від 20.11.24. 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	Розділ І. Будівельні роботи Прямі витрати у тому числі Заробітна плата будівельників, монтажників Вартість матеріальних ресурсів Вартість експлуатації будівельних машин	216 660,995 16 367,912 193 467,315 6 115,768	216 660,995 16 367,912 193 467,315 6 115,768	
2	Розрахунок №1-2	Загальновиробничі витрати	9 784,353	9 784,353	
3		Всього прями і загальновиробничі витрати	226 445,348	226 445,348	
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)	2 151,231	2 151,231	
		Разом	228 596,579	228 596,579	
5	Розрахунок №5 (Додаток 8, Настанова)	Кошторисний прибуток (П) (18,11 грн./люд.-г.)	4 557,769	4 557,769	
6	Розрахунок №6 (Додаток 8, Настанова)	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ) (5,06 грн./люд.-г.)	1 273,457		1 273,457
		Разом по розділу І	234 427,805	233 154,348	1 273,457
7		Податок на додану вартість	46 885,561		46 885,561
		Всього по розділу І	281 313,366	233 154,348	48 159,018
8		у тому числі зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд, без ПДВ	322,685	322,685	
9		Податок на додану вартість	64,537		64,537
10		Всього зворотні суми від розбирання тимчасових будівель і споруд з ПДВ	387,222	322,685	64,537
11		Розділ ІІ. Устаткування Витрати з придбання та доставки устаткування, що монтується	-		
12		Витрати з придбання та доставки устаткування, що не монтується, меблів, інвентарю	-		
		Разом по розділу ІІ	-		

1	2	3	4	5	6
13		Податок на додану вартість	-		
		Всього по розділу II	-		
		Всього договірна ціна (р.І+р.ІІ)	281 313,366		

**Проектування будівництва 20-ти поверхової громадської будівлі з дослідженням особливостей роботи
анкерних упорів сталезалізобетонних конструкцій**
(найменування об'єкта будівництва)

Об'єктний кошторис в сумі 226 445,348 тис. грн.

Об'єктний кошторис № 02-001

на будівництво

Основний об'єкт будівництва

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

Кошторисна вартість 226 445,348 тис. грн.

Кошторисна трудомісткість 408.183 тис. люд.-год

Кошторисна заробітна плата 22 341,947 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	200 965,348		200 965,348	249,30300	20 551,947	
2	02-001-002	Сантехнічні роботи	5 260,000		5 260,000	54.220	700,000	
3	02-001-003	Електротехнічні роботи	3 980,000		3 980,000	48,54	520,000	
4	02-001-004	Монтаж обладнання	16 240,000		16 240,000	56,12	570,000	
		Всього по кошторису	226 445,348		226 445,348	408,18300	22 341,947	

Склад

Бихно В.В.

Перевірив

Кадол Л.В.

Проектування будівництва 20-ти поверхової громадської будівлі з дослідженням особливостей роботи анкерних упорів сталезалізобетонних конструкцій
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 02-001-001

на Загальнобудівельні роботи. Основний об'єкт будівництва

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

ОСНОВА: Кошторисна вартість 200 965,348 тис. грн.
креслення(специфікації)№ Кошторисна трудомісткість 249,30303 тис. люд.-год
Кошторисна заробітна плата 20 551,947 тис. грн.
Середній розряд робіт 3,5 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 труда робітників, люд.-год. не зайнятих обслуговуваням машин		
					Всього заробітної плати	експлуатацій машин в тому числі заробітної плати	Всього заробітної плати	експлуатацій машин в тому числі заробітної плати	тих, що обслуговують машини	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Розділ № 1 Земляні роботи											
1	КБ1-24-6	Розроблення ґрунту бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 2	1000 м3 ґрунту	0,403	8 347,91	8 347,91	3 364	-	3 364	-	-
					-	1 601,28	-	-	645	15,2856	6,16
2	КБ1-24-14	Додавати на кожні наступні 10 м переміщення ґрунту [понад 10 м] бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.], група ґрунтів 2	1000 м3 ґрунту	0,403	33 016,76	33 016,76	13 306	-	13 306	-	-
					-	6 333,22	-	-	2 552	60,4560	24,36
3	КБ1-30-2	Планування площ бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] за 1 прохід	1000м2 спланованої поверхні за 1 прохід бульдозеру	2,7	562,29	562,29	1 518	-	1 518	-	-
					-	107,86	-	-	291	1,0296	2,78
4	КБ1-16-14	Розроблення ґрунту з навантаженням на	1000 м3	0,505	28 863,29	28 222,88	14 576	300	14 253	9,1600	4,63

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		автомобіль-самоскиди екскаваторами однокочшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 1,25 [1,25-1,5] м ³ , група ґрунтів 2	ґрунту		593,57	6 250,54			3 157	65,4888	33,07
5	C311-3-1	Перевезення ґрунту до 3 км (без урахування вартості навантажувальних робіт)	т	858,5	34,46	34,46	29 584	-	29 584	-	-
6	КБ1-27-5	Засипка граншей і когловнів бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000 м ³ ґрунту	7,575	7 475,63	7 475,63	56 628	-	56 628	-	-
7	КБ1-130-3	Ущільнення ґрунту причіпними котками на пневмоколісному ході масою 25 т за перший прохід по одному сліду при товщині шару 40 см	1000м ³ ущільненого ґрунту	7,575	-	1 433,96	98 348	-	98 348	-	-
		Разом прямих витрат по розділу № 1					217 324	300	217 001		4,63
		Разом прямих витрати по розділу в тому числі:				грн.	217 324		42 330		417,58
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	23				
		вартість ЕММ				грн.	217 001				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		42 330			
		заробітна плата робітників				грн.		300			
		всього заробітна плата				грн.		42 630			
		Загальновиробничі витрати				грн.	20 881				
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люд-г					50,65
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		6 312			
		Всього по розділу				грн.	238 205				
		Кошторисна трудоємність				люд-г					472,86
		Кошторисна заробітна плата				грн.		48 942			
		Розділ № 2 Фундаменти									
8	КБ6-1-1	Улаштування бетонної підготовки	100м ³ бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	0,4746	292 517,14	2 455,11	138 829	4 862	1 165	150,7000	71,52
					10 244,59	960,47			456	10,6641	5,06
9	КБ6-1-7	Улаштування залізобетонних фундаментів	100м ³	2,0866	350 576,18	9 180,44	731 512	56 699	19 156	367,6000	767,03

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
10	C124-23	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-III	бетону, бутобетону і залізобетону в ділі т	3,3	36 451,66	3 523,39	120 290		7 352	39,1882	81,77
		Разом прямих витрат по розділу № 2			990 631	61 561	20 321		7 808		838,55
		Разом прямих витрати по розділу в тому числі:			990 631	грн.	990 631				86,83
		вартість матеріалів, виробів і комплектів			908 749	грн.	908 749				
		вартість ЕММ			20 321	грн.	20 321				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.	7 808				
		заробітна плата робітників				грн.	61 561				
		всього заробітна плата				грн.	69 369				
		Загальновиробничі витрати				грн.	40 153				
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люд-г					111,05
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.	13 825				
		Всього по розділу			1 030 784	грн.	1 030 784				
		Кошторисна трудоємність				люд-г					1 036,43
		Кошторисна заробітна плата				грн.	83 194				
		Розділ № 3 Каркас									
11	КБ9-17-3	Монтаж колон одноповерхових і багатопверхових будівель висотою до 25 м суцільного перерізу масою до 5,0 т	1 т конструкцій	1 372,0	2 022,46	1 020,21	2 774 815	794 292	1 399 728	7,5500	10 358,60
12	ПШ71-663	Стальні конструкції	т	1 372,0	22 300,00	334,66	30 595 600		459 154	3,5480	4 867,86
13	КБ7-1-16	Укладання фундаментних балок довжиною більше 6 м	100 шт збірних конструкцій	0,28	156 030,40	77 138,66	43 689	17 206	21 599	783,0000	219,24
14	ПШ71-83	Збірні залізобетонні конструкції	шт	28,0	15 480,00	25 452,97			7 127	278,4410	77,96
15	КБ9-25-1	Монтаж ригелів	1 т конструкцій	537,24	3 887,59	1 837,90	2 088 569	885 012	987 393	22,5600	12 120,13
16	ПШ71-663	Стальні конструкції	т	537,24	1 647,33	549,37			295 144	5,6596	3 040,56
17	КБ6-14-15	Улаштування колон периметром до 2 м при відношенні об'єму сердечника або жорсткої арматури до об'єму колон до 10%	100 м ³ бетону і залізобетона в ділі	8,4512	22 300,00	39 945,78	4 610 161	1 064 766	337 590	1 624,0000	13 724,75
18	ПШ60-17	Арматура	т	87,892	125 989,92	14 875,10			125 712	165,3161	1 397,12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
19	КБ6-18-7	Улаштування ригелів	100 м ³ залізобетону	2,342	495 241,64	23 106,45	1 159 856	230 802	54 115	1 285,2000	3 009,94
			3 виражування м об'єму жорсткої арматури		98 549,14	7 871,06			18 434	87,6156	205,20
20	П160-17	Арматура	т	14,052	31 450,00		441 935				
21	КБ6-22-5	Улаштування перекриттів армоване просторовими каркасами на висоті від опорної площадки до 6 м	100 м ³ залізобетону в ділі	48,9	582 569,51	22 990,57	28 487 649	5 544 793	1 124 239	1 515,5100	74 108,44
			т	620,5	113 390,46	7 089,13	19 514 725		346 658	79,4730	3 886,23
22	П160-17	Арматура	т		31 450,00						
		Разом прямих витрат по розділу № 3					104 895 094	8 536 871	3 924 664		113 541,10
		Разом прямих витрати по розділу				грн.	104 895 094		1 252 229		13 474,93
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	92 433 559				
		вартість ЕММ				грн.	3 924 664				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		1 252 229			
		заробітна плата робітників				грн.		8 536 871			
		всього заробітна плата				грн.		9 789 100			
		Загальновиробничі витрати				грн.	5 573 679				
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люд-г					15 241,91
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		1 897 614			
		Всього по розділу				грн.	110 468 773				
		Кошторисна трудоємність				люд-г					142 257,94
		Кошторисна заробітна плата				грн.		11 686 714			
		Розділ № 4 Сходи									
23	КБ7-21-1	Установлення сходових площадок з обпіранням на стіну при найбільшій масі монтажних елементів у будівлі до 5 т	100 шт збірних конструкцій	1,6	44 923,12	23 238,74	71 877	30 377	37 182	253,7500	406,00
					18 985,58	8 913,09			14 261	101,7574	162,81
24	П171-83	Збірні залізобетонні конструкції	шт	160,0	15 400,00		2 464 000				
		Разом прямих витрат по розділу № 4					2 535 877	30 377	37 182		406,00
		Разом прямих витрати по розділу				грн.	2 535 877		14 261		162,81
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	2 468 318				
		вартість ЕММ				грн.	37 182				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				Грн.		14 261			
		заробітна плата робітників				Грн.		30 377			
		всього заробітна плата				Грн.		44 638			
		Загальновиробничі витрати				Грн.	25 147				
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люд-г					68,26
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				Грн.	8 498				
		Всього по розділу				Грн.	2 561 024				
		Кошторисна трудоємність				люд-г					637,07
		Кошторисна заробітна плата				Грн.	53 136				
		Розділ № 5 Стіни									
25	КБ7-3-8	Встановлення стінових панелей площею до 8 м2 при найбільшій масі монтажних елементів до 5 т	100 шт збірних конструкцій	18,48	218 009,37	88 039,34	4 028 813	879 142	1 626 967	598,8500	11 066,75
					47 572,64	28 012,68			517 674	296,3241	5 476,07
26	П171-83	Збірні залізобетонні конструкції	шт	1 848,0	5 600,00		10 348 800				
27	КБ7-19-4	Герметизація мастикою вертикальних швів	100м шва	8,38	8 076,49	13,81	67 681	17 911	116	27,5500	230,87
					2 137,33	4,27			36	0,0532	0,45
		Разом прямих витрат по розділу № 5					14 445 294	897 053	1 627 083		11 297,62
		Разом прямих витрати по розділу в тому числі:				Грн.	14 445 294		517 710		5 476,52
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				Грн.	11 921 158				
		вартість ЕММ				Грн.	1 627 083				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				Грн.		517 710			
		заробітна плата робітників				Грн.		897 053			
		всього заробітна плата				Грн.		1 414 763			
		Загальновиробничі витрати				Грн.	764 533				
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люд-г					2 012,90
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				Грн.	250 606				
		Всього по розділу				Грн.	15 209 827				
		Кошторисна трудоємність				люд-г					18 787,04
		Кошторисна заробітна плата				Грн.	1 665 369				
		Розділ № 6 Покрівля									
28	КБ12-20-1	Улаштування пароізоляції обклеювальної в один шар	100 м2 поверхні, що ізолюється	15,3	17 821,40	147,33	272 667	29 406	2 254	24,4900	374,70
					1 921,98	45,67			699	0,4915	7,52
29	КБ12-18-3	Утеплення покриттів плитами з	100 м2	15,3	18 121,75	526,19	277 263	77 386	8 051	63,6700	974,15

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		мінерально вати або перлиту на бітумний мастичі в один шар	покрита, що утеплюється		5 057,94	171,39			2 622	1,8756	28,70
30	ПШ71-524	Плити теплоізоляційні	м2	1 575,9	110,00		173 349				
31	КБ12-22-1	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100 м2 стяжок	15,3	9 682,40	1 892,66	148 141	37 779	28 958	38,3900	587,37
32	КБ12-1-7	Улаштування покрівлі з ізопласта	100 м2 покрівлі	15,3	2 469,24 1 302,05	589,71 169,47	19 921	11 011	9 023 2 593	6,4686 9,1700	98,97 140,30
33	ПШ71-900	Матеріали рулонні покрівельні для верхніх шарів (ізопласт)	м2	1 759,5	719,66 130,00	54,68	228 735		837	0,5980	9,15
		Разом прямих витрат по розділу № 6			1 120 076	155 582	41 856		41 856		2 076,52
		Разом прямих витрати по розділу в тому числі:				грн.	1 120 076		13 181		144,34
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	922 638				
		вартість ЕММ				грн.	41 856				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.	13 181				
		заробітна плата робітників				грн.	155 582				
		всього заробітна плата				грн.	168 763				
		Загальновиробничі витрати				грн.	96 896				
		трудоємність в загальновиробничих витратах				люд-г					266,50
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.	33 180				
		Всього по розділу				грн.	1 216 972				
		Кошторисна трудоємність				люд-г					2 487,36
		Кошторисна заробітна плата				грн.	201 943				
		Розділ № 7 Прорізи									
34	КБ10-18-1	Установлення віконних блоків зі спареними рамами у кам'яних стінах житлових і громадських будівель при площі прорізу до 2 м2	100 м2 прорізів	56,51	33 519,29 19 150,93	3 784,16 1 312,08	1 894 175	1 082 219	213 843 74 146	255,9600 12,9015	14 464,30 729,06
35	П2016-385	Блоки віконні	м2	5 651,0	1 500,00		8 476 500				
36	КБ10-26-1	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м2	100 м2 прорізів	3,4	29 343,78	6 902,73	99 769	36 414	23 469	139,6700	474,88
37	П2016-379	Блоки дверні	м2	340,0	10 709,90	2 393,37	646 000		8 137	23,5338	80,01
		Разом прямих витрат по розділу № 7			11 116 444	1 118 633	237 312		237 312		14 939,18
		Разом прямих витрати по розділу в тому числі:				грн.	11 116 444		82 283		809,07

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		вартість матеріалів, виробів і комплектів вартість ЕММ				грн.	9 760 499					
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.	237 312					
		заробітна плата робітників				грн.		82 283				
		всього заробітна плата				грн.		1 118 633				
		Загальновиrobничі витрати				грн.		1 200 916				
		трудомісткість в загальновиrobничих витратах				люд-г						1 889,79
		заробітна плата в загальновиrobничих витратах				грн.		235 279				
		Всього по розділу				грн.	11 804 520					
		Кошторисна трудомісткість				люд-г						17 638,04
		Кошторисна заробітна плата				грн.		1 436 195				
		Розділ № 8 Оздоблювальні роботи										
38	КБ15-36-1	Полішене шпукатурення цементно-вапняним розчином по каменю стін механізованим способом	100 м2 поверхні шпукатурення	3,456	11 991,99	338,61	41 444	22 740	1 170	77,2300	266,91	
					6 580,00	258,93			895	3,7044	12,80	
39	КБ15-251-1	Обклеювання стін по монолітній шпукатурці і бетону, по листових матеріалах, гіпсобетонних і гіпсолітових поверхнях шпалерами простими та середньої цупкості	100 м2 поверхні обклеювання і оббивання	3,456	4 748,62	1,08	16 411	9 566	4	35,6800	123,31	
					2 768,05	0,92			3	0,0111	0,04	
40	КБ15-76-1	Улаштування каркасу підвісних стель	100 м2 горизонтальної проекції стелі	306,0	10 640,80	3,24	3 256 085	3 245 255	991	139,9500	42 824,70	
					10 605,41	2,76			845	0,0333	10,19	
41	П2016-3025	T-профіль металеві основні напрямні довжиною 3,7 м	м	65 000,0	32,00		2 080 000					
42	КБ15-76-2	Укладання плит стельових в каркас стелі	100 м2 горизонтальної проекції стелі	306,0	1 276,99	5,40	390 759	389 107	1 652	16,7800	5 134,68	
					1 271,59	4,60			1 408	0,0555	16,98	
43	П2016-3024	Плити стельові 600x600 мм	м2	32 130,0	45,00		1 445 850					
		Разом прямих витрат по розділу № 8					7 230 549	3 666 668	3 817		48 349,60	
		Разом прямих витрати по розділу в тому числі:							3 151		40,01	
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	7 230 549					
		вартість ЕММ				грн.	3 560 064					
						грн.	3 817					

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г						
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		3 325 523				26 711,03
		Всього по кошторису				грн.	200 965 348					
		Кошторисна трудомісткість				люд-г						
		Кошторисна заробітна плата				грн.		20 551 947				249 303,03

Склад

Біхно В.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

Кадол Л.В.

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Проектування будівництва 20-ти поверхової громадської будівлі з дослідженням особливостей роботи анкерних упорів сталевалізобетонних конструкцій
(найменування об'єкта будівництва)

Підсумкова відомість ресурсів

до Договорної ціни № 1

№ п/п	Шифр ресурсу	Найменування	Одиниця виміру	Кількість	Початкова ціна за одиницю, грн.	у тому числі:			Об'єднані 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
I. Витрати труда									
1	1	Витрати труда робітників-будівельників	люд.год.	201 912,78	75,72	-	-	-	-
2	2	Середній розряд робіт, що виконуються робітниками-будівельниками	розряд	3,50	-	-	-	-	-
3	3	Витрати труда робітників, зайнятих керуванням та обслуговуванням машин	люд.год.	20 615,69	93,7569	-	-	-	-
4	4	Середній розряд ланки робітників, зайнятих керуванням та обслуговуванням машин	розряд	5,10	-	-	-	-	-
5	3	Витрати труда робітників, зайнятих на керуванні та обслуговуванні автотранспорту при перевезенні ґрунту і будівельного сміття	люд.год.	63,53	88,9186	-	-	-	-
6	6	Витрати труда робітників, заробітна плата яких передбачена в загальнопробних витратах	люд.год.	26 711,03	124,50	-	-	-	-
7	7	Витрати труда робітників, заробітна плата яких передбачена в витратах на тимчасові будівлі та споруди	люд.год.	2 368,38	-	-	-	-	-
8	8	Разом загальна кошторисна трудомісткість	люд.год.	251 671,41	89,6176	-	-	-	-
9	9	Середній розряд робіт	розряд	3,50	-	-	-	-	-
II. Будівельні машини та механізми									
1	КЕМ201-12	Автомобіль бортові, вантажопідйомність 5 т	маш.год	1 453,735	345,16	-	-	-	-
2	КЕМ201-13	Автомобіль бортові, вантажопідйомність 8 т	маш.год	1 584,6692	501,771	-	-	-	-
3	КЕМ203-101	Автовантажувачі, вантажопідйомність 5 т	маш.год	71,94663	366,07	-	-	-	-
4	КЕМ210-1207	Агрегати електронасосні з регулюванням подачі вручну для	маш.год	55,386	580,100	-	-	-	-
					489,95	-	-	-	-
					35 250	-	-	-	-
					22,11	-	-	-	-

5	КЕМ207-149	будівельних розчинів, подача 2 м ³ /год, напір 150 м Бульдозери, потужність 79 кВт [108 к.с.]	маш год	230,38134	1 225 720,89	-	-
6	КЕМ233-261	Верстат гребзигнальний гідравлічний	маш год	347,679	166 080 17,18	-	-
7	КЕМ206-250	Екскаватори однокоршеві дизельні на гусеничному ході, місткість ковша 1,25 м ³	маш год	9,6152	5 973 1 242,25	-	-
8	КЕМ212-711	Котки дорожні пригнітні на пневмоколісному ході, маса 25 т	маш год	13,029	11 944 124,32	-	-
9	КЕМ202-128	Крани баштові, вантажопідйомність 5 т	маш год	134,769	1 620 296,18	-	-
10	КЕМ202-129	Крани баштові, вантажопідйомність 8 т	маш год	3 458,864314	39 916 352,24	-	-
11	КЕМ202-403	Крани козлові при роботі на монтажі технологічного устаткування, вантажопідйомність 32 т	маш год	111,0012	1 218 350 492,25	-	-
12	КЕМ202-1141	Крани на автомобільному ході, вантажопідйомність 10 т	маш год	28,917	54 640 598,15	-	-
13	КЕМ202-1244	Крани на гусеничному ході, вантажопідйомність 25 т	маш год	3 328,7408	17 297 625,13	-	-
14	КЕМ202-1245	Крани на гусеничному ході, вантажопідйомність 40 т	маш год	1 020,756	2 080 896 750,75	-	-
15	КЕМ202-1243	Крани на гусеничному ході, вантажопідйомність до 16 т	маш год	464,2059	766 333 536,76	-	-
16	КЕМ203-1080	Підіймачі щоглові будівельні, вантажопідйомність 0,5 т	маш год	84,99456	249 167 108,01	-	-
17	КЕМ233-345	Прес-ножиці комбіновані	маш год	581,631386	9 180 97,78	-	-
18	КЕМ225-3000	Розчинонагнітачі	маш год	619,08	56 872 21,24	-	-
19	КЕМ211-255	Розчинонасоси, продуктивність 3 м ³ /год	маш год	11,85408	13 149 98,72	-	-
20	КЕМ201-312	Трактори на гусеничному ході, потужність 79 кВт [108 к.с.]	маш год	13,029	1 170 596,59	-	-
21	КЕМ204-502	Установка для зварювання ручного дугового [постійного струму]	маш год	6 129,26276	7 773 43,64	-	-
22	*С311-3-1	Перевезення ґрунту до 3 км (без урахування вартості навантажувальних робіт)	т	858,5	267 481 34,46	-	-
		Разом:	грн.	-	6 115 771	-	-
III. Механізований інструмент							
1	КЕМ270-106	Апарат для газового зварювання і різання	маш год	7 446,036			

2	КЕМ211-101	Бадді, місткість 2 м3	маш год	2 429,90992					
3	КЕМ270-117	Вібратори глибинні	маш год	831,6463					
4	КЕМ270-116	Вібратори поверхневі	маш год	3 668,8011					
5	КЕМ200-40	Котел електричний бітумний, місткість 1 м3	маш год	76,041					
6	КЕМ270-241	Машина паркетно-шліфувальна	маш год	1 209,6					
7	КЕМ270-122	Машини паркетно-стругальні	маш год	311,04					
8	КЕМ270-224	Пальник газопламеневий	маш год	58,14					
9	КЕМ270-135	Перфоратори електричні	маш год	2 851,92					
10	КЕМ270-90	Пилка дискова електрична	маш год	105,408					
11	КЕМ270-236	Пилосос промисловий	маш год	552,96					
12	КЕМ204-1100	Термопенали з масою завантажувальних електродів не більше 5 кг	маш год	976,28					
13	КЕМ270-119	Шурупверти	маш год	1 600,38					
		Разом вартість ресурсів, спожитих механізованим інструментом і врахованих в вартості матеріалів	грн.	-	53 834	-	-	-	
IV. Будівельні матеріали, виробі та конструкції									
1	*П160-17	Арматура	Т	634,552	31 450,00	-	-	-	
					19 956 660				
2	*П160-17	Арматура	Т	87,892	31 450,00	31 450,00	-	-	
3	C111-78	Бітуми нафтові покрівельні, марка БНК-45/180	Т	0,765	2 764 203	2 764 203	-	-	
					26 542,41	25 477,36	544,61	520,44	
4	*П2016-385	Блоки віконні	М2	5 651,0	20 305	19 490	417	398	
					1 500,00	-	-	-	
					8 476 500	-	-	-	
5	*П2016-379	Блоки дверні	М2	340,0	1 900,00	-	-	-	
					646 000	-	-	-	
6	C111-98	Болти із шестигранною головкою оцинковані, діаметр різьби 12- [14] мм	Т	0,8400656	83 824,40	81 841,99	338,79	1 643,62	
					70 418	68 753	285	1 381	
7	C112-23	Бруски обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 40-75 мм, І сорт	М3	1,9665172	11 217,31	10 773,90	223,46	219,95	
8	C112-285	Бруски обрізні хвойних порід, довжина 2-6,5 м, товщина 40-60 мм, ІІ сорт	М3	2,281824	22 059	21 187	439	433	
					11 448,14	11 000,21	223,46	224,47	
9	C111-253	Вапно будівельне негашене грудкове, сорт 1	Т	4,4515684	26 123	25 101	510	512	
10	C142-10-2	Вода	М3	109,4097068	11 048,03	10 377,68	453,72	216,63	
					49 181	46 197	2 020	964	
					32,12	32,12000	-	-	
11	C124-5	Гарячекатана арматурна сталь гладка, клас А-1, діаметр 14 мм	Т	0,924	3 514	3 514	-	-	
					32 292,03	31 393,06	265,79	633,18	
12	C124-23	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-III	Т	3,3	29 838	29 007	246	585	
					36 451,66	35 471,13	265,79	714,74	
					120 290	117 055	877	2 359	

13	C111-322	Гас для технічних ційей, марка КТ-1, КТ-2	Т	1,8054	94 335,19	92 018,15	467,33	1 849,71	30,0 км
14	C111-219	Гіпсові в'язучі Г-3	Т	0,6268463	170 313 6 665,52	166 130 6 076,56	844 458,26	3 339 130,70	30,0 км
15	C1113-21	Грунтівка ГФ-021 червоно-коричнева	Т	0,5918644	4 178 54 386,73	3 809 52 748,63	287 571,69	82 1 066,41	30,0 км
16	C121-777	Деталі кріплення рейок, елементи кріплення підвісних стель, трубопроводів, повітроводів, закладні деталі, деталі кріплення стінових панелей, ворот, рам, граг тощо масою не більше 50 кг, з перевагою профільного прокату, такі, що складаються з двох та більше деталей, з отворами та без отворів, які з'єднуються на зварюванні	Т	0,924	32 190 118 789,06 109 761	31 220 117 550,23 108 616	338 354,54 328	631 884,29 817	30,0 км
17	C112-80	Дошки необрізані з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, усі ширини, товщина 44 мм і більше, II сорт	M3	22,226656	9 962,88	9 544,07	223,46	195,35	30,0 км
18	C112-53	Дошки обрізані з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 25 мм, III сорт	M3	175,11672	221 442 9 876,52	212 133 9 459,40	4 967 223,46	4 342 193,66	30,0 км
19	C112-58	Дошки обрізані з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 32,40 мм, IV сорт	M3	1,77408	1 729 544 7 278,43	1 656 499 6 912,26	39 132 223,46	33 913 142,71	30,0 км
20	C112-57	Дошки обрізані з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 32,40 мм, III сорт	M3	1,8736	12 913 9 828,58	12 263 9 412,40	396 223,46	253 192,72	30,0 км
21	C112-62	Дошки обрізані з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 44 мм і більше, IV сорт	M3	0,0182	18 415 6 644,34	17 635 6 290,60	419 223,46	361 130,28	30,0 км
22	C112-61	Дошки обрізані з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 44 мм і більше, III сорт	M3	141,967846	121 9 034,23	114 8 633,63	4 223,46	2 177,14	30,0 км
23	C112-255	Дошки паркетні, облицьовані паркетними планками з деревини дуба, ясеня, яльма, клена	M2	17 971,2	1 282 570 2 598,29	1 225 698 2 540,64	31 724 6,70	25 148 50,95	30,0 км
24	C111-1608	Дрантя	кг	0,03456	46 694 389 27,96	45 658 350 26,67	120 407 0,74	915 633 0,55	30,0 км
25	C111-816	Дріт сталевий низьковуглецевий різного призначення світлий, діаметр 1,1 мм	Т	2,35040556	1 62 293,37	1 60 806,14	- 265,79	- 1 221,44	30,0 км
26	C111-818-1	Дріт сталевий низьковуглецевий різного призначення світлий, діаметр 4,0 мм	Т	1,39604984	146 415 30 458,83	142 919 29 595,81	625 265,79	2 871 597,23	30,0 км
27	C111-822	Дріт сталевий низьковуглецевий різного призначення чорний, діаметр 1,6 мм	Т	0,08316	42 522 48 913,67	41 317 47 688,79	371 265,79	834 959,09	30,0 км
28	C111-1504	Електроди, діаметр 2 мм, марка Э42	Т	0,763696	4 068 130 852,45	3 966 127 941,88	22 344,84	80 2 565,73	30,0 км
29	C111-1513	Електроди, діаметр 4 мм, марка Э42	Т	3,895688	99 931 92 479,34	97 709 90 321,18	263 344,84	1 959 1 813,32	30,0 км
30	C111-1529	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	Т	0,5544	360 271 103 087,25	351 863 100 721,09	1 343 344,84	7 064 2 021,32	30,0 км
31	C111-1865	Закріпки металеві	кг	127,5	57 152 189,49	55 840 185,44	191 0,33	1 121 3,72	30,0 км

32	*ПШ71-83	Збірні залізобетонні конструкції	шт	160,0	24 160	23 644	42	474	
					15 400,00	-	-	-	
33	*ПШ71-83	Збірні залізобетонні конструкції	шт	1 848,0	2 464 000	-	-	-	
					5 600,00	-	-	-	
34	*ПШ71-83	Збірні залізобетонні конструкції	шт	28,0	10 348 800	-	-	-	
					15 480,00	-	-	-	
					433 440	-	-	-	
35	С1537-97	Канат подвійного зв'язання, тип ТК, однокерований, з дроту марки В, маркувальна група 1770 Н/мм ² , діаметр 5,5 мм	10м	35,702788	382,39	366,38	8,51	7,50	30,0 мм
36	С111-309	Канати прядив'яні просочені	т	0,190924	13 652	13 081	304	268	30,0 мм
					165 795,89	162 239,48	305,51	3 250,90	
					31 654	30 975	58	621	
37	С111-797	Катанка гарячекатана у мотках, діаметр 6,3-6,5 мм	т	0,0572772	21 802,23	21 108,95	265,79	427,49	30,0 мм
					1 249	1 209	15	24	
					62,92	56,06	5,03	1,23	
38	С111-324	Кисень технічний газоподібний	м3	3 723,018	234 252	208 712	20 961	4 579	30,0 мм
39	С111-1648	Клей, марка КМЦ [для наклеювання шпалер]	т	0,006912	197 714,98	193 379,96	458,26	3 876,76	30,0 мм
					1 367	1 337	3	27	
40	С111-1708-1	Ключи	кг	3 798,6022	94,06	91,72	0,50	1,84	30,0 мм
					357 297	348 408	1 899	6 989	
41	С111-594	Мастика бітумна покрівельна гаряча	т	6,0741	30 169,71	29 119,89	458,26	591,56	30,0 мм
					183 254	176 877	2 784	3 593	
42	С111-616	Мастика сланцева універсальна, така, що не тужавіє, МСУ	кг	712,3	69,71	67,83	0,51	1,37	30,0 мм
43	С111-962	Мастило, соєдол жирований "Ж"	т	0,047068	49 654	48 315	363	976	30,0 мм
					137 895,71	134 611,11	580,76	2 703,84	
					6 490	6 336	27	127	
44	*ПШ71-900	Матеріали рулонні покрівельні для верхніх шарів (ізопласт)	м2	1 759,5	130,00	-	-	-	
					228 735	-	-	-	
45	С121-756	Окремі конструктивні елементи будівель та споруд [колонна, балки, ферми, зв'язки, ригелі, стожки гошю] з перевагою гарячекатаных профілей, середня маса складальної одиниці понад 0,1 до 0,5 т	т	0,465324	105 370,33	104 231,40	354,54	784,39	30,0 мм
					49 031	48 501	165	365	
46	С111-1604	Папір шліфувальний	м2	3 456,0	243,99	239,16	0,05	4,78	30,0 мм
47	*П2016-3024	Плити стельові 600х600 мм	м2	32 130,0	843 229	826 537	173	16 520	
					45,00	-	-	-	
					1 445 850	-	-	-	
48	*ПШ71-524	Плити теплоізоляційні	м2	1 575,9	110,00	-	-	-	
					173 349	-	-	-	
49	С1546-66	Пропан-бутан технічний	м3	1 264,1516	45,88	36,56	8,42	0,90	30,0 мм
					57 999	46 217	10 644	1 138	
50	С1425-11683	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М100	м3	1,424	3 032,36	2 247,21	725,69	59,46	30,0 мм
					4 318	3 200	1 033	85	

51	C1425-11684	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М150	М3	23,409	3 313,40	2 522,74	725,69	64,97	30,0 км
52	C1425-11681	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М50	М3	0,1456	77 563 2 563,26	59 055 1 787,31	16 988 725,69	1 521 50,26	30,0 км
53	C1425-11688	Розчин готовий кладковий важкий цементно-вапняковий, марка М50	М3	8,15538	3 107,72	2 321,09	725,69	60,94	30,0 км
54	C1425-11702	Розчин готовий опоряджувальний цементно-вапняковий 1:1:6	М3	6,53184	25 345 2 678,38	18 929 1 900,17	5 918 725,69	497 52,52	30,0 км
55	C1113-156	Розчиняк, марка Р-4	Т	0,1145544	17 495 99 144,96	12 412 96 629,25	4 740 571,69	343 1 944,02	30,0 км
56	C111-856	Руберойд покрівельний з піщовидного застпкою РКП-350Б	М2	1 750,32	11 357 28,94	11 069 27,57	65 0,80	223 0,57	30,0 км
57	C111-1757	Рядно	М2	329,3966	50 654 48,35	48 256 47,26	1 400 0,14	998 0,95	30,0 км
58	C111-1591	Смола кам'яновугільна для дорожнього будівництва	Т	0,080308	15 926 24 663,79	15 567 23 594,08	46 586,11	313 483,60	30,0 км
59	*П171-663	Стальні конструкції	Т	1 372,0	1 981 22 300,00	1 895 -	47 -	39 -	
60	*П171-663	Стальні конструкції	Т	537,24	30 595 600 22 300,00	- 22 300,00	- -	- -	
61	C1424-11633	Суміш бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача 10 мм і менше	М3	404,712	11 980 452 3 219,85	11 980 452 2 365,06	- 791,66	- 63,13	30,0 км
62	C1424-11621	Суміш бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 10 до 20 мм	М3	4 964,1452	1 303 112 3 027,59	957 168 2 176,57	320 394 791,66	25 549 59,36	30,0 км
63	C1424-11612	Суміш бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	М3	1 095,5098	15 029 396 2 989,23	10 804 810 2 138,96	3 929 915 791,66	294 672 58,61	30,0 км
64	C1424-11600	Суміш бетонні готові важкі, клас бетону В15 [М200], крупність заповнювача більше 40 мм	М3	211,7899	3 274 731 2 902,02	2 343 252 2 053,46	867 271 791,66	64 208 56,90	30,0 км
65	C1424-11608	Суміш бетонні готові важкі, клас бетону В3,5 [М50], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	М3	48,4092	614 619 2 622,88	434 902 1 779,79	167 666 791,66	12 051 51,43	30,0 км
66	C111-631	Тирса деревна	М3	172,8	126 972 582,27	86 158 501,88	38 324 68,97	2 490 11,42	30,0 км
67	C111-1882	Тканина мшкова	10м2	209,781	100 616 543,39	86 725 530,12	11 918 2,62	1 973 10,65	30,0 км
68	C111-1762	Толь з крупнозернистою посипкою гідроізоляційна, марка ТГ-350	М2	6 970,78	113 993 26,63	111 209 25,79	550 0,32	2 234 0,52	30,0 км
69	*П2016-3025	Т-профілі металеві основні напрямні довжиною 3,7 м	М	65 000,0	185 632 32,00	179 776 -	2 231 -	3 625 -	
70	C111-1853-4	Цвіхи будівельні 4,0x120 мм	Т	6,6712816	2 080 000 52 207,67	- 50 882,31	- 301,68	- 1 023,68	30,0 км
71	C111-175	Цвіхи будівельні з конічного головки 4,0x100 мм	Т	0,03067302	348 292 53 821,93	339 450 52 427,81	2 013 338,79	6 829 1 055,33	30,0 км

72	C111-179	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,6x50 мм	Т	0,0190924	1 651	1 608	10	32	30,0 км
					66 057,37	64 423,34	338,79	1 295,24	
73	C111-180	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,8x50 мм	Т	2,3862024	1 261	1 230	6	25	30,0 км
					62 806,00	61 235,72	338,79	1 231,49	
74	C111-181	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,8x60 мм	Т	0,1813116	149 868	146 121	808	2 939	30,0 км
					60 335,09	58 813,26	338,79	1 183,04	
75	C111-160	Цвяхи опоряжувальні круглі 1,0x16 мм	Т	0,00714	10 939	10 664	61	214	30,0 км
					95 422,12	93 212,31	338,79	1 871,02	
76	C111-1019	Швелери N 40 з гарячекатаного прокату із сталі вуглецевої звичайної якості, марка Ст0	Т	3,7039256	681	666	2	13	30,0 км
					48 069,71	47 446,08	265,79	357,84	
77	C111-1705	Шпалери звичайної якості	100м2	3,90528	178 047	175 737	984	1 325	30,0 км
					1 400,67	1 367,98	5,23	27,46	
78	C111-1484	Шурупи з напівкруглою головкою, діаметр стрижня 8 мм, довжина 100 мм	Т	0,644214	5 470	5 342	20	107	30,0 км
					38 962,09	37 859,34	338,79	763,96	
79	C1421-9472	Щебень із природного каменю для будівельних робіт, фракція 40-70 мм, марка М400	м3	0,0202	25 100	24 390	218	492	30,0 км
					1 170,92	559,33	588,63	22,96	
80	C123-514-У	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м2	8 057,842508	24	11	12	-	30,0 км
					406,22	393,12	5,13	7,97	
					3 273 257	3 167 699	41 337	64 221	
					169 723 474	85 688 751	5 657 979	1 527 810	
		Разом:	грн.	-					

Поточні ціни матеріальних ресурсів прийняті станом на 26 листопада 2024 р.

* Відмічені ресурси, ціну на які змінено.

Склав

Бихно В.В.

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

Кадол Л.В.

_____ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Техніко – економічні показники проекту

№ пп	Найменування показників	Од. виміру	Значення показника
1	Площа забудови	м ²	1215
2	Загальна площа будівлі	м ²	35547
3	Будівельний об'єм	м ³	106641
4	Вартість будівництва об'єкта	тис. грн.	281313,366
	із неї: будівельно-монтажних робіт	тис. грн.	233154,348
5	Вартість будівництва об'єкта:		
	на 1м ² загальної площі	тис.грн/м ²	7,913
	на 1м ³ будівельного об'єму	грн/м ³	2,638
6	Вартість загальнобудівельних робіт:		
	всього	тис. грн.	200965.348
	на 1м ² загальної площі	тис.грн/м ²	5,653
	на 1м ³ будівельного об'єму	грн/м ³	1,884
7	Трудомісткість будівельно-монтажних робіт по об'єкту		
	кошторисна	тис. люд.-год.	408,183
8	Витрати праці при виконання БМР на 1м ² загальної площі		
	кошторисні	люд.-дн.	1,435
9	Витрати праці при виконанні БМР на 1м ³ будівельного об'єму		
	кошторисні	люд.-дн.	0,478
10	Кошторисна заробітна плата:		
	на виконання БМР	тис. грн.	22541,947
	на виконання загальнобудівельних робіт	тис. грн.	20551.947
11	Договірна ціна:		
	на будівництво об'єкта	тис. грн.	281 313,366
12	Кошторисна заробітна плата на 1 грн. договірної ціни		
	при виконанні БМР	грн.	0.18
	при виконанні загальнобудівельних робіт	грн.	0,15
13	Рентабельність:		
	загальнобудівельних робіт	%	14
	БМР по об'єкту будівництва	%	11

Розділ VII

Охорона праці

7. Охорона праці.

7.1 Заходи з техніки безпеки при виконанні земляних робіт.

Основними видами земляних робіт на даному об'єкті будівництва є зрізання рослинного шару, розробка котловані, траншей, планування ділянок.

З метою запобігання розмиванню, зсувам ґрунтів, обваленню стінок виїмок у місцях виконання земляних робіт до їх початку забезпечується відведення поверхневих вод. Місце виконання робіт очищується від валунів і каміння, дерев, будівельного сміття.

Земляні роботи необхідно виконувати згідно проекту виконання робіт. Зона роботи екскаватору огорожується сигнальним огороженням, забороняючими та попереджуючими знаками.

Розробка котловану здійснюється за допомогою екскаватора ЕО-3322. Розроблений ґрунт навантажується у транспортні вантажні засоби і видаляється за межі котловану. Автомобіль під навантаження встановлюється так, щоб ківш екскаватора навантажував ґрунт виключно з задньої чи бокової сторони кузова. При навантаженні ґрунту екскаватором в небезпечну зону потрапляє автомобіль, що вивозить ґрунт. В цьому випадку екскаваторник не повинен проводити завантаження, якщо в кабіні перебувають люди. Шофер повинен вийти з кабіни. Він може залишитись в кабіні лише тоді, коли вона обладнана захисним козирком.

Усі виїмки на будівельному майданчику огорожуються та організовуються місця їх переходів. Для проходу людей через виїмки улаштовані перехідні містки, які освітлюються в нічний час. Для спускання людей у котловані і траншеї та евакуації з них передбачені маршеві сходи шириною не менше ніж 0.6 м з огороженням.

7.2 Заходи з техніки безпеки при виконанні бетонних робіт.

Бетонні роботи поєднують такі види робіт: опалубні, арматурні, приймання та подавання (транспортування) бетону, його ущільнення, догляд за бетоном, механічна обробка бетонних конструкцій, контроль якості робіт, розбирання опалубки після затвердіння бетону тощо. Усі види бетонних робіт необхідно виконувати у відповідності з проектом виконання робіт.

При опалубних роботах використовувати опалубку згідно ПВР. При подачі та встановленні опалубки необхідно дотримуватись порядку установки елементів опалубки, а також їх демонтажу. Опалубка перед подачею бетону очищується від бруду, сміття, щілини закривають сумішшю відріткунку з солідолом в пропорції 1:1 для попередження витікання цементного молочка. Значна частина робіт виконується на висоті, в умовах дії різних метеорологічних чинників (наприклад, за низької температури, під час дощу або снігу, або навпаки, під палючим сонцем).

Для запобігання падіння з висоти, робочі місця огорожують інвентарними огороженнями до початку виконання робіт. Якщо неможливо встановити огорожу для монтажу опалубки відповідно до ПВР їх необхідно виконувати із застосуванням запобіжних поясів, страхувальних канатів. Місця кріплення запобіжних канатів повинні бути визначені у ПВР.

При армуванні монолітних ділянок передбачається забезпечення робочих спецодягом, рукавицями, касками, взуттям, окулярами. Місця заготовки, зберігання арматури, арматурних виробів огорожується. Під час різання верстатами стержнів арматури на відрізки довжиною менше ніж 30 см передбачається застосування пристроїв, що запобігають їх розлітання. При зберіганні арматури передбачені заходи, які б виключали її розкочування або обвалення. На монолітних ділянках при розкладенні арматурних виробів – сіток, каркасів або окремих стержнів передбачається

використання спеціальних трапів, містків та іншого оснащення завширшки не менше ніж 0.6 м, закріплених на арматурному каркасі.

Розбивають опалубки тільки по досягненню конструкцією заданої міцності (не менше 70 %) в послідовності, що передбачена технічними умовами. Опалубку можна розбирати тільки з дозволу майстра і під його наглядом. Під час розбирання опалубки стежать за тим, щоб не виникло випадкового падіння елементів опалубки чи підтримуючих риштувань. Розібрану опалубку складають на землю, сортуючи її у штабелі. Забороняється складування елементів опалубки на підмостях, риштуваннях або робочих настилах, а також скидати їх з висоти.

7.3 Монтажні роботи.

На ділянці (захватці), де ведуться монтажні роботи, не допускається виробництво інших робіт і перебування інших осіб.

Способи стропування елементів конструкцій та обладнання повинні забезпечувати їх подачу до місця встановлення в положенні, близькому до проектного.

Забороняється підйом збірних залізобетонних конструкцій, що не мають монтажних петель або міток, які забезпечують їх правильне встановлення і монтаж.

Очищення елементів, які підлягають монтажу, від бруду і пилу проводять до їх підйому.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій та обладнання під час їх підйому і переміщення.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій та обладнання на вазі.

Встановлені в проектне положення елементи конструкцій або обладнання повинні бути закріплені так, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність. Не допускається проводити монтажні роботи на

висоті і відкритих місцях при швидкості вітру 15м/с і більше, при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість в межах фронту робіт. Роботи з переміщення та встановлення вертикальних панелей і подібних конструкцій з великою парусністю слід припиняти при швидкості вітру 10м/с і більше.

Не допускається знаходження людей під елементами конструкцій та обладнання до установки їх в проектне положення і закріплення. При необхідності знаходження працюючих під елементами що монтуються, а також на обладнанні та конструкціях повинні здійснюватись спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих.

Навісні монтажні площадки, драбини та інші пристосування, необхідні для роботи монтажників на висоті, слід встановлювати і закріплювати на монтованих конструкціях до їх підйому.

Монтаж сходових маршів і майданчиків будівлі, а також вантажопасажирських будівельних підйомників (ліфтів) повинен здійснюватися одночасно з монтажем конструкцій будівлі. На змонтованих сходових маршах і отворах ліфтових шахт слід негайно встановлювати огороження.

7.4 Організація безпечних умов роботи на висоті.

Важливим фактором безпечного ведення монтажних робіт є правильна організація робочих місць, включаючи систему заходів щодо оснащення робочого місця необхідними технічними засобами: риштуванням, люльками, монтажними столиками, вишками, сходами, перехідними містками, а також засобами індивідуального та колективного захисту.

Організація робочого місця повинна забезпечувати безпеку праці, а також безпечний і зручний доступ до робочих місць. Стан охорони праці на робочих місцях впливає на рівень продуктивності праці робітників. Там де робоче місце знаходиться в безпосередній близькості від незахищених огорожами прорізів або краю перекриття, робітник не відчуває себе спокійно.

У цих умовах роботи він весь час буде побоюватися падіння з висоти. Оскільки робочий розсіює свою увагу на цих факторах, ритм праці не встановлюється, виробіток його знижується, а стомлюваність в процесі такої роботи швидко наростає.

Для поліпшення ефективності організаційно-технічних заходів з попередження падіння працюючих з висоти на монтажі будівельних конструкцій необхідно і доцільно розглядати окремо проблему забезпечення безпеки працюючих при переході з одного робочого місця на інше і проблему забезпечення безпеки при установці, вивірці і проектному закріпленні конструктивних елементів, тобто, коли робочі операції проводяться на одному обмеженому робочому місці на висоті. Перехід з одного місця на інше здійснюється по сходах, перехідних містках та трапах, а часто безпосередньо по конструкціях будівлі.

7.5 Експлуатація будівельних машин.

Експлуатацію будівельних машин і механізмів, а також їх технічне обслуговування слід здійснювати відповідно до вимог ГОСТ 12.3.033-84, СНиП 3.01.01-85 та інструкцій заводу-виробника.

До початку роботи із застосуванням машин керівник робіт повинен визначити схему руху і установки машин, місця і способи занулення, електроприводів.

Забороняється залишати працюючі машини і механізми без догляду.

7.6 Експлуатація технологічного оснащення та інструменту.

Будівельно-монтажні роботи повинні проводитися з використанням технологічної оснастки, засобів колективного захисту і будівельного ручного інструменту, що визначаються складом нормоконвектів.

Засоби підмоцнення та інші пристосування, що забезпечують безпеку виробництва робіт, повинні відповідати вимогам ГОСТ 27321-87, ГОСТ 24258-88 і ГОСТ 28012-89. Засоби підмоцнення повинні мати рівні робочі настили з зазором між дошками не більше 5мм, а при розташуванні настилу на висоті 1,3 м і більше - огорожі і бортові елементи.

Риштування в процесі їх експлуатації повинні оглядатися виконробом не рідше ніж через кожні 10 днів.

Підвісні риштування та помости можуть бути допущені до експлуатації тільки після того як вони витримають випробування протягом однієї години статичним навантаженням, що перевищує нормативне на 20 %.

7.7 Вантажно-розвантажувальні роботи.

Майданчики для розвантажувально-навантажувальних робіт повинні бути сплановані і мати ухил не більше 5 %.

Вантажопідйомні механізми і вантажозахватні пристосування повинні задовольняти вимогам державних стандартів або технічних умов на них.

Стропування вантажів слід виконувати інвентарними стропами або спеціальними вантажозахоплюючими пристроями. Способи стропування повинні виключати можливість падіння або ковзання застропованого вантажу.

Під час виконання вантажно-розвантажувальних робіт не допускається строповка вантажу, що знаходиться в нестійкому положенні, а також зміщення стропувальних пристосувань на піднятому вантажу. Перед розвантаженням панелей, блоків та інших збірних залізобетонних конструкцій монтажні петлі повинні бути оглянуті, очищені від розчину або бетону і при необхідності виправлені без пошкодження конструкції.

При завантаженні автомобілів екскаваторами або кранами шоферу та іншим особам забороняється перебувати в кабіні автомобіля не захищеного козирками.

7.8 Ізоляційні роботи.

При виконанні ізоляційних робіт із застосуванням вогнебезпечних матеріалів, а також таких, що виділяють шкідливі речовини слід забезпечити захист працюючих від цих чинників.

Для підігріву бітумних сумішей всередині приміщень не допускається застосовувати пристрої з відкритим вогнем.

При виконанні робіт із застосуванням гарячого бітуму кількома робочими ланками відстань між ними повинна бути не менше 10м.

7.9 Покрівельні роботи.

Допуск робочих до виконання покрівельних робіт дозволяється після огляду виконробом або майстром спільно з бригадиром справності несучих конструкцій даху та огорожень.

На покрівлях з ухилом більше ніж 20 % робітники повинні застосовувати монтажні пояси.

Розміщувати на даху матеріали допускається тільки в місцях, передбачених проектом виробництва робіт, з прийняттям заходів проти їх падіння, у тому числі від дії вітру.

Розділ VIII

Безпека життєдіяльності

8. Безпека життєдіяльності.

8.1. Вимоги пожежної безпеки.

Будівля, виходячи з межі вогнестійкості основних і несучих конструкцій відноситься до першого ступеня вогнестійкості.

Протяжність, кількість евакуаційних виходів, їх ширина і висота визначені за умовами експлуатації і згідно планувальних рішень у відповідності до норм.

Клас конструктивної пожежної небезпеки будинку – СО.

Клас по функціональній пожежній вогнестійкості - Ф 4.3

Евакуація з поверхів житлових приміщень здійснюється через дві розосереджені незадимлювані клітки типу Н2, з виходом назовні через вестибюль.

Евакуація з підвального поверху здійснюється через 4 розосереджено розташовані сходи безпосередньо назовні.

У підвалі передбачені вікна з приямками.

Евакуація з першого поверху передбачена через 2 розосереджених виходи безпосередньо назовні.

Евакуація з останніх поверхів, пропонується здійснювати через 2 незадимлюваних сходових марши типу Н1.

Шляхи евакуації освітлені відповідно до вимог ДБН. Видалення диму з коридорів поверхів, у будівлі, передбачається через спеціальні шахти, з примусовою витяжкою і клапанами, що улаштовуються на кожному поверсі. Для кожної шахти димовидалення, передбачається автономний вентилятор. Шахти димовидалення виконані з негорючих матеріалів і мають межу вогнестійкості не менше 1 години.

У шахтах ліфтів при пожежі забезпечується подача зовнішнього повітря з окремого каналу у верхню частину ліфтової шахти.

Вентиляційні установки підпору повітря і димовидалення розташовані в готельних вентиляційних камерах, які відгороджені протипожежними перегородками 1-го типу. Відкривання клапанів і включення вентиляторів передбачається автоматично від сповіщувачів пожежної сигналізації, встановлених у передпокоях квартир, а також дистанційних кнопок, встановлених на кожному поверсі в шафах пожежних кранів. Пожежна сигналізація прийнята ДПП-1 реагує на дим і тепло.

На будівельний майданчик є 2 під'їзди для пожежних машин і вільний їх доступ до всіх об'єктів на будівництві.

У будівлі, для запобігання поширення полум'я та інших продуктів згоряння, від аварійного обладнання або в суміжні приміщення по трубопроводах і каналах, передбачено влаштування вогнеперепинювачів. Місця їх встановлення вибирається відповідно до вимог ДБН В.1.1.7-2002 та інших нормативних документів.

За протипожежний відсік прийнято поверх будівлі, що достатньо для будівлі висотою більше 16 поверхів з I ступенем вогнестійкості (2500 м²). Для розмежування пожежних відсіків застосовуються протипожежні перекриття 1-го типу. Протипожежні перекриття примикають до зовнішніх стін, виконаним з матеріалів групи НГ, без зазорів. Протипожежні перекриття в будівлях з зовнішніми стінами класів К0 і з склінням, розташованим в рівні перекриття, перетинають ці стіни та скління.

Двері сходових кліток, що ведуть у загальні коридори, з постійним підпором повітря та ліфтових шахт, мають пристосування для самозачинення та ущільнення в притворах, а двері приміщень з примусовим протидимним захистом повинні мати автоматичні пристосування для їх закривання при пожежі і ущільнення в притворах.

8.2. Протидимний захист

Вихідні дані.

Розраховуємо подачу повітря до сходової клітки і ліфтову шахту 22 -го поверху висотної будівлі ділового центру.

Сходова клітина має розріз між десятим і одинадцятим поверхами з внутрішнім переходом з однієї зони в іншу.

У будівлі 4 ліфти, число дверей на поверсі - 16, висота поверху 3,3 м. Витрата диму, що видаляється з поверху при пожежі, $G_d = 10000$ кг/ч. Кліматичні характеристики місцевості: $t_n = -22$ °С, швидкість вітру 5 м/с.

Рішення :

1. Знаходимо тиск у вестибюлі за формулою

$$P_{\text{вес}} = 0,7 \cdot V^2 \rho + 20 = 0,7 \cdot 5^2 \cdot 1,423 + 20 = 45 \text{ Па.}$$

де $P_{\text{вес}} = P_{\text{кл}}$ — дано для інших планувань;

V — розрахункова швидкість вітру для холодного періоду року;

ρ — щільність зовнішнього повітря, кг/м³, при розрахунковій температурі зовнішнього повітря згідно ДСТУ-Н Б В.1.1-27:.

2. Обсяг повітря, який може бути видалено через 2 вхідні двері площею 3,6 м² при прямому тамбурі:

$$G_{\text{дв}} = 2875 A P_{\text{вес}}^{0,5} = 2875 \cdot 3,6 \cdot 45^{0,5} = 69430 \text{ кг/год,}$$

де A — площа вхідних дверей в будівлю, м²;

$P_{\text{вес}}$ — тиск повітря у вестибюлі, Па.

3. Приймаємо різниця тисків між сходовою кліткою і ліфтової шахтою на рівні розрізу:

$\Delta P_{\text{к.ш}} = 110$ Па і визначаємо тиск в ліфтовій шахті на 1-му поверсі:

$$P_{\text{ш1}} = 5 + 1,4 P_{\text{вес}} - 0,18 \Delta P_{\text{к.ш}},$$

$$P_{\text{ш1}} = 5 + 1,4 \cdot 45 - 0,18 \cdot 110 = 48 \text{ Па.}$$

4. За тиском в ліфтовій шахті на 1-му поверсі $P_{\text{ш1}} = 48$ Па і різниці тисків з сходовою кліткою на рівні рассечки $\Delta P_{\text{к.ш}} = 110$ Па п знаходимо середн. витрате повітря на кожен поверх нижньої зони будівлі з 2-го по 10-й поверхв:

$$G_{\text{ср}} = 1950 \text{ кг/год.}$$

5. Загальну витрату повітря, для нижньої зони будівлі, визначаємо за формулою

$$G_{\text{сум}} = G_{\text{к}} + G_{\text{ш}} = G_{\text{ср}} (N - 1) + G_{\text{дв}} + G_{\text{д}},$$

де $G_{\text{ср}}$ — середня витрата зовнішнього повітря, що виходить через нещільності ліфтової шахти з 2-го по верхній поверх включно:

$$G_{\text{сум}} = 1950 (10 - 1) + 69430 + 10000 = 96980 \text{ кг/год.}$$

6. Визначаємо витрату повітря, яке потрібно подати в нижню частину сходової клітки до розрізу, при різниці тисків $P_{\text{к.ш}} = 110$ Па і тиску в шахті $P_{\text{ш1}} = 48$ Па. Шляхом інтерполяції для $N_3 = 10$ знаходимо:

$$G_{\text{к.нз}} = 26000 \text{ кг/год.}$$

7. Тиск повітря у верхній частині нижньої зони сходової клітки «рівень розрізу» визначаємо за формулою:

$$P_{\text{к.нз.в}} = P_{\text{ш1}} + \Delta P_{\text{к.ш}} - N_3 h (\gamma_{\text{н}} - \gamma_{\text{ш}}),$$

$N_3 h$ — кількість поверхів у зоні і висота поверху;

$\gamma_{\text{н}} - \gamma_{\text{ш}}$ — різниця питомої ваги зовнішнього і внутрішнього повітря, приймається.

$$P_{\text{к.нз.в}} = 48 + 110 - 10 \cdot 3,3 \cdot 1,4 = 112 \text{ Па.}$$

8. Витрата повітря, яке повинно поступити в будівлю через нижню частину ліфтової шахти, визначаємо за формулою:

$$G_{\text{ш.нз}} = G_{\text{сум}} - G_{\text{к.нз}} = 96980 - 26000 = 70980 \text{ кг/год.}$$

9. Знаходимо тиск у верхній зоні будівлі на сходовій клітці за формулою:

$$P_{\text{к.вз.в}} = P_{\text{к.нз.в}} - 0,03 + 1 (N_3 - 5),$$

$$P_{\text{к.вз.в}} = 112 - 0,03 \cdot 48 + (10 - 5) = 115,6 \text{ Па.}$$

10. Знаходимо витрату повітря у верхній зоні сходової клітки:

$$G_{\text{к.вз}} = 11500 + 44 P_{\text{к.вз.в}} - 21(P_{\text{ш1}} - 235) + 1060 (N_3 - 5).$$

$$G_{\text{к.вз}} = 11500 + 44 \cdot 115,6 - 21 (48 - 235) + 1060 (10 - 5) = 25813,4 \text{ кг/год.}$$

11. Визначаємо середню витрату повітря на кожен поверх верхньої зони будівлі, при тиску в ліфтовій шахті $P_{ш1} = 48$ і тиску

$$P_{к.вз.в} = 115,6 \text{ Па} \quad G_{ср} = 2700 \text{ кг/год.}$$

12. Визначаємо витрату повітря для верхньої зони ліфтової шахти:

$$G_{ш.вз} = G_{ср.вз} N_3 + G_d - G_k.$$

$$G_{ш.вз} = 2700 \cdot 10 + 10000 - 25813,4 = 8586,6 \text{ кг/год,}$$

$$\text{де } G_k = G_{к.нз} + G_{к.вз} = 26000 + 25813,4 = 51813,4.$$

13. Загальну витрату повітря, що подається в будівлю через ліфтові шахти, визначаємо за формулою:

$$G_{ш} = G_{ш.нз} + G_{ш.вз},$$

$$G_{ш} = 70980 + 8586,6 = 79566,6 \text{ кг/год} = 66302,8 \text{ м}^3/\text{год.}$$

14. Загальну витрату повітря, що подається в сходову клітку, знаходимо за формулою:

$$G_k = G_{к.нз} + G_{к.вз}.$$

$$G_k = 26000 + 25813,4 = 51813,4.$$

15. Повний тиск повітря, яке має забезпечити вентилятор:

а) для шахти ліфтів:

$$P_{вен} = \Delta P_c + P_{ш1} + Nh (\gamma_n - \gamma_{ш}),$$

$$P_{вен} = \Delta P_c + 70 + 18 \cdot 3,3 \cdot 1,1 = \Delta P_c + 135 \text{ Па;}$$

б) для верхньої зони сходової клітки

$$P_{вен} = \Delta P_c + P_{к.вз} + Nh2 (\gamma_n - \gamma_{ш});$$

$$P_{вен} = \Delta P_c + 80 + 18 \cdot 3,3 \cdot 2 \cdot 1,1 = \Delta P_c + 211 \text{ Па;}$$

в) для нижньої зони сходової клітки

$$P_{вен} = \Delta P_c + P_{к.нз} + N_3 h_2 (\gamma_n - \gamma_{ш});$$

$$P_{вен} = \Delta P_c + 77 + 9 \cdot 3,3 \cdot 2 \cdot 1,1 = \Delta P_c + 142 \text{ Па.}$$

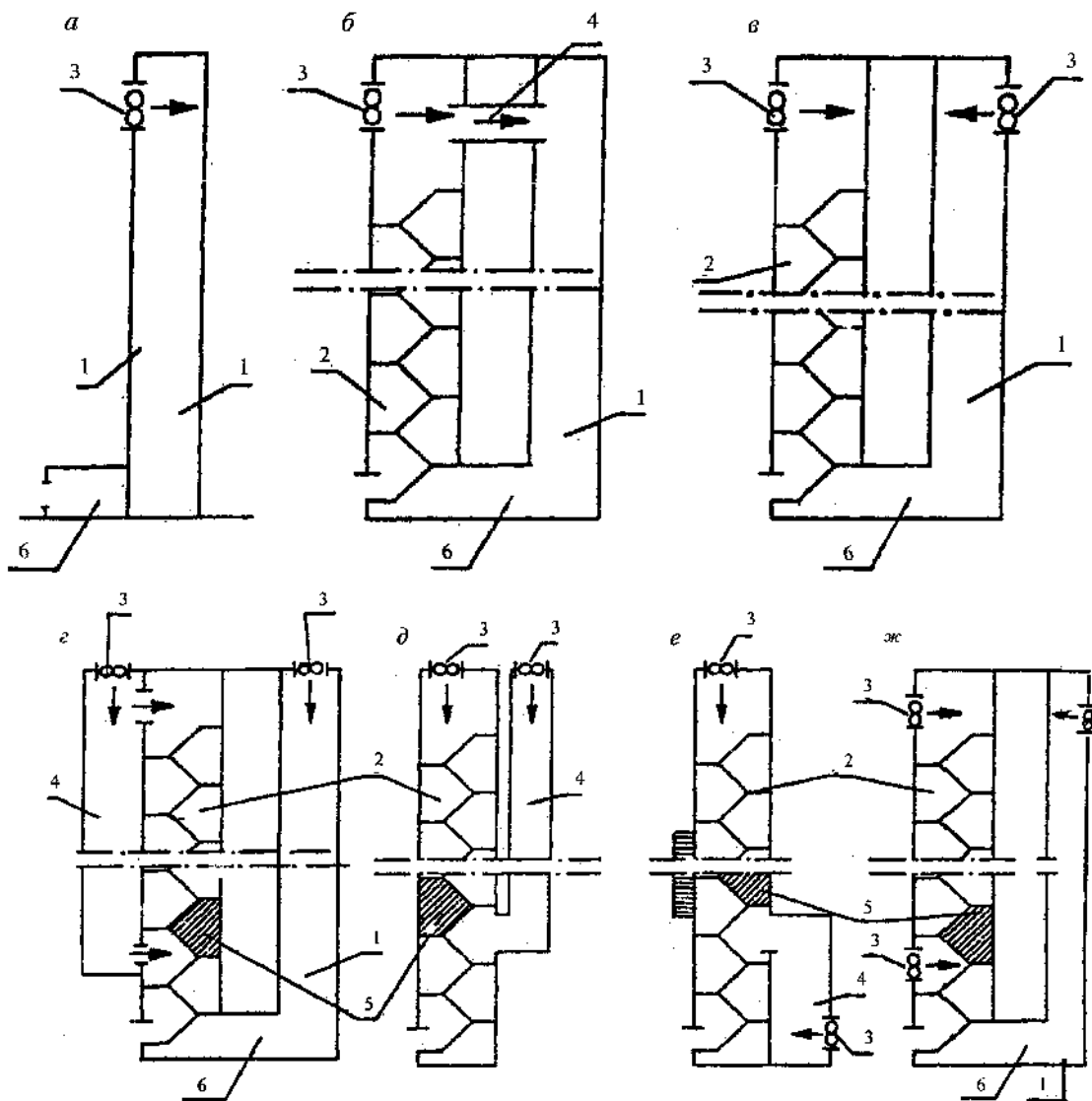


Рис. 8.1. Принципові схеми подачі зовнішнього повітря до незадимпованих сходових кліток 2-го типу та ліфтові шахти

а - в ліфтову шахту при незадимпованій сходовій клітці 1-го типу; б - в незадимповану сходову клітку 2-го типу, з пропуском частини повітря в ліфтову шахту; в - в незадимповану сходову клітку і ліфтову шахту окремими системами; г, д, е, ж - до незадимпованих сходових кліток 2-го типу з розрізом; 1 - ліфтова шахта; 2 - сходова клітка; 3 - вентилятор; 4 - вентиляційний канал; 5 - розріз; 6 - вестибюль

Розділ ІХ

Екологія

9. Екологія.

9.1 Заходи з охорони навколишнього середовища при будівництві.

Споруджений будинок має котлован. В зв'язку з цим, на етапі його будівництва, після риття котловану, можливо сезонне (весняне) локальне пониження рівня ґрунтових вод з причини просочування їх зі стінок котловану.

З метою запобігання затоплення дна котловану, чому також сприяють поверхневі води, які стікають по стінках, передбачено улаштування тимчасового дренажу. Він влаштовується на час будівництва, і складається з канав і кутових колодязів, з яких виконується відкачування води що накопичилася.

При виробництві БМР необхідно здійснювати заходи з охорони навколишнього природного середовища. При виконання планувальних робіт, ґрунтовий шар, придатний для подальшого використання, необхідно попередньо зняти і вивезти у спеціально відведені місця. Виробництво робіт потрібно здійснювати із забезпеченням максимального збереження зелених насаджень. Стовбури дерев, що зберігаються, які розташовані у безпосередній близькості від місця проведення робіт, необхідно захистити дерев'яними коробами висотою 2 метри.

При експлуатації двигунів внутрішнього згоряння не можна зрошувати ґрунтовий шар паливо мастильними матеріалами.

Усі споруджені канали після їх використання, тобто розміщення в них водопровідних і каналізаційних труб, опалювальних мереж і електрокабелів підлягають засипці землею. З породи, що залишилася після засипки, формують вал безпосередньо над виритою каналом.

Переміщення ґрунту необхідно здійснювати за поздовжньою схемою.

Під час будівництва виконується значний об'єм зварювальних робіт. При роботі зварювальних приладів відбувається інтенсивне тепло-, пило- та газовиділення.

Найбільш шкідливими з газів, що виділяються під час зварювальних робіт є оксид азоту, оксид вуглецю, фтористий водень.

Основними компонентами пилу при зварюванні є:

- оксиди заліза – 41 %;
- оксид марганцю – 18 %;
- оксид кремнію – 6 %.

Крім аерозолів та пилу, променева енергія зварювальної дуги викликає опіки відкритих частин тіла.

При зварюванні і різанні у закритих приміщеннях необхідно забезпечити надходження на робочі місця свіжого повітря за рахунок природної аерації або штучно, за рахунок примусової вентиляції. Навколо будівельного майданчика є зелені насадження, що збагачують повітря киснем і зменшують вплив шкідливих речовин на людей.

З початку будівництва об'єкту на майданчику збирається велика кількість будівельного та побутового сміття, що може призвести до забруднення розташованих поблизу територій. Тому необхідно налагодити чітку систему збирання та вивезення сміття. На території будівельного майданчика встановлюють окремо стоячі контейнери під будівельне сміття, в тому числі під створювані відходи, такі як металобрухт, бите скло, побутове сміття. Будівельне сміття з верхніх поверхів будівлі скидають у відкриті лотки або опускають краном у баддях після кожного робочого дня. Бажано будівельне сміття розсортувати з метою подальшої переробки для повторного використання певної його частини (пластмаси, пінопласту, паперу та ін.).

По мірі заповнення смітєвих контейнерів передбачено забезпечення вивозу автомобільним транспортом на організовані міські звалища або на підприємства, які спеціалізуються на переробці вторинних ресурсів.

Тимчасові дороги, за можливості, влаштовувати по трасах проєктованих доріг і проїздів, а також з максимальним використанням існуючих трас.

Після закінчення будівельних робіт, тимчасові дороги повинні бути демонтовані і вивезені з території будівництва, для подальшого використання (з урахуванням 3-х кратної оберненості).

Прокладка підземних комунікацій повинна виконуватися строго за проектом, враховуючи зону взаємного шкідливого впливу проводок різних комунікацій на життєдіяльність рослин.

У період згортання будівельних робіт всі будівельні відходи необхідно вивозити з території, що підлягає благоустрою, для подальшої утилізації. Строго заборонити робити "поховання" відбракованих збірних елементів, оскільки порушується підпір ґрунтових вод. Забороняється спалювання всіх займистих відходів, що забруднюють повітряний простір. На будівельному майданчику необхідно передбачати місце для миття коліс.

Після закінчення будівництва слід звернути увагу на рекультиваційні заходи - благоустрій та озеленення території. Провести відновлення внутрішньоквартальних пішохідних доріжок, обрамлення їх декоративною огорожею і посадку вздовж неї чагарників у живоплоту. Особлива увага повинна бути приділена висадці чагарнику і створенню газонів, як є основними поглиначами шкідливих атмосферних домішок. Дернування поверхні буде також перешкоджати вторинного пиленню і ерозійним процесам.

У місцях формування газонних поверхонь, висадки дерев і чагарників слід створити родючий шар ґрунтів з підвищеним вмістом гумусу. Для забезпечення найбільш сприятливих умов формування ґрунтів після рекультивації необхідно, щоб субстрат мав середньосуглинистий гранулометричний склад і містив не менше 3% гумусу. Потужність родючого шару не повинна бути менше 20см на ділянках, що відводяться під газони. Формування верхньої ґрунтової товщі (50 см.) має відповідати нормативним характеристикам родючості міських ґрунтів.

Розділ X

Науковий

10. Наукова частина.

10.1 Загальні відомості щодо роботи сталезалізобетонних конструкцій, які працюють на згин

Як відомо конструкції, виконані з монолітного або збірного залізобетону, конструкційної сталі, профільованого настилу, в яких забезпечена їх спільна робота, є сталезалізобетонними. До конструкцій, що згинаються, відносяться комбіновані плити і комбіновані балки.

Комбінована плита представляє собою монолітну залізобетонну конструкцію, влаштовану по сталевому профільованому настилу, який відіграє роль зовнішнього армування і незнімної опалубки. За рахунок розкріплення профільованого настилу таке перекриття утворює горизонтальний диск, що забезпечує просторову роботу каркаса за рахунок своєї жорсткості, і дозволяє зменшити число в'язів в каркасі, що створює більшу свободу об'ємно-планувальних рішень. Анкерування профільованого настилу до бетону може здійснюватися за рахунок геометрії профілю (рис. 1а), просічок і виштампувань на поверхні настилу (рис. 1б, 1в), або за рахунок додаткових анкеруючих елементів, що приварюються за допомогою контактної зварювання до поверхні настилу до бетонування плити (рис. 1г, 1д, 1е).

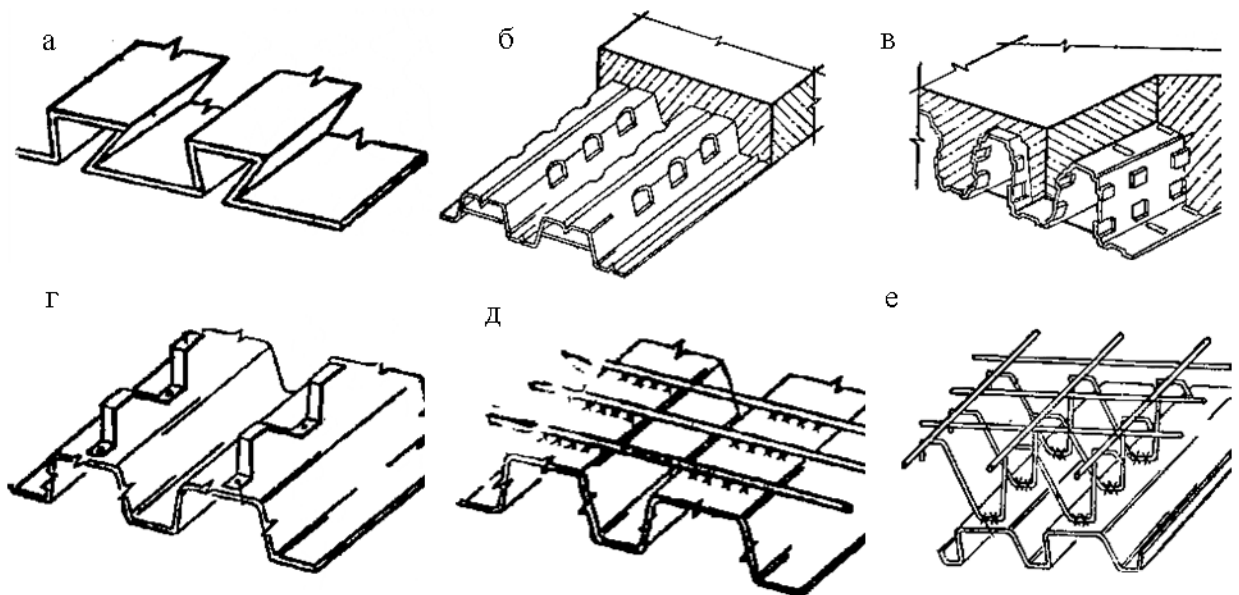


Рис. 1 - Способи анкерування профільованого настилу до монолітної залізобетонної плити: а) – за допомогою форми профіля; б) – за допомогою просічок; в) – за допомогою виштампувань; г), д), е) – за допомогою приварювання додаткових анкеруючих елементів

Після налагодження масового виробництва гладкостінних холодногнутих оцинкованих профільованих настилів (≈ 1968 р) відбулося помітне зростання числа досліджень згинних композитних конструкцій, влаштованих по профільованому настилу з включенням його в роботу в якості зовнішнього армування монолітних плит. При такому використанні профільованого настилу проектувальники і будівельники стикаються з трьома проблемами: несуча здатність профільованого настилу, забезпечення достатнього зчеплення листа з бетоном і його вогнезахист.

Відомо, що зчеплення між будь-яким видом армування і бетоном носить складний характер і складається з трьох компонентів: механічного зачеплення матеріалів; сили тертя, що виникає на поверхні арматури внаслідок усадки бетонної суміші та склеювання завдяки колоїдній масі цементного тесту. Перераховані фактори важко піддаються поділу в процесі експерименту, тому, як правило, оцінюються в сукупності. Експериментальними дослідженнями сил зчеплення профільованого настилу з бетоном було встановлено, що використання упорів для об'єднання балок дозволяє значно збільшити їх опір зсуву на контакті «сталь - бетон». Зокрема, в порівнянні з балками, не об'єднаними упорами і сприймають зсувні зусилля за рахунок сили тертя бетону об сталь, комбіновані балки, показали в 4-5 разів більший опір зсуву по контактному шву.

Незважаючи на достатню вивченість даного питання і існування апробованих методик несуча здатність профільованого листа, який армує перекриття, як правило не враховується через складнощі в забезпеченні його вогнезахисту. Таким чином, єдиним відносно поширеним у реальній практиці видом комбінованої згинальної конструкції є сталезалізобетонна балка.

Сталезалізобетонне балкове перекриття складається із залізобетонної плити (як правило, монолітної, рідше - збірної) і сталеві балки, які утворюють єдиний складений переріз за рахунок об'єднання анкерними упорами, або за допомогою обетонування сталеві балки. При проектуванні сталезалізобетонних балок можливі три типи компоновання поперечного перерізу:

1. Залізобетонна плита розташовується в переважно стиснутій, а сталева балка переважно в розтягнутій зонах (рис. 2а) - найбільш раціональний і поширений підвид композитної балки. Відома конструкція сталезалізобетонної балки, влаштованої без застосування анкерних упорів,

спільна робота в якій забезпечується за рахунок часткового обетонування верхньої полиці сталевих перерізу із застосуванням арматурних замків;

2. Сталезелезобетонні балки з обетонованим сталевим профілем, що грає роль жорсткої арматури (рис. 2б, 2г, 2е, 2ж). Застосовується переважно в будівлях і спорудах з великими прольотами і експлуатаційними навантаженнями;

3. Залізобетонна плита розташовується в розтягнутій зоні (рис. 2з, 2и). Зустрічається в деяких типах житлових і адміністративних будівель, де подібна компоновка перерізу, обумовлена архітектурними та естетичними вимогами.

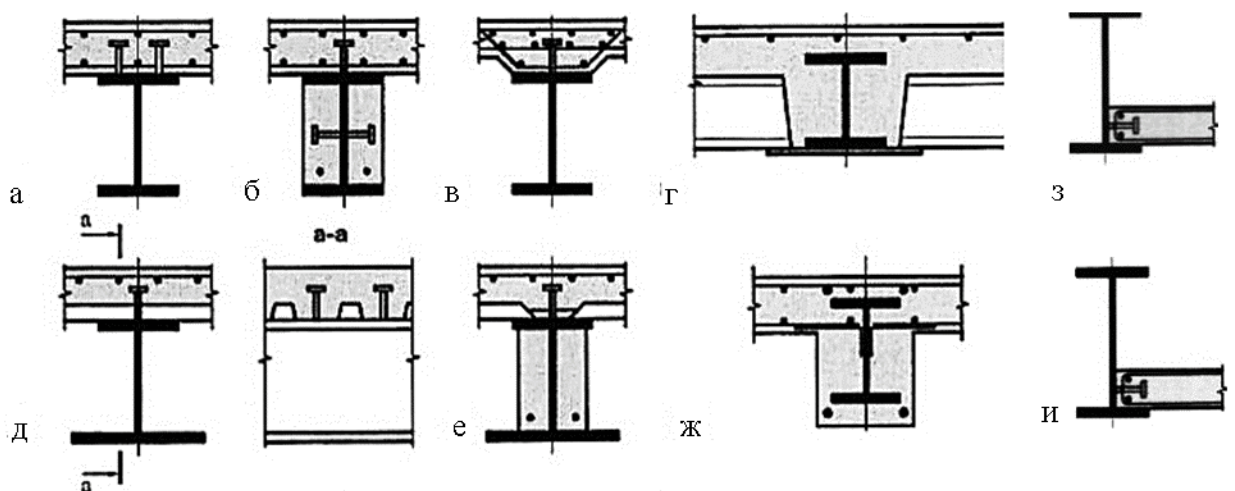


Рис. 2 - Типи компоновки перерізу комбінованих балок; а), в), д) – з обетонуванням стиснутої зони сталевих балки; б), е), ж) – з обетонуванням всього перерізу сталевих балки; з), и) – з обетонуванням розтягнутої зони сталевих балки

При згинанні балки в її перерізі виникають дотичні напруження, що діють перпендикулярно поперечному перерізу. Якщо на комбіновану балку діє значне навантаження, ці напруження не можуть бути компенсовані силою тертя між плитою і сталевим профілем. У цьому випадку дотичні напруження можуть призвести до переміщення плити відносно сталевих балки. Величина граничного зчеплення бетонної плити зі сталевих балкою без застосування спеціальних засобів становить лише 9-12 кг/см². Для того, щоб зробити так, щоб різномірні матеріали поведилися узгоджено, об'єднувальні елементи (анкерні упори) різних конфігурацій встановлюють на верхній полиці сталевих балки. Це дозволяє компенсувати зсувну силу, що виникає на кордоні двох матеріалів, і забезпечити їх спільну роботу (рис. 3). Присутність

анкерних упорів у контактному шві збільшує зчеплення сталі та бетону до $42\text{-}46 \text{ кг/см}^2$, незалежно від класу міцності бетону.

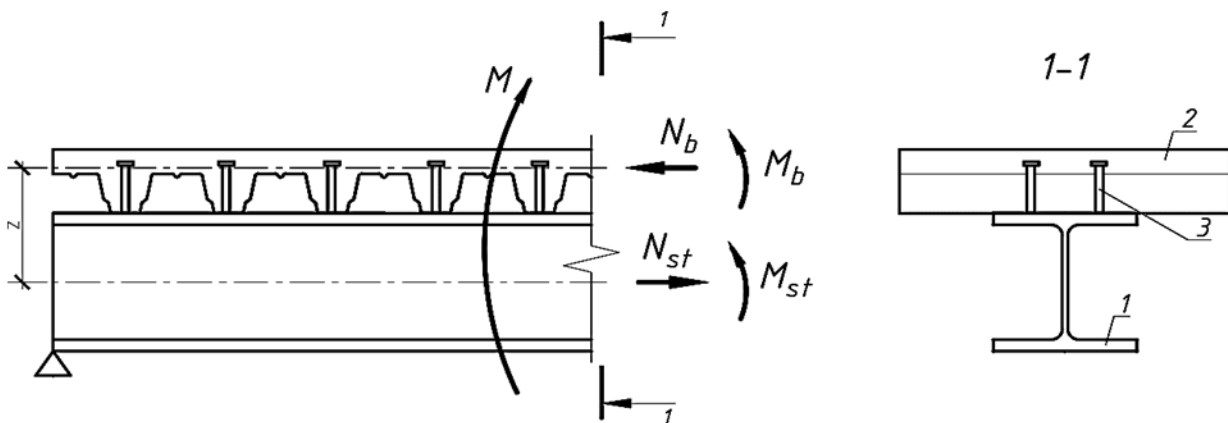


Рис. 3 – Схема розподілу зусиль у комбінованій балці при згинанні: 1 – сталевая балка; 2 – залізобетонна плита; 3 – анкерні упори. M – згинальний момент від навантаження; M_b – момент в плиті; M_{st} – момент в сталевій балці; N_b – поздовжня сила в бетоні; N_{st} – поздовжня сила в сталевій балці; z – плече пари сил.

Аналіз існуючої бази експериментальних досліджень вказує на те, що при одноразовому статичному навантаженні зчеплення в зоні контакту «сталь - бетон» порушується до настання граничного стану упорів. При повторних статичних і квазістатичних навантаженнях зчеплення порівняно швидко порушується, після чого зусилля зсуву передаються практично тільки через анкерні упори. З цієї причини проектування сталезалізобетонної конструкції перекриття без анкерних упорів вважається недоцільним.

Анкерні упори можуть бути класифіковані за декількома ознаками, включаючи їх геометричні характеристики, спосіб монтажу та податливість.

Податливість характеризує припустиму деформацію анкерного упору під час впливу зсувного навантаження. У вітчизняних нормах цей параметр не нормується. Згідно з класифікацією EN1994-1, анкерний упор вважається податливим, якщо його деформація, виміряна під час спеціальних випробувань на рівні нормативного опору зсуву упору, перевищує 6 мм. Якщо конструктивна деформативність упору обмежена, він вважається жорстким.

За геометричними характеристиками анкерні упори поділяються на упори у вигляді стержнів (рис. 4 а), швелерів (рис. 4 б), кутиків (рис. 4 в), петель (рис. 4 г), "вусів" (рис. 4 д) і т.д.

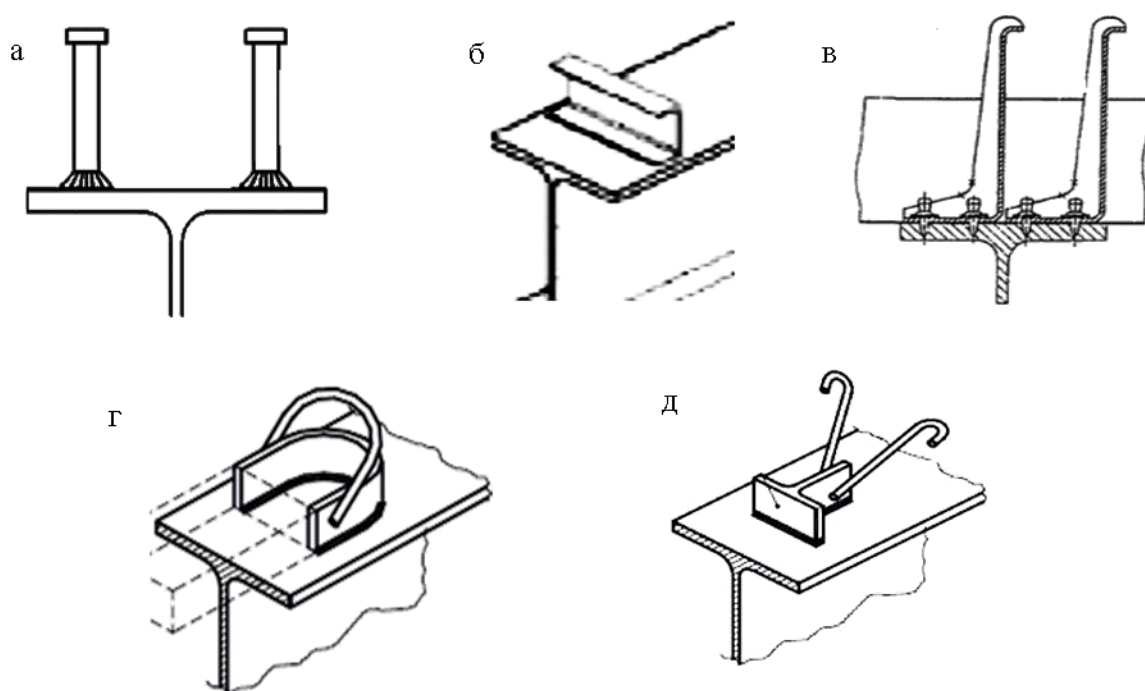


Рис. 4 – Типи анкерних опор

За способом монтажу анкерні упори поділяються на такі що кріпляться за допомогою електрозварювання та такі, що встановлюються за допомогою порохових монтажних пістолетів.

Анкерні упори можуть бути приварені як в процесі виробництва металоконструкцій в заводських умовах, так і безпосередньо на будівельному майданчику. При виробництві робіт на будівельному майданчику найбільш часто застосовують ручне або напівавтоматичне електродугове зварювання.

10.2. Методики розрахунку анкерних упорів

Розрахунок об'єднувальних елементів комбінованої балки включає в себе їх перевірку по міцності при впливі зсувної сили і перевірку міцності кріплення упору до сталевій основи (міцність зварного шва або дюбель-цвяхів на зріз, в залежності від виду застосовуваної технології). При розрахунку по міцності на зсув необхідно визначити ефективну ширину

залізобетонного перерізу. Потім визначаються геометричні характеристики розрахункового перерізу з урахуванням ефективної ширини. Завдяки цьому, ми можемо визначити внутрішні напруги в сталевій балці, бетоні і арматурі, а також визначити величину зсувної сили на рівні шва об'єднання. По епюрі зсувних сил підбирається необхідна кількість анкерних упорів, що розміщуються уздовж балки. При цьому, як правило, проводиться перевірка міцності самих упорів по сталі, з якої упор виготовлений, і по бетону - найменше з них використовується при перевірці опору з'єднання зсуву.

У сталевих залізобетонних балках з плитами, влаштованими по плоскій знімній опалубці, анкерні упори зазнають складного деформованого стану, пов'язаному зі згином анкерного упору і зминанням бетону. Характер роботи стержневого або кутикового упору може бути описаний за допомогою моделі Г. Лунгерсхаузена (рис. 5).

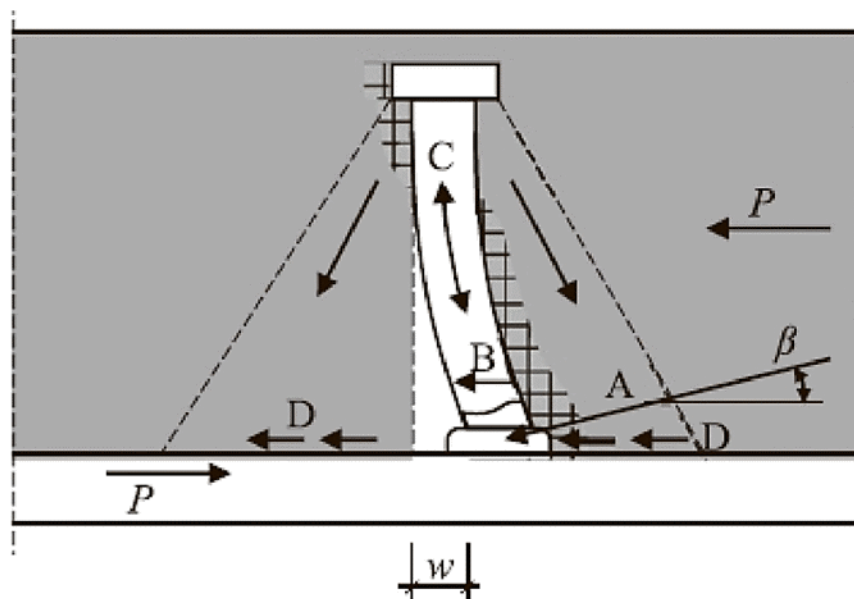


Рис. 5 – Модель Лунгерсхаузена для опису НДС стержневого анкерного упору у складі сталезалізобетонного перекриття з плитою, яка влаштована по плоскій опалубці

Вважається, що інтенсивність зсувних зусиль при згині перекриття розподіляться по бетону вздовж упору нерівномірно, і більша їх частина припадає в зону біля основи упору (А) під невеликим кутом β . Концентрація напружень в цій зоні призводить до локального руйнування бетону, що в свою чергу викликає перерозподіл зусиль уздовж решти частини упору (В). У

той час як верхня частина упору залишається як би заанкерованою в іншій частині бетонної плити, його нижня частина переміщається, викликаючи згинальні і розтягуючі зусилля в тілі упору (C). В результаті головка упору викликає опорну реакцію в стиснутій зоні плити, що в свою чергу створює додатковий опір упору зсуву за рахунок сил тертя в зоні між плитою і сталеву балкою (D). У випадках, якщо бетон виявляється досить міцним, конструкція об'єднання у вигляді стад-болтів або кутикових упорів показують певну пластичність і руйнується в результаті зрізу упору по сталі біля основи.

При влаштуванні сталезалізобетонних балкових перекриттів по незнімній опалубці у вигляді профільованого настилу, характер роботи анкерних упорів залежить від геометрії бетонних ребер, утворених гофрами настилу. У загальному випадку, при розміщенні анкерного упору в ребрі відбувається передчасне руйнування бетону біля основи упору. Це підвищує величину згинаючих зусиль, що впливають на упор (B і C), що в кінцевому рахунку знижує опір упорів зсуву (P1 на рис. 6).

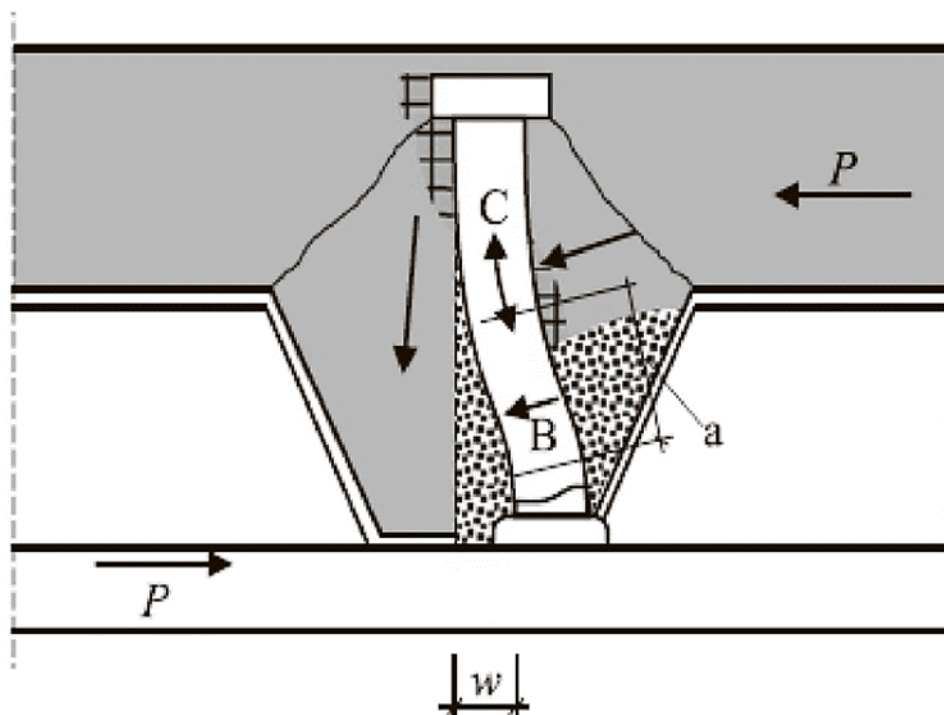


Рис. 6 – Модель Лунгерсхаузена для опису НДС стержневого анкерного упору у складі сталезалізобетонного перекриття з плитою, яка влаштована по незнімній опалубці із сталевому профільованому настилу

Якщо упори мають високу пластичність, виникає додаткове стискаюче зусилля в стиснутій зоні бетонної плити, яке передається через головку упору, про що свідчить друге пікове значення на деяких графіках «навантаження-деформація» (P2 на рис. 6). Це призводить до руйнування бетону по конусу навколо упору або, в окремих випадках, до розриву упору по поперечному перерізу. Модель Г. Лунгерсхаузена не була оцифрована, але отримала свій розвиток у ряді досліджень роботи стад-болтів.

Основним недоліком моделі Г. Лунгерсхаузена вважається обмеженість області її застосування: при розгляді конструкції об'єднання сталезалізобетонного перекриття з плитою, влаштованою по профільованому настилу, вона розглядає тільки один механізм руйнування анкерного зв'язку, а саме вирив упору з бетону. Дослідження Н. Хоукінса і Д. Мітчелла, одним з перших показало, що при випробуваннях зразків з різними типами профільованого настилу можливі наступні механізми руйнування зсувного з'єднання: зріз анкерного упору, вирив з бетону, продавливання бетонного ребра (рис. 7). Пізніше дані механізми руйнування були отримані в ряді інших досліджень [111, 112, 119, 130].

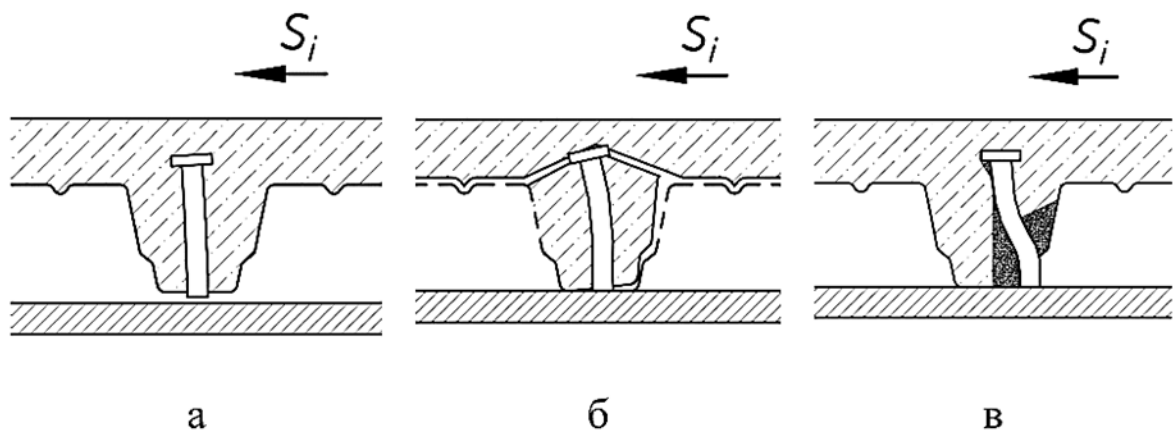


Рис. 7 – Найбільш характерні механізми руйнування анкерних в'язів в сталезалізобетонних балках. а - зріз анкерного упору; б - вирив з бетону зі зрізом ребра; в - продавливання бетонного ребра

У разі застосування анкерних упорів, що закріплюються за допомогою дюбелів можливі 3 механізми руйнування: по дюбелю, по ніжці упору або по бетону, причому останній зустрічається тільки в перекриттях з плитами,

влаштованими по профільованому настилу. Аналізуючи результати випробувань кутикових упорів, М. КризінеЛ описує 2 можливих сценарії відмови анкерної в'язі цієї конструкції в перекритті, влаштованому по знімній опалубці: руйнування внаслідок розриву ніжки анкерного упору або руйнування дюбельного з'єднання внаслідок відриву та/або зрізу. При цьому, автор зазначає, що ймовірність настання того чи іншого випадку залежить головним чином від орієнтації упору щодо вектора зсувної сили: якщо зусилля впливає на «фронтальну» частину упору, то в'язь руйнується внаслідок її розриву, якому передують значні непружні деформації ніжки (рис. 8 а). При розвороті упору на 180°, зсувна сила впливає на дюбелі як важіль, що призводить до вириву і/або зрізу (рис. 8 б). У випадку, якщо упор орієнтований перпендикулярно, в якості механізму руйнування превалює вилив дюбелів (рис. 8 в).

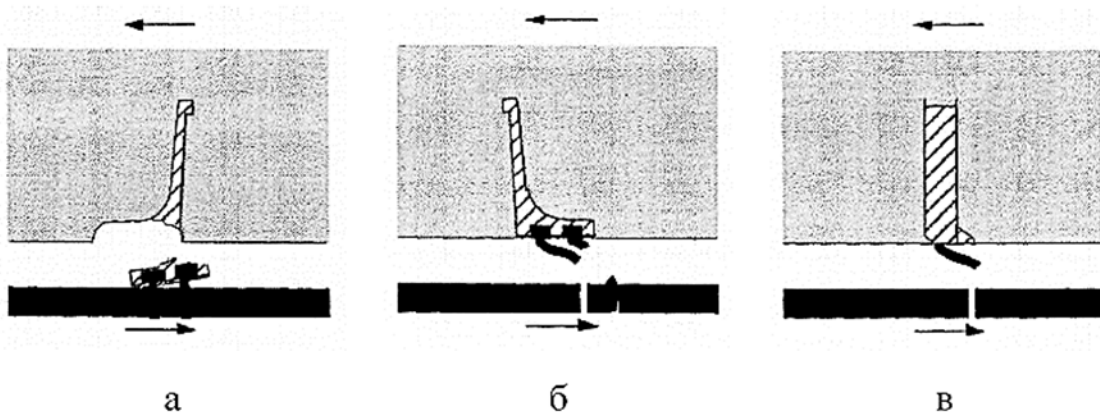


Рис. 8 – Найбільш характерні механізми руйнування анкерних в'язів в сталезалізобетонних балках. а - зріз анкерного упору; б - вилив з бетону зі зрізом ребра; в - продавлювання бетонного ребра

Для кутикових упорів, встановлених в плиті, влаштованій по профільованому настилу, М. КризінеЛ наводить механізми руйнування, аналогічні приварним анкерним упорам круглого перерізу, представленим на малюнку 7.

Для врахування впливу профільованого листа на несучу здатність упору використовують коефіцієнт редукції, який множиться на несучу здатність упору, розраховану для плити без профільованого настилу. Цей

коефіцієнт, крім геометричних характеристик гофр настилу, залежить також від того, як орієнтовані гофри відносно опорної балки. Найбільш часто зустрічається поперечна орієнтація гофр, застосовувана при укладанні настилу на другорядні балки в балковій клітині з поверховим сполученням балок. Поздовжня орієнтація настилу зустрічається в будівлях зі сполученням балок в одному рівні, або в будівлях з неправильною або нерегулярною геометрією.

Сталезалізобетонні балкові перекриття можуть бути розраховані з урахуванням повного або часткового об'єднання сталевोї і залізобетонної частин перерізу. Ідею часткового об'єднання можна пояснити наступним чином: у разі, якщо між сталевोю і залізобетонною частинами комбінованого перерізу немає конструкції об'єднання, все корисне навантаження вздовж осі розглянутої конструкції сприймається виключно сталевою балкою (рис. 9). Встановлюючи анкерні упори вздовж шва об'єднання, ми можемо домогтися часткового (рис. 10), або повного (рис. 11) об'єднання.

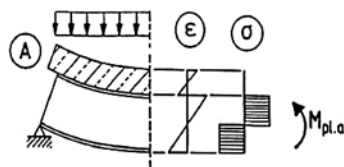


Рис. 9 – Конструкція без об'єднання

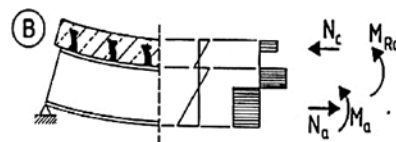


Рис. 10 – Конструкція з частковим об'єднанням

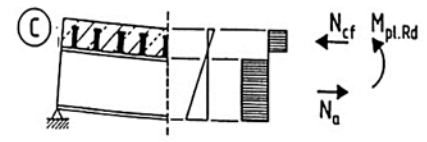


Рис. 11 – Конструкція з повним об'єднанням

При розрахунку перекриття з повним об'єднанням упори приймаються жорсткими, а переміщення плити відносно сталевої балки не допускається. Кількість упорів призначається таким чином, щоб їх сумарний опір був більшим або дорівнював величині зсувної сили на кожній розрахунковій ділянці.

Оскільки форма епюри зсувних сил в шві об'єднання збігається формою епюри поперечних сил, упори на приопорних ділянках будуть встановлюватися з меншим кроком, ніж в прольоті. У даному розрахунковому випадку граничним станом перекриття буде вважатися досягнення граничної напруги в перерізі з максимальним згинаючим

моментом. Даний підхід лежить в основі методики розрахунку сталезалізобетонних балкових перекриттів за вітчизняною діючою методикою. За рахунок застосування повного об'єднання можна запроектувати комбіноване перекриття зі зменшеним перерізом сталеві балки відносно не об'єданого або частково об'єданого сталезалізобетонного перекриття. Варто відзначити, що при істотній оптимізації металоємності опорних балок, існує ризик проектування конструкції, нездатної сприйняти вагу мокрого бетону на стадії монтажу. У цьому випадку проектувальник повинен передбачити встановлення тимчасових підпорок під балку. Крім складнощів в монтажі, існує ризик нівелювання вигоди від зниження металомісткості через витрати на покупку і монтаж анкерних упорів в кількості, необхідній для повного об'єднання. З цієї причини, проектування сталезалізобетонних балок з частковим об'єднанням застосовується в зарубіжній практиці так само часто, як і перекриття з повним об'єднанням, особливо в будівлях і спорудах, розташованих в сейсмічно активних регіонах.

Застосування концепції часткового об'єднання при проектуванні дозволяє використовувати меншу кількість упорів, які можуть бути розподілені рівномірно вздовж шва об'єднання. Відношення розрахункового поздовжнього стискаючого зусилля, що діє в бетонній плиті (N_c) до розрахункового значення поздовжнього стискаючого зусилля, що діє в бетонній плиті при повному об'єднанні ($N_{c,f}$), називається ступенем об'єднання. Даний параметр позначається символом (η) і використовується для визначення гранично допустимого моменту, який може сприйняти перекриття.

Варіюючи загальний опір конструкції об'єднання, ми змінюємо ступінь об'єднання комбінованого перерізу, фізичний сенс якого полягає в перенесенні критичного перерізу із зони дії максимального моменту в зону шва об'єднання.

У частині EN 1994-1, присвяченому розрахунку перекриттів з частковим об'єднанням, наведено ряд обмежень для застосування даної методики:

- нормативна податливість упорів, визначена шляхом їх випробувань, повинна перевищувати 6 мм;
- допустима ступінь об'єднання η повинна бути не менше 0,8 для конструкцій, схильних до сейсмічного навантаження і 0,4 для інших випадків;
- допускається утворення пластичного шарніру в критичних перерізах;
- різниця між несучою здатністю сталезалізобетонного перерізу по згинаючому моменту в пластичній стадії і несучою здатністю сталевого перерізу по згинаючому моменту в пластичній стадії повинна бути не більше 2,5 разів.

Оскільки сталезалізобетонні прогонові конструкції історично більш широко застосовувалися при будівництві мостів і естакад, вплив динамічних навантажень на конструкцію об'єднання завжди було одним з критичних питань роботи сталезалізобетонної балки в цілому. Серед робіт, присвячених дослідженню впливу циклічного навантаження на роботу приварних круглих анкерних упорів (стад-болтів) слід виділити роботи Ф.С. Замалієва, К.Найтані, І.Хендерсона і О.Мірзи. Розглядаючи питання роботи анкерних упорів в умовах сейсмічного впливу, слід виділити роботи Н. Хоукінса і Д.Мітчелла, О. Бурсі і Г. Грамоли, А. Зони і М. Барбатю.

Проблема забезпечення вогнестійкості перекриттів є одним з найбільш гострих питань при проектуванні сталезалізобетонних конструкцій, особливо в тих випадках, коли профільований настил виступає в якості зовнішнього армування плити. Вплив вогню на сталезалізобетонне перекриття знижує міцнісні і деформативні характеристики анкерних упорів незалежно від їх конфігурації. Через те, що теплопровідність сталі вище теплопровідності бетону, анкерні упори швидше досягають критичної температури. Застосування незнімної опалубки з профільованого настилу так само створює

негативний вплив на роботу конструкції об'єднання. Дослідження сталезалізобетонних балкових перекриттів, влаштованих по плоскій знімній опалубці показують, що при досягненні в випробувальній камері температури 200-300 °С відбувається різке зниження опору анкерних упорів зсуву. При підвищенні температури конструкція об'єднання руйнується внаслідок зрізу анкерних при навантаженні рівної 50-60% від руйнівного навантаження для аналогічного зразка при нормальній температурі. У випадку сталезалізобетонних перекриттів по профільованому настилу, характерний механізм руйнування і опір упорів зсуву залежать від геометрії профільованого настилу. Наприклад, в одному з досліджень, було зафіксовано відносне зниження опору зсувного з'єднання на 85% для зразків з плитами, потроєними по профільованому настилу з коефіцієнтом редукції $k_t = 0,54$. Зважаючи на відсутність в діючій нормативній методиці положень з урахування вогневого впливу, існує ризик проектування конструкції перекриття, яка буде формально відповідати вимогам існуючих нормативних документів, однак при прогріванні сталеві частини до 500 °С втратить розрахункову несучу здатність. Дане питання вимагає додаткових досліджень для створення методики розрахунку, яка дозволить врахувати даний параметр при визначенні міцнісних характеристик упорів і обчислювати реальну межу вогнестійкості перекриття при проектуванні.

В якості основного висновку з аналізу існуючих досліджень роботи анкерних упорів і практичних висновків можна виділити два підходи до розрахунку і проектування конструкції об'єднання сталезалізобетонних балкових перекриттів по профільованому настилу. Перший заснований на прямих математичних залежностях міцності, отриманих у випробуваннях, від параметрів конкретного типу упорів. На основі даного підходи складені методики розрахунку, запропоновані М. Г. Карповським і М. Рембо-Родденберрі. Другий підхід використовує спеціальний коефіцієнт, який застосовується до розрахункового супротиву упору в плиті, влаштованої по знімній опалубці. Даний коефіцієнт може включати в себе такі параметри як

висота і ширина профільованого настилу, висота і кількість упорів в гофрі, крайові і осьові відстані між ними, міцність бетону, товщину і міцність профільованого настилу та інші. Варіанти коефіцієнтів, що покривають ту чи іншу область застосування були запропоновані Дж.А. Грантом, Д.Мітчеллом, Б. Джаясом і М. Хусейном, Р. Джонсоном і Х. Юань, М. Конрадом, Р.Лоусоном, Дж.Моттрамом і Р. Джонсоном та іншими. Кожна зі згаданих методик, так чи інакше, була отримана в результаті випробувань конструкцій з анкерними упорами у вигляді приварних стержнів і лише одна була застосована для розрахунку кутикових упорів, що закріплюються за допомогою дюбелів. Ще одним питанням, яке вимагає дослідження, є застосування означених методик до профільованих настилів, що виготовляються за вітчизняними стандартами.

Велика частина робіт, присвячених детальному чисельному моделюванню роботи зсувного з'єднання сталезалізобетонного перекриття, включають в себе дослідження тільки приварених анкерних упорів круглого перерізу. Серед робіт, присвячених моделюванню кутикових упорів на дюбель-цвяхах, варто виділити дослідження упорів Hilti X-HVB, виконаних, Нгуен Чонгом і Цао Хунг Фамой] на базі програмного комплексу Abaqus. Ключовою особливістю роботи означених робіт є детальне моделювання роботи дюбельного з'єднання в сталевій основі: виконано підбір величини контактного тиску сталевій основі на дюбель, що забезпечує його анкерування; запропоновано кілька варіантів моделі дюбеля з деякими спрощеннями геометрії, що дозволяють отримати співставні опори розтягуванню і зсуву, отриманими в ході натурних випробувань.

10.3. Вітчизняні та закордонні нормативні документи з розрахунку сталезалізобетонних конструкцій

Першим вітчизняним нормативним документом з розрахунку і проектування сталезалізобетонних згинаються конструкцій прийнято вважати «Технические указания по проектированию сталежелезобетонных

пролетных строений» ВСН 92-63, розроблені силами фахівців Всесоюзного науково-дослідного інституту транспортного будівництва (ЦНДПС) і спеціальним конструкторським відділом Державного проектного інституту «Проектстальконструкция». Розрахунок комбінованого перерізу виконувався в припущенні пружної роботи матеріалів з урахуванням непружних деформацій від повзучості бетону. В якості конструкції об'єднання допускалося використовувати жорсткі, гнучкі, і похилі упори, або приварку поздовжньої арматури плити до елементів сталевих конструкцій.

В наш час дана методика була актуалізована і доповнена при розробці ДСТУ Б В.2.6-215:2016 «Розрахунок і конструювання сталезалізобетонних конструкцій з плитами по профільованим настилам». Стандарт визначальний тим, що крім оригінальної методики розрахунку містить опис, область застосування і конструктивні вимоги для анкерних упорів у вигляді сталевих приварених стержнів і кутикових упорів, що закріплюються за допомогою дюбелів. Так само, це перший вітчизняний стандарт, що містить вимогу враховувати вплив профільованого настилу на несучу здатність упору, шляхом введення коефіцієнта редуції.

Вивчаючи зарубіжні нормативні документи з проектування сталезалізобетонних конструкцій, можна зробити висновок, що концептуально більшість з них тяжіє або до Європейського стандарту EN1994-1 або до Американського AISC 360. Незважаючи на те, що ці стандарти, будуються на одних і тих же принципах розрахунку, вони мають ряд істотних відмінностей в деталях, які в кінцевому рахунку можуть надавати значний вплив на безпеку і економічність проєктованих конструкцій.

За результатами співставлення, ДСТУ Б В.2.6-215:2016, EN1994-1 і AISC 360, можна виділити ряд найбільш істотних відмінностей вітчизняного стандарту від провідних зарубіжних аналогів:

1. Незважаючи на те, що ДСТУ Б В.2.6-215:2016 допускає визначати несучу здатність конструкцій в пластичній стадії, при визначенні

розрахункового зсувного зусилля по шву об'єднання використовується розрахункове напруження на рівні центру ваги поперечного перерізу бетону при діючому навантаженні (в той час, як в стандартах-аналогах використовуються розрахункові значення по граничному напруженню в матеріалах). Це означає, що в перекритті, запроектованому по ДСТУ Б В.2.6-215:2016 упори будуть використовуватися менш ефективно;

2. В сталезалізобетонній балці величина зсувної сили визначається як найменше з граничного зусилля в плиті або в сталевій балці, залежно від положення нейтральної осі в комбінованому перерізі. Однак, для його визначення пропонується формула, що враховує тільки напруження в бетоні;

3. Оскільки при влаштуванні сталезалізобетонного перекриття з монолітними плитами по сталевому профільованому настилу, напружено-деформований стан упорів безпосередньо залежить від геометрії гофр настилу, потенційне зниження міцності анкерної в'язі від виникнення ребер в плиті в розглянутих нормативних документах враховується шляхом множення несучої здатності анкерного упору в плоскій плиті, отриманої за розрахунком або у випробуваннях, залежно від типу упорів, на коефіцієнт редукції. При цьому ДСТУ Б В.2.6-215:2016 допускає використовувати альтернативні коефіцієнти редукції для нестрижневих упорів, якщо їх застосування обґрунтовано випробуваннями і зафіксовано в нормативній документації виробника даного типу упорів;

4. Область застосування коефіцієнтів редукції EN 1994-1 обмежена профільованими листами з номінальною висотою ребра < 85 мм і середньою шириною гофри, що не перевищує номінальну висоту ребра. Коефіцієнти з AISC 360-16 мають обмеження < 75 мм для висоти і з середньою шириною гофри > 50 мм відповідно. В ДСТУ Б В.2.6-215:2016 область застосування коефіцієнтів по висоті профлиста не обмежена. Очевидно, що ці обмеження в закордонних нормативах сформувалися на підставі результатів існуючих досліджень і не можуть бути поширені на недосліджені випадки. Більш того, роботи певна кількість досліджень вказує на те, що розрахована за

існуючими формулами коефіцієнта редукції несуча здатність упорів в перекриттях з профільованими настилами з висотою гофри більше 80 мм виявляється нижче тієї, що була отримана під час випробувань, що створює потенційну небезпеку руйнування такого перекриття;

5. Коефіцієнти редукції, що застосовуються в ДСТУ Б В.2.6-215:2016 і EN1994-1, використовують виходячи з передумови, що упори встановлюються по центру гофри. Однак, велика частина настилів, що випускаються за ГОСТ 24045 має ребро жорсткості по центру полиці гофри, що потребує застосування певних конструктивних заходів. Для подібних випадків EN 1994-1 наказує встановлювати по одному упору з кожного боку від ребра жорсткості, в ДСТУ Б В.2.6-215:2016 таких вказівок немає;

6. ДСТУ Б В.2.6-215:2016 дає проектувальнику більшу свободу у виборі типу анкерних упорів і дозволяє застосовувати альтернативні коефіцієнти редукції для нестержневих упорів, якщо їх застосування обгрунтовано випробуваннями і зафіксовано в нормативній документації виробника даного типу упорів. Це припущення виглядає досить далекоглядним, оскільки стимулює дослідження питань, пов'язаних з впливом параметрів конструювання вузла об'єднання на його несучу здатність. Зафіксовані в нормативних документах залежності є емпіричними формулами, виведеними з дослідження приварених анкерних упорів у вигляді стержнів круглого перерізу, тому вони можуть не враховувати специфіку роботи упорів іншої конструкції;

7. В частині забезпечення вогнестійкості конструкції ДСТУ Б В.2.6-215:2016 дає загальні рекомендації, що не враховують потенційне зниження міцності анкерних в'язів при підвищених температурах, в той час як зарубіжні стандарти забезпечені повноцінними методиками розрахунку конструкцій на подібну ситуацію.

10.4. Загальні висновки

За результатами проведеного аналізу існуючих досліджень можна зробити наступні висновки:

1. Одним з найважливіших елементів монолітного сталезалізобетонного перекриття є конструкція об'єднання, що виконується у вигляді анкерних упорів різної форми. При роботі комбінованого перекриття на згин, анкерні упори зазнають складного напружено-деформованого стану внаслідок того, що інтенсивність зсувних зусиль, які сприймаються упором, розподілена вздовж його довжини нерівномірно. Застосування профільованого настилу в якості незнімної опалубки при влаштуванні монолітної плити сталезалізобетонного перекриття впливає на ефективність роботи упорів в якості конструкції об'єднання і в загальному випадку знижує їх опір дії зсувної сили. Існує кілька методик розрахунку, що дозволяють оцінити залежність міцності і деформативності анкерних упорів від геометрії профільованого настилу, проте кожна з них має свою обмежену область застосування. Значна частина найбільш поширених методик заснована на введенні в розрахунок коефіцієнта редукції, що залежить від геометричних характеристик настилу і особливостей конструювання вузла об'єднання;

2. На теперішній момент часу накопичений досить великий обсяг даних по монолітним сталезалізобетонним перекриттям з анкерними упорами у вигляді приварних стержневих елементів, що працюють в умовах статичних і квазістатичних навантажень. Упори інших конструкцій, зокрема, упори, що закріплюються за допомогою дюбель-цвяхів, вивчені в меншій мірі. У Україні і країнах СНД монолітні сталезалізобетонні перекриття з анкерними упорами у вигляді кутиків, що закріплюються за допомогою дюбель-цвяхів, раніше не досліджувалися;

3. Монолітні сталезалізобетонні перекриття з конструкцією об'єднання у вигляді кутикових анкерних упорів, які закріплюються за допомогою дюбель-цвяхів, можуть бути розраховані і запроектовані на статичні і квазістатичні навантаження по ДСТУ Б В.2.6-215:2016. Методика

розрахунку, яка застосовується в даному нормативному документі, спочатку була розроблена для приварених анкерних упорів і не враховує деяких особливостей роботи упорів на дюбельних з'єднаннях;

4. Прийнята в ДСТУ Б В.2.6-215:2016 методика розрахунку коефіцієнта редуції для анкерних упорів, які застосовуються в сталезалізобетонних балкових перекриттях за профільованим настилом, була розроблена на основі досліджень з обмеженим переліком типорозмірів настилу. Всі дослідження, що склали основу прийнятої методики розрахунку, були виконані закордонними вченими. Дослідження на настилах, виготовлених за вітчизняними стандартами, раніше не проводилися. Більше того, не було виявлено досліджень роботи анкерних упорів в профільованому настилі з висотою гофри більше 80 мм, що може обмежувати область застосування ДСТУ Б В.2.6-215:2016;

5. При проектуванні монолітного сталезалізобетонного перекриття положення анкерних упорів всередині гофри профільованого настилу відіграє велику роль. Дотримання допустимих крайових і осьових відстаней, розстановка упору з урахуванням вектору впливу зсувної сили також впливають на несучу здатність зсувного з'єднання, і, як наслідок, сталезалізобетонного перекриття;

6. Існують практичні дослідження сталезалізобетонної конструкції з плитами, влаштованими по профільованому настилу, що пропонують альтернативні підходи до розрахунку коефіцієнтів редуції, що враховують, в тому числі, різні аспекти конструювання вузла об'єднання. Дані методики показують хорошу збіжність для перекриттів з анкерними упорами у вигляді приварених стержнів, проте ніколи не досліджувалися з точки зору можливості їх застосування при розрахунку кутикових анкерних упорів, що закріплюються за допомогою дюбель-цвяхів;

7. Розрахунок монолітного сталезалізобетонного перекриття по ДСТУ Б В.2.6-215:2016 виконується в припущенні пружної роботи матеріалів з урахуванням непружних деформацій від повзучості бетону. Комбінований

переріз розраховується з повним об'єднанням (без урахування податливості анкерних упорів) виходячи з гіпотези плоских перерізів. Перекриття з частковим об'єднанням можуть бути більш економічними у виготовленні (використовується менша кількість анкерних упорів) і володіти підвищеною живучістю і сейсмостійкістю за рахунок пластичності сталевих упорів. В даний час методика, яка враховує даний фактор при розрахунку монолітних сталезалізобетонних перекриттів, в ДСТУ Б В.2.6-215:2016 відсутня;

Отже актуальним питанням розвитку теорії розрахунку сталезалізобетонних перекриттів є дослідження напружено-деформованого стану кутикових анкерних упорів з подальшим удосконаленням методики їх розрахунку та проектування. Передбачувана методика повинна враховувати реальну несучу здатність анкерних упорів з необхідним рівнем надійності в перекриттях, влаштованих як по знімній опалубці, так і в опалубці з профільованого настилу. Методика повинна враховувати податливість анкерних упорів.

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 конструції: 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