

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ВОЛОДИМИРА ДАЛЯ

КОВАЛЬЧУК СЕРГІЙ СЕРГІЙОВИЧ

Допускається до захисту
в. о. завідувача кафедри будівництва,
архітектури, геодезії та землеустрою
канд. техн. наук, доцент
_____ Олексій ОВЧАРЕНКО
« ____ » _____ 2023 р.

БУДІВНИЦТВО КРИТОЇ КОВЗАНКИ В М. ХАРКІВ

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

Кваліфікаційна робота
на здобуття ступеня вищої освіти «бакалавр»

Керівник:

Овчаренко О. А., в. о. завідувача
кафедри будівництва, архітектури,
геодезії та землеустрою,
канд. техн. наук, доцент

Оцінка: _____ / _____ / _____
бали/за шкалою ЄКТС/за національною шкалою

Київ, 2023

Східноукраїнський національний університет
імені Володимира Даля

Факультет аграрний
Кафедра будівництва, архітектури, геодезії та землеустрою
Освітній рівень бакалавр
Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

ЗАТВЕРДЖУЮ

В. о. завідувача кафедри

_____ Олексій ОВЧАРЕНКО
« ____ » _____ 2023 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ ЗДОБУВАЧУ ВИЩОЇ ОСВІТИ

КОВАЛЬЧУК СЕРГІЙ СЕРГІЙОВИЧ

1. Тема роботи «Будівництво критої ковзанки в м. Харків»
керівник роботи Овчаренко Олексій Анатолійович, к. т. н., доцент
затверджено наказом СНУ ім. В. Даля від «05» квітня 2023 року № 253/14.08-ОД

2. Строк подання студентом роботи «02» червня 2023 року

3. Вихідні дані до роботи: завдання, наукові та нормативні джерела

4. Зміст дипломної роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Розділ 1. Архітектурно-будівельна частина.

Розділ 2. Конструктивна частина.

Розділ 3. Основи і фундаменти.

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

Розділ 1. Архітектурна частина:

фасади, план на відмітці 0.000 та 4.200, ТЕП, генеральний план, експлікація приміщень, розрізи, план покрівлі, план каркасу.

Розділ 2. Конструктивна частина:

Монтажна схема балочної клітини, балки, колона, з'єднання балок з колоною, специфікація, схема завантаження рами, схема розташування сіток армування фундаменту.

Розділ 3. Технологія будівельного виробництва:

технологічна схема організації робіт з монтажу ферм, технологічна схема організації робіт з монтажу плит покриття.

6. Консультанти розділів проекту

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельна частина	Овчаренко О. А.		
Розрахунково-конструктивна частина	Овчаренко О. А.		
Технологія будівельного виробництва	Овчаренко О. А.		

7. Дата видачі завдання 05.05.2023 року

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельна частина	02.06.2023	
2.	Розрахунково-конструктивна частина	02.06.2023	
3.	Остаточне оформлення кваліфікаційної роботи	02.06.2023	
4.	Попередній допуск (захист) роботи на кафедрі	02.06.2023	
5.	Направлення кваліфікаційної роботи на рецензування	09.06.2023	

Здобувач вищої освіти

Сергій КОВАЛЬЧУК

Керівник

Олексій ОВЧАРЕНКО

АНОТАЦІЯ

Кваліфікаційна робота: 80 сторінок пояснювальної записки, 3 розділи, 16 таблиць, 25 рисунків, 29 джерел, 8 аркушів креслень.

Тема кваліфікаційної роботи «Будівництво критої ковзанки в м. Харків».

Робота написана студентом групи БУД391 Ковальчук Сергій Сергійович.

Керівник кваліфікаційної роботи канд. техн. наук, доцент Овчаренко Олексій Анатолійович.

Розділ 1. Архітектурно-будівельна частина включає опис генерального плану ділянки, на якій буде зведена будівля. В цьому розділі виконаний теплотехнічний розрахунок зовнішніх конструкцій (вертикальних та горизонтальних), наведена характеристика будівлі, її конструктивних елементів та інженерного обладнання.

Розділ 2. Розрахунково-конструктивна частина містить розрахунок перекриття будівлі, металевої рами та фундаменту.

Розділ 3. Технологія будівельного виробництва описує сферу застосувань технологічної карти виконання робіт, вмонтовувані елементи, монтажні пристосування, технологічні схеми виконання робіт, принципи вибору монтажного крану, основні машини та механізми, задіяні при зведенні ковзанки, калькуляцію трудових витрат, графік виконання робіт, вказівки щодо виконання будівельних робіт.

Ключові слова: крита ковзанка, теплотехнічний розрахунок, каркасна будівля, розрахунок металевої рами, Ліра-САПР, перекриття балочного типу, фундамент коробчастого перерізу, складання технологічної карти, вибір крану

Зміст

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА.....	7
1.1 Генеральний план ділянки	7
1.2 Теплотехнічний розрахунки зовнішніх конструкцій	8
1.2.1 Розрахунки вертикальної конструкції	8
1.2.2 Розрахунки горизонтальної конструкції.....	10
1.3 Характеристика запроектованої будівлі	10
1.4 Конструктивна характеристика основних елементів будівлі.....	12
1.4.1 Конструктивні елементи	13
1.4.2. Інженерне обладнання.....	19
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	20
2.1 Розрахунок перекриття балочного типу	20
2.1.1 Вихідні данні та збір навантажень	20
2.1.2 Розрахунок монолітної плити перекриття.....	21
2.1.3 Розрахунок допоміжної балки	22
2.1.4 Розрахунок головної балки	25
2.1.5 Розрахунок колони.....	27
2.1.6 Розрахунок бази колони	28
2.2 Розрахунок металевої рами	32
2.2.1 Збір навантажень на раму	32
2.2.2 Статичний розрахунок рами	35
2.2.3 Обрання сталі	42
2.3 Розрахунок фундаментів	50
2.3.1 Компонування конструктивної схеми	50
2.3.2 Збір навантажень.....	50
2.3.3 Статичний розрахунок.....	51
2.3.4 Розрахунок і конструювання арматури фундаменту	58
РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	62
3.1 Сфера застосування технологічної карти виконання робіт	62
3.2 Відомість вмонтовуваних елементів, монтажних пристосувань і вантажозахватних пристроїв.....	62
3.3 Опис технологічних схем виконання робіт.....	65

3.4 Вибір монтажного крану для зведення надземної частини будівлі.....	70
3.5 Нормокомплект основних машин, механізмів, устаткування, ручного інструменту	71
3.6 Калькуляція трудових витрат і заробітної плати.....	73
3.7 Графік виконання робіт	75
3.8 Вказівки по виконанню робіт	75
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	78

Розділ 1. Архітектурно-будівельна частина

1.1 Генеральний план ділянки

Будівля критої ковзанки зі штучним льодом буде розташовуватися у м. Харків. Ділянка під будівництво має розміри в плані 95×88 м.

Рельєф місцевості спокійний з невеликим ухилом для відведення атмосферних вод.

Ґрунти не просадні супіски, ґрунтові води розташовані нижче підосви фундаментів.

Взимку переважають східні вітри, влітку – західні вітри.

Біля будівлі буде розташовуватися автостоянка, також недалеко від будівлі ковзанки знаходитиметься зупинка громадського транспорту.

Ділянка має асфальтовані дороги, проїзди, тротуари, озеленення.

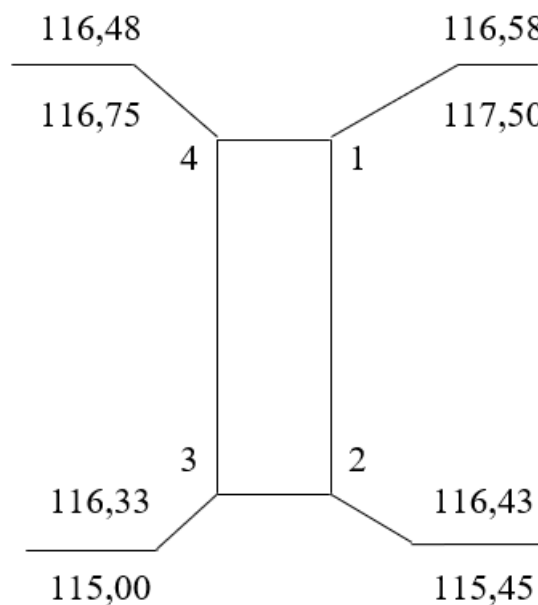


Рисунок 1.1 – Вертикальне планування.

Визначення чорних позначок будівлі методом інтерполяції

$$H_1^q = 117,50 \text{ м}; H_2^q = 115,45 \text{ м}; H_3^q = 115,00 \text{ м}; H_4^q = 116,75 \text{ м}.$$

Визначення середньо планувальної оцінки будівлі

$$H_{\text{пл}}^{\text{ср}} = \frac{\sum H_i^q}{n} = \frac{117,5 + 115,45 + 115,00 + 116,75}{4} = 116,18 \text{ м}.$$

Визначення позначки чистої підлоги

$$H_{0,000} = H_{\text{пл}}^{\text{ср}} + h_{\text{ср}}^{\text{цок}} = 116,18 + 3,2 = 119,38\text{м.}$$

Визначення червоної позначки найбільш високого кута будівлі

$$H_1^{\text{кр}} = H_{0,000} - 2,8 = 119,38 - 2,8 = 116,58\text{м.}$$

Визначення червоних позначок кутів будівлі

$$H_{i+1}^{\text{чер}} = H_i^{\text{чер}} - \Delta h_i; \quad \Delta h_i = i \cdot l;$$

$$H_2^{\text{чер}} = 116,58 - 75 \cdot 0,002 = 116,43\text{м}$$

$$H_4^{\text{чер}} = 116,33 + 75 \cdot 0,002 = 116,48\text{м}$$

$$H_3^{\text{чер}} = 116,43 - 48,4 \cdot 0,002 = 116,33\text{м}$$

$$H_4^{\text{чер}'} = 116,58 - 48,4 \cdot 0,002 = 116,48\text{м}$$

Визначення відносних позначок кутів будівлі

$$h_i = H_i^{\text{чер}} - H_{0,000}$$

$$h_1 = - 2,8 \text{ м}; \quad h_2 = - 2,95 \text{ м}; \quad h_3 = - 3,05 \text{ м}; \quad h_4 = - 2,9 \text{ м.}$$

1.2 Теплотехнічний розрахунки зовнішніх конструкцій

1.2.1 Розрахунки вертикальної конструкції

Ковзанка має рамний каркас. У якості вертикальної огорожувальної конструкції, закладаємо сендвіч-панелі з полімерним наповнювачем, які виконуватимуть теплоізоляційну функцію (рис. 1.2).

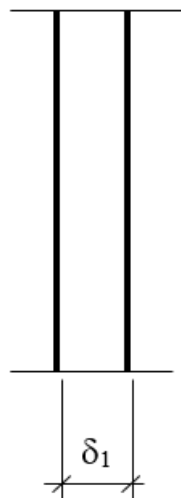


Рисунок 1.2 – Розрахункова схема вертикальної конструкції

Вихідні дані

- 1) м. Харків відноситься до I температурної зони України [8];
- 2) Розрахункова температура внутрішнього повітря для громадських будівель $t_{\text{в}} = 20^{\circ}\text{C}$, розрахункові значення відносної вологості $\phi_{\text{в}} = 50\%$, що відповідає нормальному вологісному режиму приміщень і умовам експлуатації – Б [8].
- 3) Розрахункова температура зовнішнього повітря для I температурної зони $t_{\text{з}} = - 22^{\circ}\text{C}$ [8].
- 5) Коефіцієнти теплопередачі внутрішньої та зовнішньої поверхні $\alpha_{\text{в}} = 8,7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{K})$, $\alpha_{\text{з}} = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{K})$ [15].
- 6) Розрахункові характеристики утеплювача [15]
 - вироби зі спіненого пінополістиролу, густиною $\rho_0 = 15 \text{ кг}/\text{м}^3$ – теплопровідність $\lambda_{\text{р}} = 0,045 \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{K})$; коефіцієнт теплотасвоєння $s = 0,55 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{K})$.

Порядок розрахунку

1) Мінімально допустимий опір теплопередачі непрозорій огорожувальної конструкції $R_{q \text{ min}} = 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{K}/\text{Вт}$ [8].

2) Товщина теплоізоляційного шару:

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \left(R_{q \text{ min}} - \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} - \frac{1}{\alpha_{\text{з}}} \right) \lambda_{\text{р}} = \\ &= \left(3,3 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,045 = 0,093 \text{ м}. \end{aligned}$$

З урахуванням уніфікації розмірів матеріалів ухвалюємо товщину утеплювача 100 мм.

3) Наведений опір теплопередачі, що обгороджує конструкції складе:

$$\begin{aligned} R_{\Sigma \text{ пр}} &= \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} = \\ &= \frac{1}{8,7} + \frac{0,1}{0,045} + \frac{1}{23} = 3,49 \text{ м}^2 \cdot \text{K}/\text{Вт} \end{aligned}$$

4) Розрахунок конструкції на ймовірність утворення конденсату.

Температура на внутрішній поверхні огорожувальної конструкції складає

$$\tau_{\epsilon} = t_{\epsilon} - \frac{t_{\epsilon} - t_3}{R_{\Sigma np} \cdot \alpha_{\epsilon}} = 20 - \frac{20 + 22}{3,49 \cdot 8,7} = 18,62^{\circ}\text{C}.$$

Температура крапки роси складає

$$\tau_{\text{т.р.}} = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \cdot e_b)^2 = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \cdot 1386,6)^2 = 11,69^{\circ}\text{C}$$

де $e_b = 0,01 \cdot \varphi_b \cdot E_b = 0,01 \cdot 65 \cdot 2128, = 1383,6 \text{ Па};$

$$E_b = 477 + 133,3 \cdot (1 + 0,14 t_{\epsilon})^2 = 477 + 133,3 \cdot (1 + 0,14 \cdot 18)^2 = 2128,6 \text{ Па}.$$

$16,24^{\circ}\text{C} \geq 11,69^{\circ}\text{C}$ – умова виконується, конденсат не утворюється, товщина та матеріал утеплювача підібрані вірно.

1.2.2 Розрахунки горизонтальної конструкції

Горизонтальні огорожувальні конструкції також виготовлятимуться з сендвіч панелей (рис. 1.3) з теплопровідністю $\lambda_p = 0,045 \text{ Вт/(м}\cdot\text{К)}$.

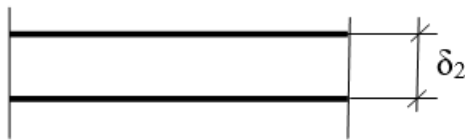


Рисунок 1.3 – Розрахункова схема покриття.

Порядок розрахунку:

1. Мінімально припустимий опір теплопередачі непрозорії, що огорожує конструкції для покриттів $R_{q \min} = 3,3 \text{ м}^2\cdot\text{К/Вт}$.

2. Товщина теплоізоляційного шару:

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \left(R_{q \min} - \frac{1}{\alpha_b} - \frac{1}{\alpha_3} \right) \lambda_p = \\ &= \left(3,3 - \frac{1}{8,7} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,045 = 0,093 \text{ м}. \end{aligned}$$

Ухвалюємо товщину утеплювача 100 мм.

1.3 Характеристика запроєктованої будівлі

Розміри між крайніми розбивочними осями:

довжина 75000 мм;

ширина 48400 мм.

Загальні розміри будівлі:

довжина 76600 мм;

ширина 50000 мм.

Призначення будівлі – крита ковзанка зі штучним льодом та трибунами для глядачів на 500 місць для проведення змагань і тренувань з льодових видів спорту.

Поверховість будівлі – 2 поверху з залом льодового поля із глядацькими трибунами.

Ступінь вогнестійкості – III.

За умовну позначку 0.000 прийнятий рівень підлоги першого поверху. Будівля має металевий каркас рамного типу із прольотом 40,0 м. Просторова жорсткість будівлі забезпечується системою горизонтальних і вертикальних в'язів. Дах двосхилий з теплоізоляцією з мінераловатних плит по сталевому профільованому настилу з покриттям з пофарбованих сталевих листів.

На першому поверху розміщається зал льодового поля із глядацькими трибунами, вестибюль, роздягальні, санвузли й душові для спортсменів, блок суддів з відособленим санвузлом і душовою, каси, пост охорони, медпункт, санвузли для відвідувачів, тепловий пункт, завантажувальна кафе, гардероб, приміщення для стоянки збирального комбайна, машинне відділення холодильної установки, ремонтна майстерня, інвентарна, приміщення прокату, приміщення обслуговуючого персоналу, приміщення для зберігання покриттів, технічні приміщення.

На другому поверсі розташовується зал кафе, гарячий цех кафе, розподільча кафе, комора кафе, санвузол та душова персоналу кафе, комора збирального інвентарю, санвузли для відвідувачів, гардероб, приміщення венткамери, адміністративні приміщення.

Для завантаження кафе передбачений підйомник вантажопідйомністю 100 кг у закритій шахті. Стіни шахти запроєктовані з металевих листів по сталевому каркасу.

З першого поверху будівлі передбачено три розосереджені евакуаційні виходи крім центрального. Вертикальний комунікаційний зв'язок між першим і другим поверхами здійснюється по двом закритим сходам.

Розміри льодового поля - 30,0×60,0 м., радіус 8,5 м. з одними технологічними воротами для льодозбиральної машини та чотирма хвіртками для гравців.

Таблиця 1.1 – Потреба в будівельних конструкціях, деталях, напівфабрикатах і матеріалах

Будівельні конструкції, деталі, напівфабрикати й матеріали	Марка	Одиниці вимірювання	Кількість
Потреба в металевих елементах			
Напіврама	С1	т	19,1256
	Р1	т	8,9674
Колони фахверкові	Кф-1	т	9,4
Зв'язки по напіврамах (покрівлі)		т	3,5
Зв'язки по напіврамах (стійкам)		т	2,1
Косоури	К-1	т	1,9
Метав для монолітного перекриття		т	9,7
Перемички	2ПБ19-3п	шт	10
Прогони	ПРГ32.14-4т	шт	4
Покрівля – панелі "Сендвіч"	ПК-1	100м ²	31,5
	ПК-2		0,59
	ПК-3		0,67
Стіни зовнішні – панелі "Сендвіч" по металевим прогонам	СП-1	100м ²	9,864
	СП-2		0,72
	СП-3		0,288
	СП-4		0,8064
	СП-5		0,96

1.4 Конструктивна характеристика основних елементів будівлі

Конструкційний об'єм будівлі складається із двоповерхової частини та простору залу льодового поля. Конструкційна система будівлі - рамна, із кроком рам 6,0 м та прольотом 40,0 м. Жорсткість каркаса забезпечується системою в'язів, горизонтальні по верхньому поясу ригеля рами, і вертикальні по стійках рами. Переkritтя в осях А- Л монолітне.

1.4.1 Конструктивні елементи

Основа

Для пальового фундаменту – ґрунт, для суцільного фундаменту коробчастого перерізу – штучне (насип ущільненого ґрунту, практично несхильного до деформацій).

Фундамент

Фундамент під стійкі рами, під колони двоповерхової частини в осях А- Л, а також під фахверкові колони – кущі паль НСФ-40-10. Ростверк монолітний, однорівневий, розмірами 600 × 600 мм, об'єднаний із цокольним переkritтям. Фундамент під льодову арену – суцільний, коробчастого перерізу, з напрямком наскрізних каналів перпендикулярно основній довжині будівлі, також об'єднаний із цокольним переkritтям.

Стіни

Зовнішні – панелі "Сендвіч" по металевих прогонах. Внутрішні несучі в сходових блоках – цегельні, товщиною 380 мм. Внутрішні перегородки – з вологостійких гіпсокартонових листів по металевому каркасу. Перегородки душових і санвузлів на першому поверсі – з цегли звичайної.

Переkritтя

Переkritтя в осях А- Л – монолітне по металевих балках, що спираються на колони, товщиною 220 мм. Цокольне – монолітне по монолітному залізобетонному ростверку та суцільному фундаменту, має гідроізоляцію, пароізоляцію й теплоізоляцію з пароізолу 100 мм та мінераловатних плит на синтетичній основі – 150 мм.

Покриття

Покриття по всій будівлі з теплоізоляцією мінераловатними плитами – 250 мм по сталевому профільованому настилу, по металевих прогонах, з покриттям з пофарбованих сталевих листів.

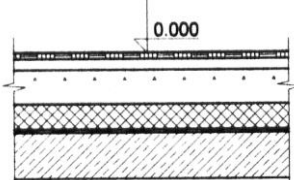
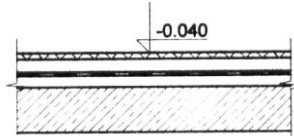
Сходи

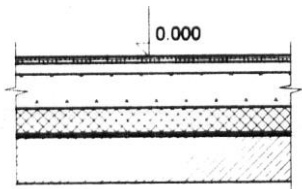
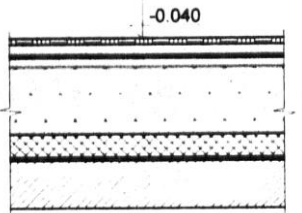
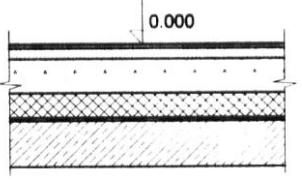
Сходові марші збірні залізобетонні, шириною - 1800 мм і розмірами щаблів 300×150 мм, число щаблів у кожному марші – 14. Сходові майданчики збірні залізобетонні, з розмірами в плані – 4200×1800 мм.

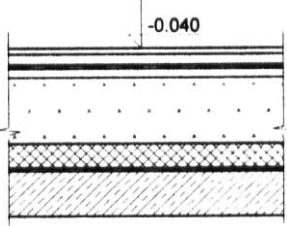
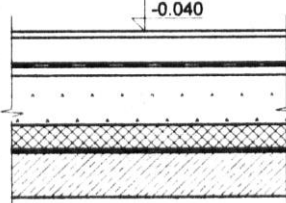
Підлоги

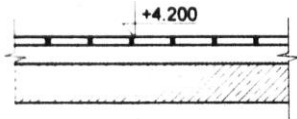
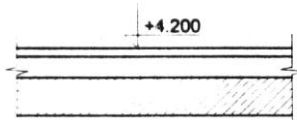
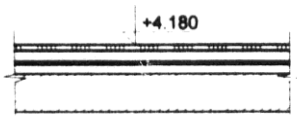
Підлоги другого поверху над теплоцентром і входами з пароізоляції одного шар руберойду із проклеюю швів. Дані про всі типи підлог наведені в таблиці 1.2.

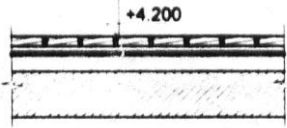
Таблиця 1.2 - Специфікація підлог

Найменування або номер приміщення на плані	Тип підлоги	Схема підлоги або номер серії	Елементи підлоги і їх товщина	Площа
Тамбур, вестибюль, сходи і сходові холи	1		Керамічний граніт на цементному розчині - 10 мм. Стяжка із цементного розчину М150 - 50 мм. Керамзитобетон 1000 кг/м ³ - 250 мм. Теплоізоляція - тверді мінераловатні плити - 200 мм. Пароізоляція - 2 шару гідроізолау на мастиці. Монолітна з/б плита.	63,5
Ганки	2		Плити граніту на цементному розчині - 20 мм. Стяжка із цементного розчину М150 - 50 мм. Гідроізоляція - 2 шару гідроізолау на мастиці.	20,6

			Стяжка із цементного розчину- 40 мм. Монолітна з/б плита.	
Електрощитова, тепловий пункт, тамбур, завантажувальна кафа, інвентарна	3		Керамічна плитка на цементному розчині - 8 мм. Стяжка із цементного розчину М150 - 52 мм. Керамзитобетон 1000 кг/м ³ – 250 мм. Теплоізоляція - тверді мінераловатні плити - 200 мм. Пароізоляція - 2 шару гідроізолау на мастиці. Монолітна з/б плита.	64,6
Санвузли, приміщення для сушіння, машинне відділення холодильної установки	3а		Керамічна плитка на цементному розчині - 8 мм. Стяжка із цементного розчину – 40 мм. Гідроізоляція - 2 шару гідроізолау на мастиці. Армована сіткою 4ВрВР 1 50×50 стяжка із цементного розчину М150 - 50 мм.	78,4
Каса, приміщення охорони, медпункт, приміщення й санвузли суддів, приміщення обслуговуючого персоналу	4		Лінолеум Tarkett на мастиці – 5 мм. Стяжка із цементного розчину М150 - 45 мм. Керамзитобетон 1000 кг/м ³ – 250 мм. Теплоізоляція - тверді мінераловатні плити - 200 мм. Пароізоляція - 2 шару гідроізолау	60,8

			на мастиці. Монолітна з/б плита.	
Зал льодового поля, приміщення збирального комбайна, машинне відділення холодильної установки, ремонтна майстерня, приміщення прокату	5		Бетонна підлога - 55 мм. Гідроізоляція - 2 шару гідроізолу на мастиці. Армована сіткою 4ВрВР 1 50×50 стяжка із цементного розчину М150 - 50 мм. Засипання з керамзитового гравію - 655 мм. Теплоізоляція - тверді мінераловатні плити - 200 мм. Пароізоляція - 2 шару гідроізолу на мастиці. Монолітна з/б плита.	1859,4
Роздягальні, душові	6 6а		Бетонна підлога - 55 мм.(керамічна плитка для підлоги типу 6а - 10 мм.) Конструкція водяного теплої підлоги - 100 мм. (140 мм. для підлоги типу 6а) Гідроізоляція - 2 шару гідроізолу на мастиці. Армована сіткою 4ВрВР 1 50×50 стяжка із цементного розчину М150 - 50 мм. Засипання з керамзитового гравію - 655 мм. Теплоізоляція - тверді мінераловатні плити - 200 мм. Пароізоляція - 2 шару гідроізолу	80,8

			на мастиці. Монолітна з/б плита.	
Сходи, сходові клітки	7		Керамічний граніт із прошарком і заповненням швів цементним розчином М150 - 20 мм. Керамзитобетон 1000 кг/м ³ - 60 мм. Збірно-монолітне перекриття – 220 мм.	18,2
Приміщення персоналу кафе й гардероб на 2- ому поверсі	8		Лінолеум ПВХ теплозвуко- ізоляційний (ДЕРЖСТАНДАРТ18103-80) – 6 мм. Стяжка із цементного розчину М150 - 30 мм. Керамзитобетон 1000 кг/м ³ – 44 мм. Збірно-монолітне перекриття – 220 мм.	29,0
Службові приміщення кафе, санвузли й душові кафе, приміщення венткамери	9		Керамічна плитка на цементному розчині - 8 мм. Стяжка із цементного розчину- 20 мм. Гідроізоляція - 2 шару гідроізоли на мастиці. Стяжка із цементного розчину- 30 мм. Збірно-монолітне перекриття – 220 мм.	274,8

Зал кафе, адміністратив ні приміщення	10		Ламінований паркет на клею "barrit" - 15 мм. Гідроізоляційна підложка - 3 мм. Стяжка цементно-піщаному розчин М150 - 32 мм. Керамзитобетон 1000 кг/м ³ – 30 мм. Збірно-монолітне перекриття – 220 мм.	327,9
--	----	---	--	-------

Вікна та двері

Віконні блоки, вітражі й зовнішні двері металеві із двокамерними склопакетами. Покриття віконних блоків і плетінь - емаль. Ворота розкривні з теплоізоляцією розміром 3000×3500 мм.

Таблиця 1.3 – Специфікація вікон, дверей, воріт

Марка по проекту	Розміри прорізів мм	Найменування	Кількість
В-1	1000×1000	Віконний блок	40
В-2	1000×2100	Віконний блок	28
В-3	1200×1900	Віконний блок	2
В-4	1200×2300	Віконний блок	2
В-5	1200×2650	Віконний блок	2
1	750×2000	Двері	47
2	1500×2300	Двері	25
3	3000×3500	Ворота	4

1.4.2. Інженерне обладнання

Опалення

Основна система опалення – однотрубна, з верхнім розведенням теплоносія. Нагрівальні прилади – мідно-алюмінієві конвектори. Температура теплоносія 70...95 °С.

Допоміжна система опалення – двотрубна з рухом теплоносія з температурою 70...130 °С.

Нагрівальні прилади - реєстр із мідних труб.

Теплопостачання системи опалення системи приміщень запроєктоване в теплоцентрі.

Опалення душових кімнат – реєстри підключені до системи гарячого водопостачання.

Водопостачання

Водопостачання будівлі здійснюється через магістральний колектор, вода йде з ТЭЦ.

Каналізація

Стічні води виводяться в магістральний колектор через канал у підпілля.

Вентиляція

Вентиляція приміщень, санвузлів, здійснюється через вентиляційні повітропроводи й коробка, будівля, через свої габарити й призначення, постачене системою активної («примусової») вентиляції.

Розділ 2. Розрахунково-конструктивна частина

2.1 Розрахунок перекриття балочного типу

2.1.1 Вихідні данні та збір навантажень

Для монолітного міжповерхового перекриття використовуємо важкий бетон марки С12/15, а для армування- зварні сітки із звичайного дроту.

Розрахунок навантажень на міжповерхове перекриття зводимо в таблиці 2.1
 $\gamma_n = 1$.

Таблиця 2.1 – Розрахунок навантажень на міжповерхове перекриття

Вид навантаження	Експлуатаційне розрахункове значення навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності що навантаженню	Граничне розрахункове значення навантаження, кПа
Постійне Від паркету $\rho = 5 \text{ кН/м}^3$; $\delta = 0,015 \text{ м}$ ($P = \rho \cdot \delta = 5 \cdot 0,015 = 0,075$)	0,075	1,1	0,0825
Від цементного вирівнюючого шару $\rho = 18 \text{ кН/м}^3$; $\delta = 0,032 \text{ м}$ ($P = \rho \cdot \delta = 18 \cdot 0,032 = 0,576$)	0,576	1,3	0,7488
Від керамзитобетонного шару завтовшки $\rho = 10 \text{ кН/м}^3$; $\delta = 0,03 \text{ м}$ ($P = \rho \cdot \delta = 10 \cdot 0,03 = 0,3$)	0,3	1,3	0,39
Разом:	$q_1^3 = 0,951$	-	$q_1 = 1,221$
Тривале $p_{дл} = 1,8 \text{ кН/м}^2$	1,8	1,2	2,16
Короткочасне, $p_{кр} = 1,2 \text{ кН/м}^2$	1,2	1,2	1,44
	$P = 3,0$	-	$P = 3,6$

Бетон марки С12/15. Розрахунковий опір такого бетону для граничних станів першої групи буде: на стиск $f_{cd} = 8,5$ МПа [10]. Коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b1} = 0,85$.

2.1.2 Розрахунок монолітної плити перекриття

Арматуру для плити приймаємо у вигляді зварних сіток із звичайного дроту класу В-I, $R_s = 315$ МПа.

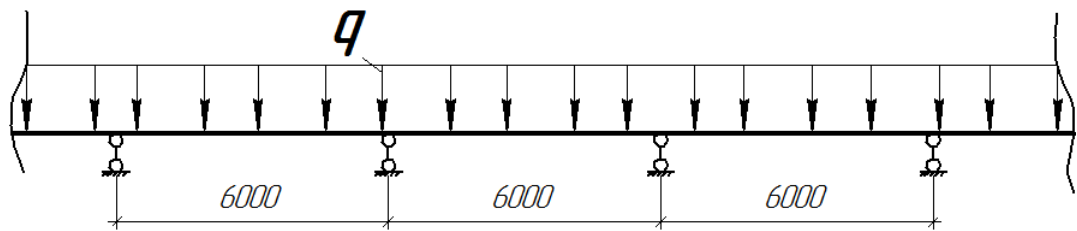


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема завантаження

Другорядна і головна балки виконані - металевими, їх розрахунок буде робитися пізніше.

Оскільки ширина балок незначна розрахункові прольоти складають:

$$l_{01}=l=6.0 \text{ м};$$

$$l_{02}= l=7.3 \text{ м};$$

Приймаємо товщину плити рівною 8 см, що більше $h_{\min} = 60$ мм.

Власна маса плити $g^h=0,08 \cdot 2500=200 \text{ кг/м}^2 (2000 \text{ Н/м}^2)$.

Погонне навантаження приймається на ширину плити, рівну 1 м.

Для даного випадку погонні розрахункові навантаження будуть рівні (з урахуванням маси плити $h=8$ см)

$$g=1221+1,1 \cdot 2000=3421 \text{ Н/м};$$

$$p=3600 \text{ Н/м};$$

$$q=g+p=3421+3600=7021 \text{ Н/м};$$

Визначаємо відношення прольотів:

$$l_{eg}/ l_{sh}= l_{01}/ b_{02}=7,3/6,0=1,2 < 2, \text{ плиту розраховуємо як затиснену по контуру.}$$

По наближених формулах максимальний згинальний момент.

$$M_{\max}=0,0468 \cdot 7021=0.33 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

Арматуру в плиті підбираємо як для залізобетонного елементу прямокутного перерізу, що згинається, розміром $b \times h = 100 \times 8$ см.

Робоча висота перерізу $h_0 = h - a = 8 - 1,5 = 6,5$ см.

Для варіанту армування зварними сітками із звичайного дроту ($R_s = 315$ МПа) матимемо

$M_1 = 0,33$ кН·м;

$$A_0 = \frac{0,33 \cdot 10^{-3}}{81,0 \cdot 0,065^2 \cdot 8,5 \cdot 0,85} = 0,0108,$$

де коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{bl} = 0,85$.

Знаходимо коефіцієнт $\eta = 0,996$ і визначаємо площу перерізу арматури A_s

$$A_s = \frac{0,33 \cdot 10^{-3}}{315 \cdot 0,996 \cdot 6,5} = 0,16 \text{ см}^2$$

де $S = 200$ мм

$n = b/s + 1 = 1000/200 + 1 = 6$ ст.

По сортаменту арматуру приймаємо 6 Ø3 Вр. I $A_s = 0,42 \text{ см}^2$;

Розподільну арматуру приймаємо так само 6 Ø3 Вр. I $A_s = 0,42 \text{ см}^2$.

2.1.3 Розрахунок допоміжної балки

Підбираємо переріз допоміжної балки.

Проліт допоміжної балки $l_b = 6,0$ м, сталь С235, $R_y = 230$ МПа. Граничний прогин для балки прольотом 6,0 м $f_u = \frac{l}{200} = \frac{6000}{200} = 30$ мм.

Переріз прокатних балок визначають по максимальному згинальному моменту.

Експлуатаційне і граничне навантаження на допоміжну балку визначається по формулах:

експлуатаційне навантаження

$$q_s = 1,02 (p_x + g_n) \times l_n$$

$$q_{\Sigma} = 1,02 \cdot (3,0 + 0,95 + 0,2) \cdot 5,65 = 23,92 \text{ кН/м};$$

граничне навантаження

$$q = 1,02 \left(p_x \gamma_{fp} + g_n \gamma_{fm} \right) \cdot l_n,$$

де 1,02 – коефіцієнт, який враховує власну вагу балки;

p_x – характеристичне значення корисного навантаження на настил;

γ_{fp}, γ_{fm} – коефіцієнти надійності по навантаженню (для власної ваги металевих конструкцій $\gamma_{fp} = 1,05$,

g_n – власна вага перекриття, приймається за табл.2.1.

$$q = 1,02 \cdot (3,6 \cdot 1,22 + 0,2 \cdot 1,1) \cdot 5,65 = 29,04 \text{ кН/м};$$

Розрахунковий згинальний момент, для шарнірно обпертої балки

$$M = \frac{q l_b^2}{8},$$

де l_b – проліт допоміжної балки,

$$M = \frac{29,04 \cdot 6^2}{8} = 130,68 \text{ кНм}.$$

Необхідний момент опор

$$W_{Tp} = \frac{M}{c R_y \gamma_c} \gamma,$$

де c – коефіцієнт, що враховує роботу стали в стадії пружнопластичності, для двотаврових балок при плоскому вигині $c = 1,12$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, $\gamma_c = 1$;

R_y – розрахунковий опір стали,

$$W_{Tp} = \frac{130,68}{1,12 \cdot 230} \cdot 10^3 = 507,3 \text{ см}^3.$$

По сортаменту підбирається двотавр виходячи з умови $W > W_{Tp}$.

По сортаменту приймаємо двотавр № 35Б1: $W_x = 581,7 \text{ см}^3$, $I_x = 10060 \text{ см}^4$,

$g = 38,9 \text{ кг/м}$.

Перевірка підбраного перерізу прокатної балки.

Уточнюємо діюче навантаження з урахуванням власної ваги другорядної балки

$$q_3 = (3,0 + 0,95 + 0,2) \cdot 5,65 + 0,389 = 23,84 \text{ кН/м};$$

$$q = (3,6 \cdot 1,22 + 0,2 \cdot 1,1) \cdot 5,65 + 0,389 \cdot 1,05 = 28,88 \text{ кН/м};$$

$$M = \frac{28,88 \cdot 6^2}{8} = 129,96 \text{ кНм.}$$

Перевірка по нормальному напруженню

$$\sigma = \frac{M}{cW} \leq R_y \gamma_c,$$

$$\sigma = \frac{129,96 \cdot 1000}{1,12 \cdot 581,7} = 199,48 \text{ кН/см}^2 < R_y = 230 \text{ МПа.}$$

Перевірка по жорсткості:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{q_3 l_b^3}{E I_x} \leq \frac{f_u}{l},$$

де W , I_x – геометричні характеристики підбраного перерізу балки;

f_u – граничний прогин, для балок прольотом

$$l = 3 \text{ м} - f_u = \frac{l}{150};$$

$$l = 6 \text{ м} - f_u = \frac{l}{200};$$

$$l = 24 \text{ м} - f_u = \frac{l}{250};$$

$$l = 36 \text{ м} - f_u = \frac{l}{300}.$$

Для проміжних прольотів граничний прогин визначуваний по лінійній інтерполяції

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{23,84 \times 6^3}{10060 \times 2,06 \times 10^5} \cdot 10^5 = \frac{1}{309} < \frac{f_u}{l} = \frac{1}{200}$$

$$f = \frac{l}{267} = \frac{6000}{309} = 19,4 < f_u = 30 \text{ мм.}$$

Висновок: Умова виконалася, отже, переріз балки підбрано вірно

Для допоміжної балки приймаємо двотавр № 35Б1.

2.1.4 Розрахунок головної балки

Підбираємо переріз головної балки.

Проліт головної балки $l_b = 7,3$ м, сталь С235, $R_y = 230$ МПа. Граничний прогин для балки прольотом 7,3 м $f_u = \frac{l}{204} = \frac{7300}{204} = 35,8$ мм.

Переріз прокатних балок визначають по максимальному згинального моменту.

Експлуатаційне і граничне навантаження на допоміжну балку визначається по формулах:

експлуатаційне навантаження

$$q_s = 1.02 (p_x + g_n) \times l_n$$

$$q_s = 1,03 \cdot (3,0 + 0,95 + 0,2) \cdot 6 = 25,65 \text{ кН/м,}$$

граничне навантаження

$$q = 1,02 (p_x \gamma_{fp} + g_n \gamma_{fm}) \cdot l_n,$$

де 1,02 – коефіцієнт, який враховує власну вагу балки;

p_x – характеристичне значення корисної навантаження на настил;

γ_{fp}, γ_{fm} – коефіцієнти надійності по навантаженню (для власної ваги металевих конструкцій $\gamma_{fp} = 1.05, \gamma_{fm} = 1.2$;

l_n – (крок балок);

g_n – власна вага перекриття.

$$q = 1,03 \cdot (3,6 + 1,22 + 0,2 \cdot 1.1) \cdot 6 = 31,15 \text{ кН/м;}$$

Розрахунковий згинальний момент шарнірно обпертої балки

$$M = \frac{q l_b^2}{8}$$

де l_b – проліт допоміжної балки.

$$M = \frac{31,15 \cdot 7,3^2}{8} = 207,49 \text{ кНм}$$

Необхідний момент опору

$$W_{Tp} = \frac{M}{c R_y \gamma_c},$$

де c – коефіцієнт, що враховує роботу стали в стадії пружно-пластичності, для двотаврових балок при плоскому вигині $c = 1,12$;

γ_c – коефіцієнт умови роботи, $\gamma_c = 1$;

R_y – розрахунковий опір стали.

$$W_{Tp} = \frac{207,49}{1,12 \cdot 230} \cdot 10^3 = 805,47 \text{ см}^3.$$

По сортаменту підбирається двотавр виходячи з умови $W > W_{Tp}$.

Приймаємо двотавр № 40Б1: $W_x = 803,6 \text{ см}^3$, $I_x = 15750 \text{ см}^4$, $g = 48,1 \text{ кг/м}$.

Перевірка підбраного перерізу прокатної балки.

Уточнюємо діюче навантаження з урахуванням власної ваги головної балки

$$q_0 = (3,0 + 0,95 + 0,2) \cdot 6 + 0,481 = 25,38 \text{ кН/м};$$

$$q = (3,6 + 1,22 + 0,2 \cdot 1,1) \cdot 6 + 0,481 \cdot 1,05 = 30,75 \text{ кН/м};$$

$$M = \frac{30,75 \cdot 7,3^2}{8} = 204,83 \text{ кНм}.$$

Перевірка по нормальному напруженню

$$\sigma = \frac{M}{cW} \leq R_y \gamma_c$$

Перевірка по жорсткості:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{q_0 l_b^3}{E I_x} \leq \frac{f_u}{l},$$

де W , I_x геометричні характеристики підбраного перерізу балки;

f_u – граничний прогин, для балок прольотом

$$l = 3 \text{ м} - f_u = \frac{l}{150};$$

$$l = 6 \text{ м} - f_u = \frac{l}{200};$$

$$l = 24 \text{ м} - f_u = \frac{l}{250};$$

$$l = 36 \text{ м} - f_u = \frac{l}{300}.$$

Для проміжних прольотів граничний прогин визначуваний по лінійній інтерполяції.

$$\sigma = \frac{204,83 \cdot 1000}{1,12 \cdot 803,6} = 227,58 \text{ кН/см}^2 < R_y = 230 \text{ МПа}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{25,38 \cdot 7 \cdot 3^3}{15750 \cdot 2,06 \cdot 10^5} \cdot 10^5 = \frac{1}{252} < \frac{f_u}{l} = \frac{1}{204}$$

$$f = \frac{l}{252} = \frac{7300}{252} = 28,9 < f_u = 35,8 \text{ мм.}$$

Умова виконалася, отже, переріз балки підібрано вірно. Таким чином, для головної балки приймаємо двотавр №40Б1.

Приймаємо як для головної, так і для допоміжної балки двутавр 40Б1.

2.1.5 Розрахунок колони

Підбираємо переріз стержня колони, на яку симетрично спираються чотири балки. Опорні реакції $V = 227,58 \text{ кН}$; відмітка верху перекриття 10,7м. Сталь класу С240.

1. Навантаження на колону визначається згідно з формулою

$$N = 1,02 \cdot 4 \cdot V,$$

де V – опорна реакція головної балки.

$$N = 1,02 \cdot 4 \cdot 227,58 \approx 928,53 \text{ кН.}$$

При варіанті обпирання балок на рівні колони $l = 4,1 \text{ м}$.

При обпиранні допоміжних балок на рівні поверху цю довжину необхідно зменшити на величину висоти цих балок, а при розташуванні обрізу фундаменту нижче нульової позначки додати величину, рівну відмітці обрізу. Розрахункова довжина колони дорівнює її геометричній довжині, тобто

$$l_{ef} = l = 4,1 \text{ м.}$$

По номограмі для зварного двотавра при $l_{ef} = 3,7 \text{ м}$ та $N = 928,53 \text{ кН}$, $\lambda = 40$, а відповідний коефіцієнт $\phi = 0,894$. $R_y = 240 \text{ МПа}$.

Необхідна площа перерізу колони

$$A_{Tp} = \frac{N}{\phi \gamma_c R_y} = \frac{928,53}{0,894 \cdot 240} \cdot 10 = 43,27 \text{ см}^2.$$

$$A_{Tp} = \frac{928,53}{0,894 \times 240} \cdot 10 = 43,27 \text{ см}^2.$$

Приймаємо двотавр №20К1, $A=52,82 \text{ см}^2$.

Перевіряємо стійкість:

$$A = 52,82 \text{ см}^2, \quad I_y = 1334 \text{ см}^4, \quad i_y = 5,03 \text{ см}, \quad i_x = 8,5 \text{ см}.$$

Визначаємо гнучкість елемента

$$\lambda_y = \frac{l_{ef}}{i_y} = \frac{370}{5,03} = 73,55,$$

$$\overline{\lambda}_y = 73,55 \cdot \sqrt{\frac{240}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,51,$$

коефіцієнт поздовжнього згину $\phi = 0,735$.

Виконуємо перевірку міцності

$$\frac{N}{\phi A} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{928,53}{0,735 \cdot 52,82} \cdot 10 = 239 \text{ МПа} < R_y = 240 \text{ МПа}.$$

Запас міцності

$$\frac{240-239}{240} 100\% = 0.41\% < 5\%, \text{ що допустимо за нормами.}$$

Отже остаточно приймаємо двотавр №20К1.

2.1.6 Розрахунок бази колони

Площа опорної плити визначається міцністю бетону фундаменту

$$N \leq \psi_{loc} f_{ed,loc} A_{loc,1}$$

де ψ_{loc} – коефіцієнт, що враховує характер передачі навантаження, при рівномірно розподіленому навантаженні $\psi_{loc} = 1$;

$f_{ed,loc}$ – міцність бетону з урахуванням впливу обойми, що підвищує

$$f_{ed,loc} = \alpha \phi_{loc,b} f_{ed},$$

де α – коефіцієнт, для бетону класу нижче С20/25, $\alpha = 1$;

f_{ed} – розрахунковий опір бетону на стиск, визначається залежно від класу бетону

$\phi_{loc,b}$ – коефіцієнт, який враховує вплив обойми

$$\phi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{A_{loc,2}}{A_{loc,1}}} \leq 2,5,$$

де $A_{loc,1}$ – площа опорної плити; $A_{loc,2}$ – площа ділянки, що примикає до майданчика, що зминається (площа підколонника), де $\alpha = 1$, $\phi_{loc,b} = 1,8$ (заздалегідь задаємося), а f_{ed} для бетону С8/10 дорівнює 6 МПа [10].

Приймаючи $\gamma_{b2} = 0,9$: $f_{ed,loc} = 1 \cdot 1,8 \cdot 6 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 8,75$ МПа, $A_{loc,1} = \frac{928,53}{8,75} \cdot 10 = 1061 \text{ см}^2$

При квадратній опорній плиті її сторона дорівнює:

$$L = \sqrt{1061} = 32,57 \text{ см.}$$

Приймаємо $L = 360$ мм по сортаменту, тоді $B = \frac{1061}{36} = 29,5$ см.

Оскільки переріз колони квадратний, приймаємо опорну плиту розміром - 360×360 мм. Її площа $A_{loc,1} = 36 \cdot 36 = 1296 \text{ см}^2$.

Приймаємо розмір підколонника 900×900 мм, тоді:

$A_{loc,2} = 90 \times 90 = 8100 \text{ см}^2$ і по формулі

$$\phi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{A_{loc,2}}{A_{loc,1}}} \leq 2,5,$$

де $A_{loc,1}$ – площа опорної плити; $A_{loc,2}$ – площа ділянки, що примикає до майданчика, що зминається (площа підколоники).

$$\phi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{8100}{1296}} = 1,84.$$

Уточнюємо $f_{ed,loc} = \alpha \phi_{loc,b} f_{ed}$,

$$f_{ed,loc} = 1 \cdot 1,84 \cdot 6 \cdot 0,9 \cdot 0,9 = 8,94.$$

Тиск під подошвою опорної плити

$$p = \frac{928,53}{1296} \cdot 10 = 7,16 < f_{ed,loc} = 8,94 \text{ МПа.}$$

Умова дотримується, розміри плити залишаємо без змін.

Для визначення товщини опорної плити визначаємо згинальні моменти, на окремих ділянках. Товщину траверси приймаємо 10 мм.

Ділянка 1. Плита, що опирається на чотири боки. Відношення більшої сторони до меншої

$$M = \alpha q a^2,$$

Коефіцієнт α визначається по таблиці, залежно від відношення більшої сторони пластинки до меншої (b / a , рис. 2.2), a – менший розмір пластини.

$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{175}{9,7} = 1,8, \text{ тоді } \alpha = 0,094.$$

$$M_1 = 0,094 \cdot 0,716 \cdot 9,7^2 = 6,33 \text{ кНсм}$$

де $q = p = 0,716 \text{ кН/см}$.

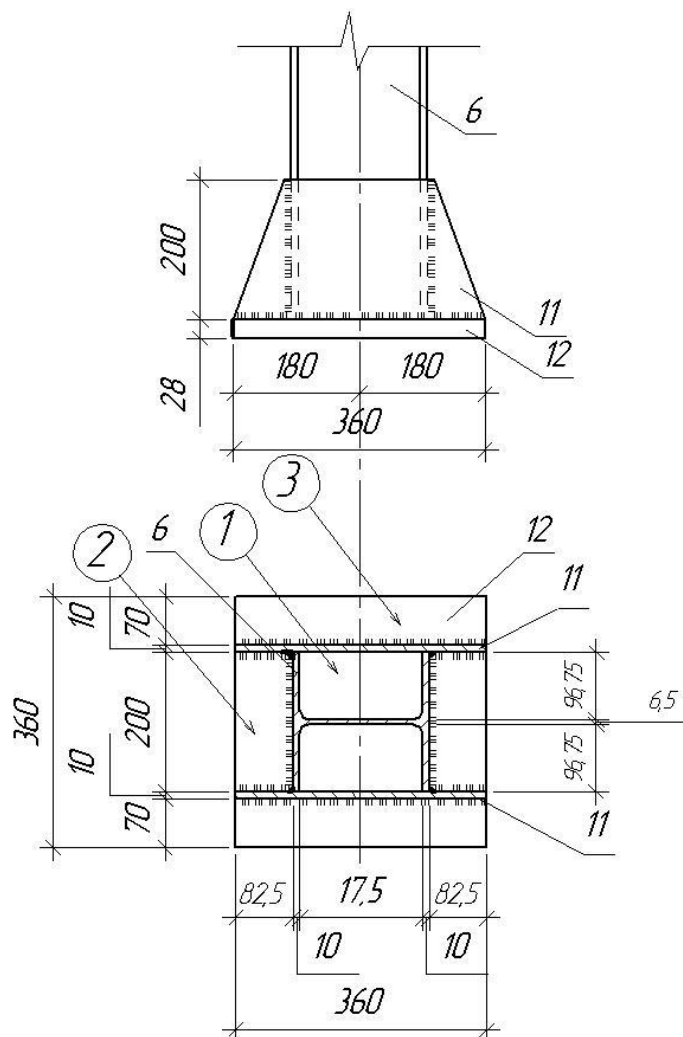


Рисунок 2.2 – База колони.

Ділянка 2. Плита, обперта по трьох сторонах. Відношення закріпленої сторони до вільної

$$M = \beta q a_1^2$$

де β – коефіцієнт, який визначається по таблиці. Залежно від відношення b_1 / a_1 ,

b_1 – розмір пластинки в напрямі від закріпленої сторони до вільного краю;

a_1 – розмір пластини, паралельний вільній кромці.

При відношенні $(b_1 / a_1) < 0,5$ ділянка пластини розраховується як консоль.

$$\frac{b_1}{a_1} = \frac{82,5}{200} = 0,41 < 0,5,$$

$$M_2 = 0,5 \cdot 0,716 \cdot 8,25^2 = 24,4 \text{ кНсм.}$$

Ділянка 3. Консольний звіс

$$M = 0,5 q c^2$$

де c – вільний звіс пластинки. Якщо пластина спирається на три боки і відношення $(b_1 / a_1) < 0,5$, то $c = b_1$.

$$M_3 = 0,5 \cdot 0,716 \cdot 7,0^2 = 17,54 \text{ кНсм.}$$

Найбільший момент на ділянці 2. Товщину плити визначаємо по формулі:

$$t \geq \sqrt{\frac{6 M_{max}}{R_y}}.$$

Товщина плити:

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 24,4}{220}} \times 10 = 2,58 \text{ см.}$$

Приймаємо товщину плити $t = 28 \text{ мм.}$

Висота траверси визначається за довжиною швів, якими траверси приварюється до стрижня колони:

$$h = l_w = \frac{N}{4 (\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c)},$$

Катет шва приймається максимальним залежно від товщини траверси і поясів стрижня.

Траверсу, ребра і стрижень колони приварюються до опорної плити. Зусилля на неї передається через ці шви.

$$h = l_w = \frac{928,54 \cdot 10^{-3}}{4 (1 \cdot 0,01 \cdot 180 \cdot 1 \cdot 1)} = 0,129 \text{ м},$$

Приймаємо висоту траверси 0,2м.

2.2 Розрахунок металевої рами

2.2.1 Збір навантажень на раму

Постійне навантаження

Постійне навантаження від ваги конструкцій покриття, що захищають і несуть, приймається рівномірно розподіленим по довжині ригеля. Розрахункове постійне навантаження визначене в табличній формі (таблиця. 2.4).

Таблиця 2.2 – Постійне навантаження на ригель поперечної рами

Конструкція покриття	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
1. Забарвлений металевий лист	0,12	1,05	0,126
2. Утеплювач	0,1	1,2	0,12
3. Пароізоляція з одного шару руберойду	0,05	1,3	0,07
4. Профілюваний настил завтовшки 1 мм	0,15	1,05	0,16
5. Стальні прогони суцільні	0,15	1,05	0,16
6. Собственный вага конструкцій покриття	0,35	1,05	0,37
Разом q_0	0,92		1,1

Погонне навантаження на ригель рами:

$$q = q_0 B = 1,1 \cdot 6 = 6,6 \text{ кН/м},$$

де q_0 – навантаження по таблиці, кН/м²;

B – ширина вантажної площі (крок рам), м.

Вага стійки рами:

$$G_B = 0,5 B L 0,2 0,35 \gamma_f,$$

де B – крок колон, м;

L – проліт будівлі, м;

γ_f – коефіцієнт надійності по навантаженню, $\gamma_f = 1,05$.

$$G_B = 0,5 \cdot 6 \cdot 40 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 1,05 = 44,1 \text{ кН}.$$

Таблиця 2.3 – Навантаження від маси стінних конструкцій, що захищають

Обгороджування	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності по навантаженню, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Панелі «Сендвіч»	0,3	1,05	0,315

Схема завантаження рами постійним навантаженням наведена на рисунку 2.3.

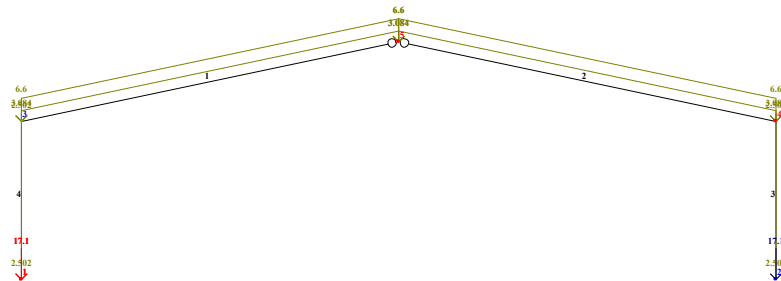


Рисунок 2.3 – Схема завантаження рами

Снігове навантаження

Для заданого району будівництва снігове навантаження складає $S_0 = 1,35 \text{ кПа} = 1350 \text{ Н/м}^2$

При статичному розрахунку снігове навантаження умовно приймається рівномірно розподіленим по довжині ригеля:

$$S = S_0 \gamma_f \mu B,$$

де S_0 – вага снігового покриву;

γ_f при $q_0^H/S_0 \leq 0$, приймається рівним 1,6;

μ - коефіцієнт враховує конфігурацію покрівлі будівлі, для будівлі з ухилом не більше 25° $\mu=1$

$$S=1,35 \cdot 1,04 \cdot 1 \cdot 6=8,42 \text{ кН/м.}$$

Схема завантаження рами сніговим навантаженням наведена на рисунку 2.4.

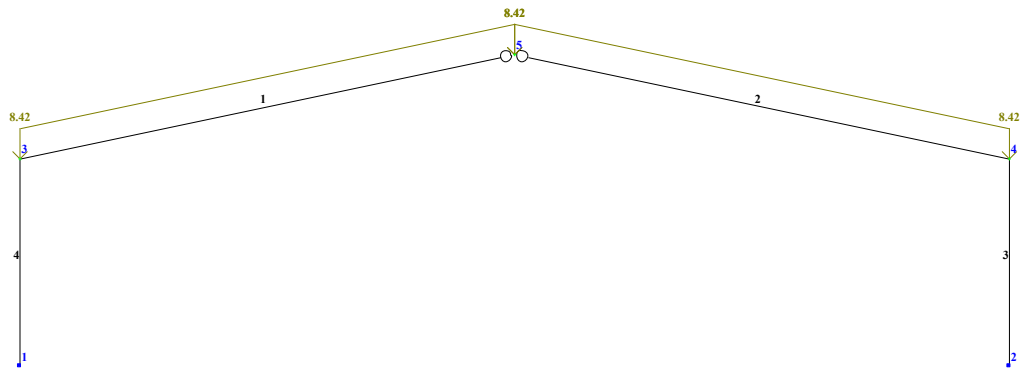


Рисунок 2.4 – Снігове навантаження рами.

Вітрове навантаження

Вітрове навантаження на будівлі і споруди визначається як сума статичної і динамічної складових [7]. Статична складова відповідає сталому швидкісному натиску і повинна враховуватися в усіх випадках. Для виробничих будівель заввишки до 36 м при відношенні висоти до прольоту менше 1,5 динамічну складову вітрового навантаження допускається не враховувати [7].

Статична складова вітру викликає тиск на будівлю з навітряного боку і відсмоктування з протилежною.

Розрахунковий тиск вітру на 1 м^2 поверхні :

$$\omega = \gamma_f \omega_0 c_k,$$

де $\gamma_f=1,4$ – коефіцієнт надійності для вітрового навантаження;

ω_0 – нормативний швидкісний натиск вітру, що приймається по нормах;

$$\omega_0 = 0,43 \text{ кПа;}$$

c – аеродинамічний коефіцієнт:

$c=0,8$ для активного тиску і $c=0,6$ для відсмоктування;

k – коефіцієнт що враховують зміну швидкісного натиску залежно від висоти будівлі і типу місцевості.

$$\omega_{\pi} = \gamma_f \omega_{0c} k = 1,4 \cdot 0,43 \cdot 0,6 \cdot 1 = 0,38 \text{ кН/м}^2;$$

$$\omega_a = \gamma_f \omega_{0c} k = 1,4 \cdot 0,43 \cdot 0,8 \cdot 1 = 0,51 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахунковий погонний тиск вітру на раму: $\omega_a = \omega_a B$ – "активне", з навітряної сторони; $\omega_{\pi} = \omega_{\pi} B$ – "пасивне", (відсмоктування).

$$\omega_a = 0,51 \cdot 6 = 3,06 \text{ кН/м}$$

$$\omega_{\pi} = 0,38 \cdot 6 = 2,28 \text{ кН/м}$$

Схема завантаження рами вітровим навантаженням наведена на рисунку 2.5

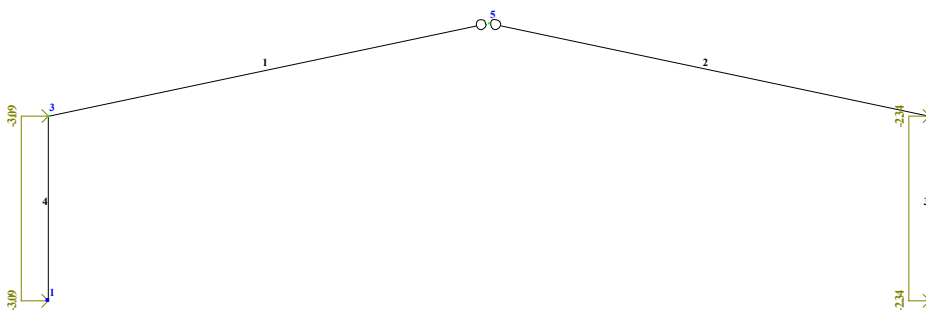


Рисунок 2.5 – Вітрове навантаження рами.

2.2.2 Статичний розрахунок рами

Для того, щоб скористатися програмою необхідно ввести значення жорсткості. Осьова жорсткість ригеля:

$$EA_r = 2EA_f = 4EJ_r/h_r^2 = 4 \cdot 189,29 \cdot 10^4 / 2,9^2 = 90,03 \cdot 10^4 \text{ кН}$$

де EA_f – площа перерізу поясів балки.

Згинальну і осьову жорсткості стійки можна приблизно визначити по формулах:

$$EJ_n = E(R_r + 2D_{\max})h_n^2/(K_2R_y) = 2,06 \cdot 10^4 \cdot (683,71 + 2 \cdot 429,91) \cdot 1,25^2 / (3,5 \cdot 33,5) = 42,37 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

$$EA_n = 4EJ_n/h_n^2 = 4 \cdot 42,37 \cdot 10^4 / 1,25^2 = 108,47 \cdot 10^4 \text{ кН}$$

де R_r – опорна реакція ригеля від розподіленого навантаження

$$R_r = (q + p)l/2 = (18,576 + 38,4) \cdot 24/2 = 683,71 \text{ кН};$$

h_n – висота перерізу нижньої ділянки колони $h_n = 1,25 \text{ м};$

K_2 – коефіцієнт, залежний від кроку колон, $K_2 = 3,5$.

Ми розглядатимемо 3 завантаження, це завантаження 1 - постійне навантаження, завантаження 2 - снігове навантаження і завантаження 3 - вітрове навантаження. Розрахунок вестимемо від їх найнебезпечніших поєднань. Перерізи рами, які ми будемо розраховувати зображені на рисунку 2.6.

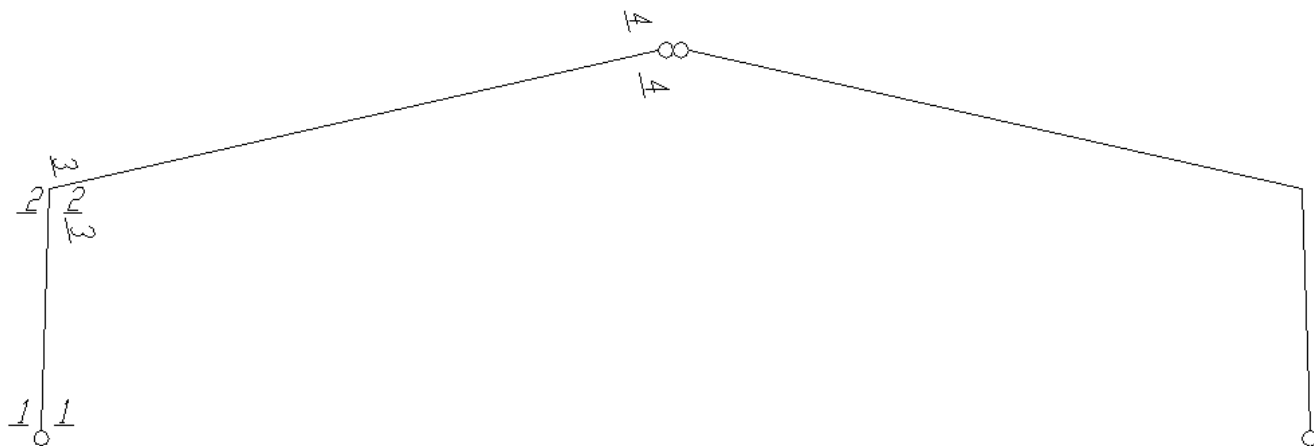


Рисунок 2.6 - Розрахункові перерізи рами.

Результати розрахунку програми Ліра-САПР представлені в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 - Зусилля (напруження) в елементах

	1-1	1-2	2-1	2-2	3-1	3-2	4-1	4-2
	1	1	3	3	3	3	5	5
	2	2	2	2	4	4	4	4
1. Завантаження 1 (Постійне навантаження)								
N	- 133,9	- 133,9	-106	-132,92	-107,14	-134,06	- 134,04	- 134,04
M	-	870,24	-	- 870,24	-	-870,24	-	- 870,24
Q	108,78	108,78	24,63	-109,96	19,12	- 108,75	- 108,78	- 108,78
2. Завантаження 2 (Снігове навантаження)								
N	- 389,53	- 389,53	- 308,38	- 386,7	- 311,68	- 389,99	- 389,93	-389,93
M	-	2531,6	-	- 2531,6	-	- 2531,6	-	-2531,6
Q	316,45	316,45	71,66	- 319,9	55,61	- 316,38	- 316,45	- 316,45
3. Завантаження 3 (Вітрове навантаження)								
N	12,5	12,5	0	0	- 4,8	- 4,8	- 12,5	-12,5
M	-	- 259,39	-	259,39	-	- 228,15	-	- 228,15
Q	- 54,42	-10,4	12,71	12,71	- 11,75	- 11,75	- 45,12	- 45,12

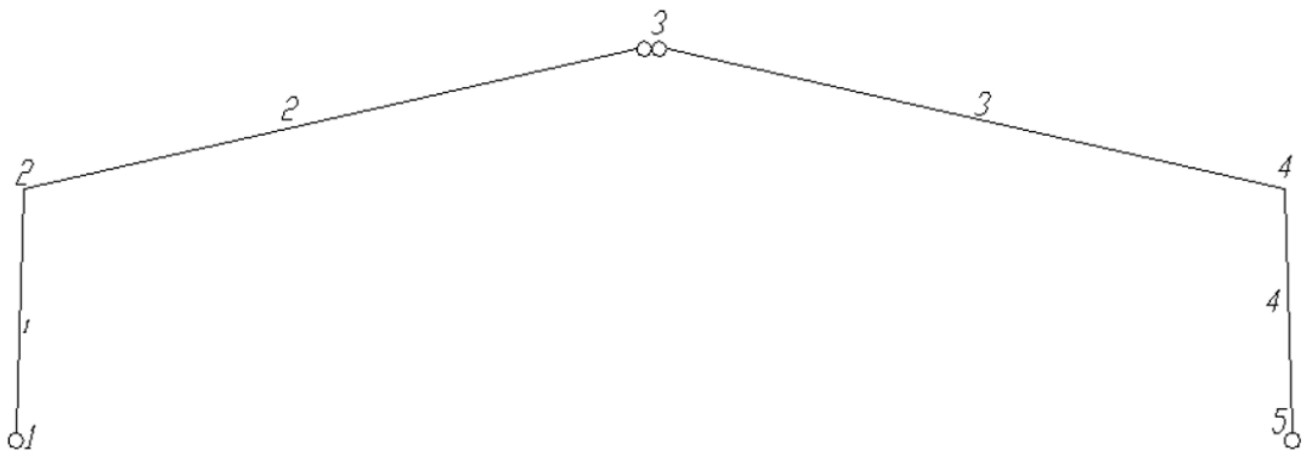


Рисунок 2.7 – Позначення вузлів і елементів.

Епюри поздовжніх сил N , поперечних сил Q , і моментів M для трьох завантажень, побудовані програмою Ліра-САПР та зображені на рисунках 2.8-2.16.

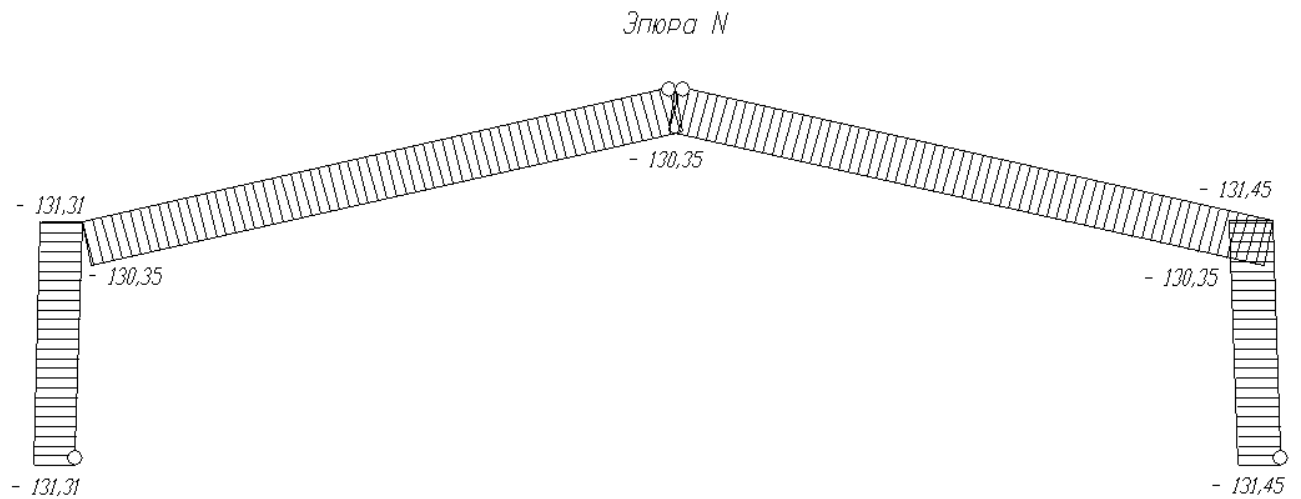


Рисунок 2.8 – Епюра N для завантаження 1.

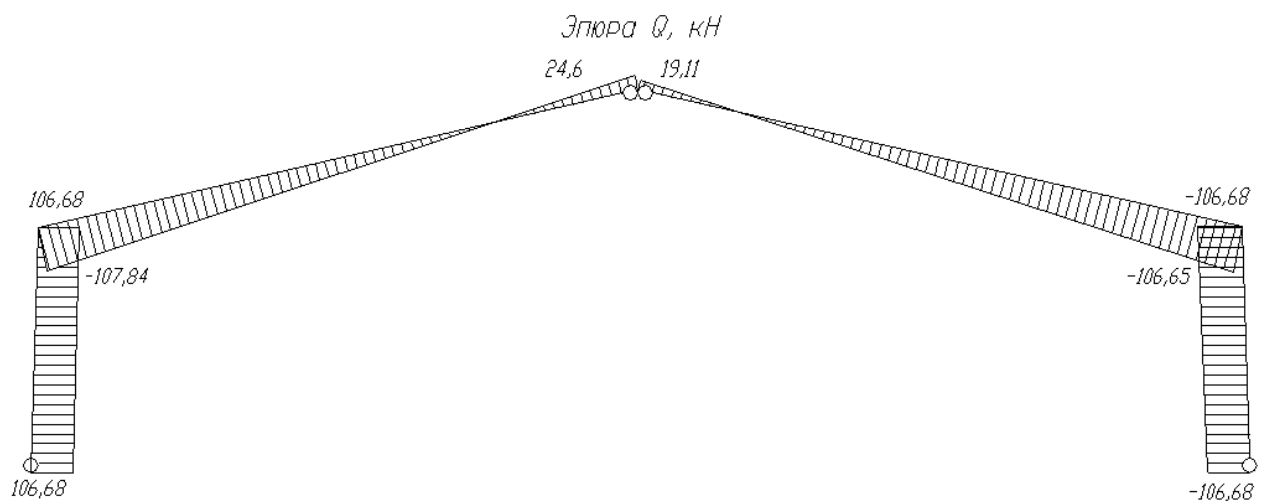


Рисунок 2.9 – Епюра Q для завантаження 1.

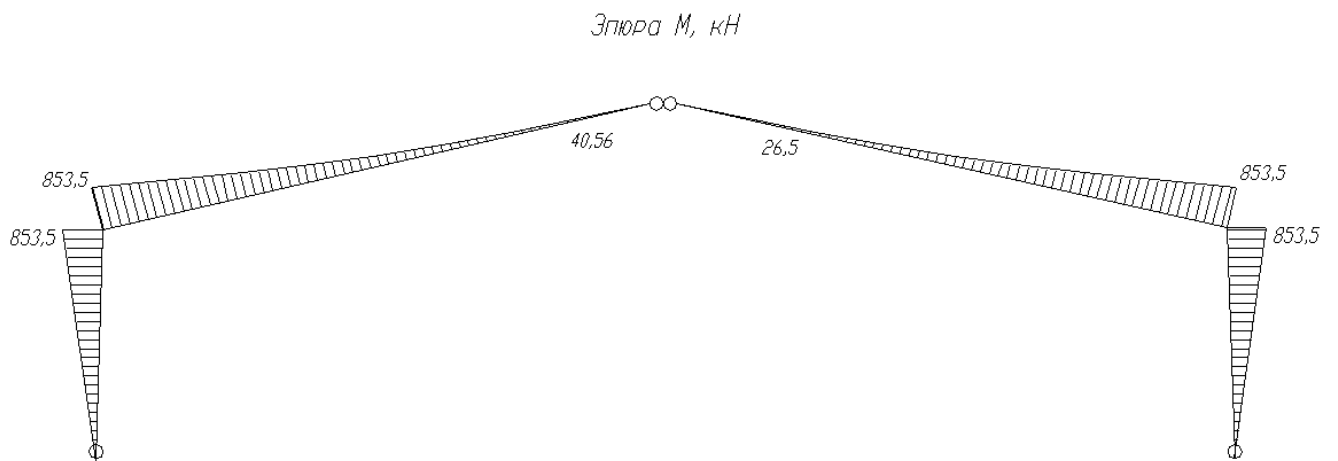


Рисунок 2.10 – Епюра M для завантаження 1.

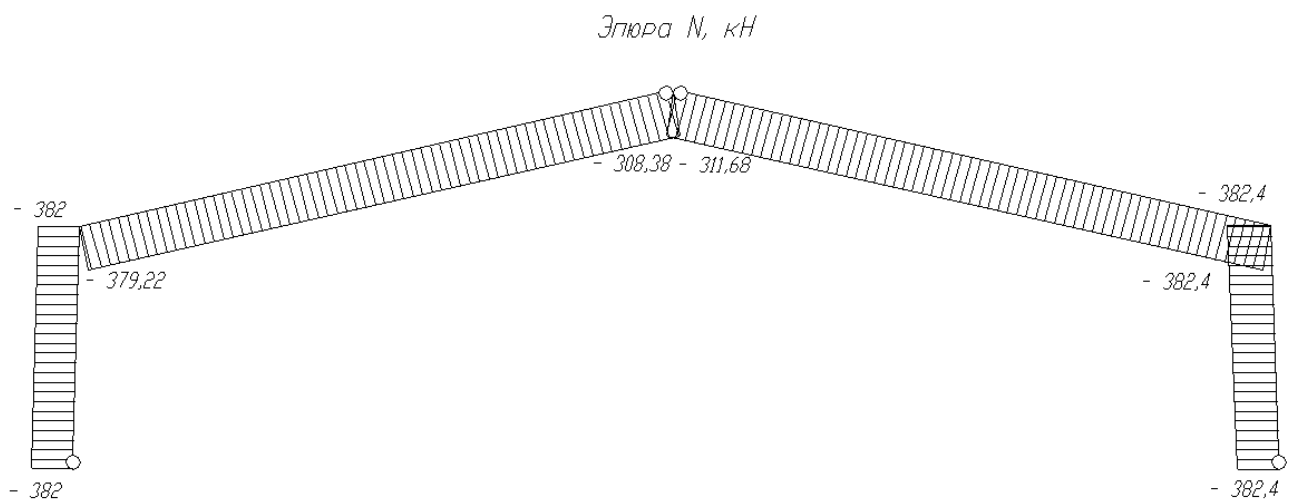


Рисунок 2.11 – Епюра N для завантаження 2.

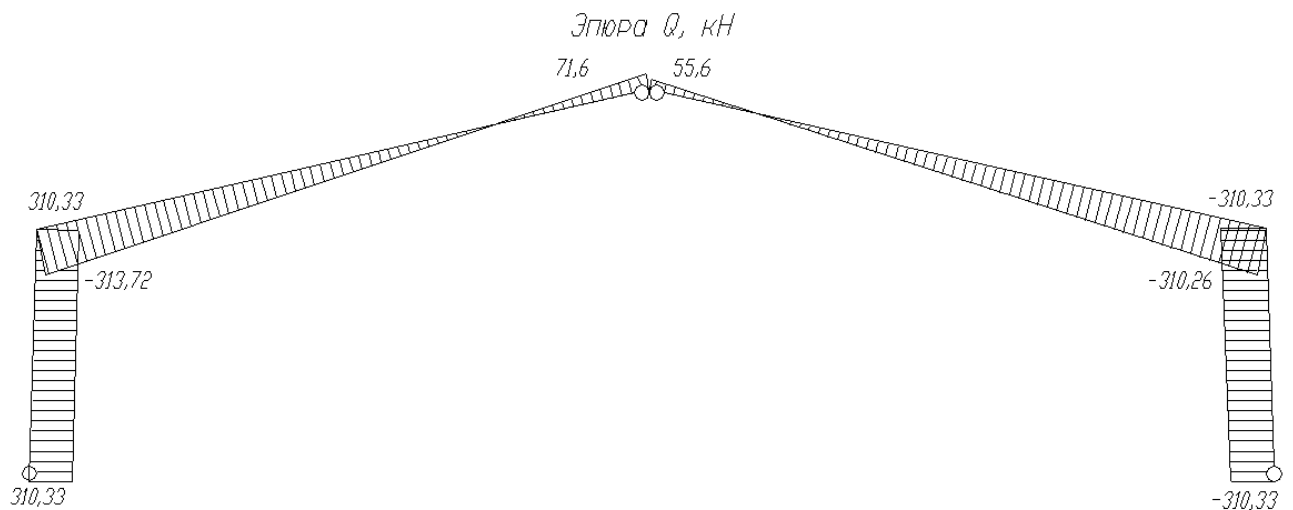


Рисунок 2.12 – Епюра Q для завантаження 2.

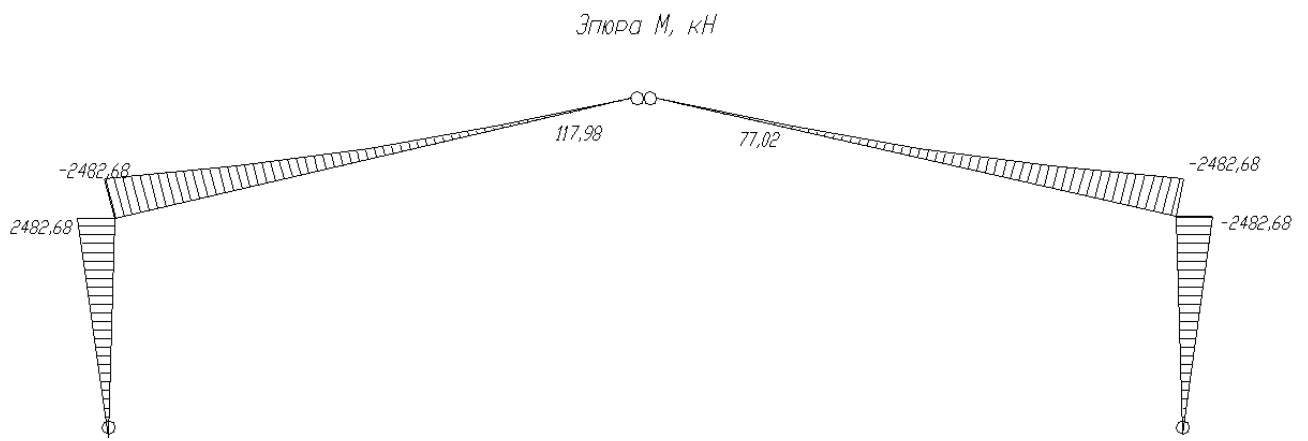


Рисунок 2.13 – Эпюра M для завантаження 2.

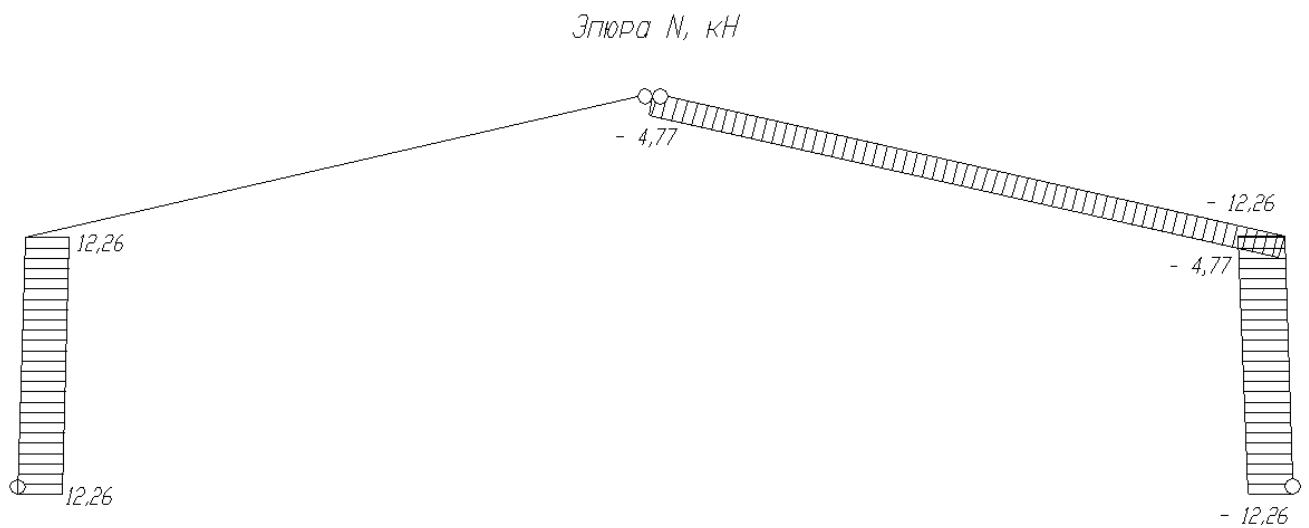


Рисунок 2.14 – Эпюра N для завантаження 3.

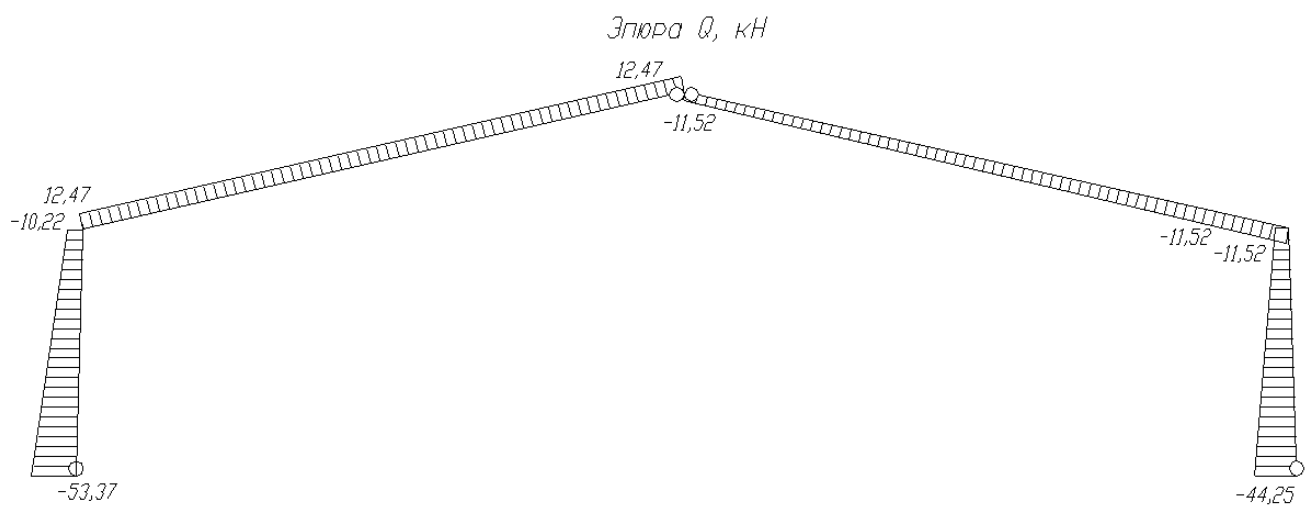


Рисунок 2.15 – Эпюра Q для завантаження 3.

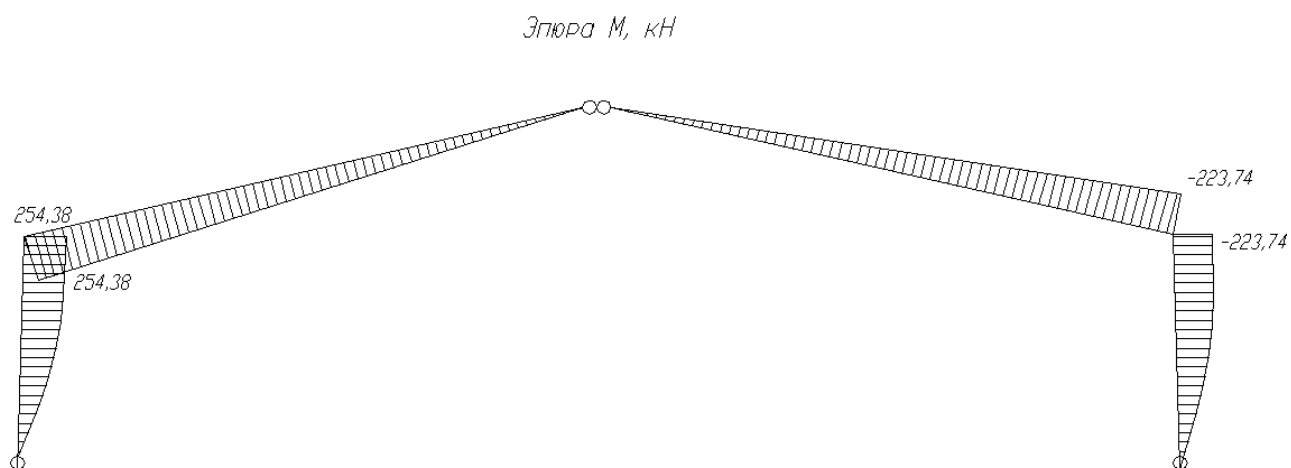


Рисунок 2.16 – Епюра M для завантаження 3.

Для того, щоб визначити самі несприятливі поєднання навантажень на раму, стосовно кожного з чотирьох перерізів, необхідно розглянути усі завантаження і виявити ці поєднання. Спершу складемо таблицю зусиль в розрахункових перерізах балки (табл. 2.5).

Таблиця 2.5 – Зусилля в розрахункових перерізах рами

№	Вид завантаження	Переріз 1-1			Переріз 2-2			Переріз 3-3			Переріз 4-4		
		M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q	M	N	Q
1	Постійне навантаження	0	-131,3	106,6	853,4	-131,3	106,6	-853,4	-130,3	-107,8	0	-130,3	24,6
2	Снігове навантаження	0	-382	310,3	2483	-382	310,3	-2483	-379,2	-313,7	117,9	-308,3	71,6
3	Вітрове навантаження ліворуч	0	12,26	-53,4	-254,3	12,26	-10,22	254,4	0	12,47	0	0	12,47
4	Вітрове навантаження справа	0	-12,26	-44,24	-223,7	-12,26	-11,5	-223,7	-4,7	-11,6	0	-4,7	-11,5

Далі у формі таблиці 2.6 складаємо несприятливі поєднання навантажень.

Таблиця 2.6 – Несприятливі поєднання навантажень

№	Поєднання зусиль			Переріз 1-1			Переріз 2-2			Переріз 3-3			Переріз 4-4		
				М	N	Q	М	N	Q	М	N	Q	М	N	Q
1	+M _{max} ; N-відп.	1	№ зав.	-			1,2			-			-		
			зусилля	-	-	-	33 36, 4	51 3,3	41 6,9	-	-	-	-	-	-
		0.9	№ зав.	-			1,2,4			-			-		
			зусилля	-	-	-	31 12, 7	- 52 5,6	40 5,4	-	-	-	-	-	-
2	- M _{max} ; N-відп.	1	№ зав.	-			-			1,2			-		
			зусилля	-	-	-	-	-	-	- 33 36	50 9	42 0	-	-	-
		0.9	№ зав.	-			-			1,2,4			-		
			зусилля	-	-	-	-	-	-	- 35 60	- 51 4	- 43 2	-	-	-
3	N _{max} ; +M-відп.	1	№ зав.	-			1,2			-			-		
			зусилля	-	-	-	33 36, 4	51 3,3	41 6,9	-	-	-	-	-	-
		0.9	№ зав.	-			1,2,4			-			-		
			зусилля	-	-	-	31 13	- 52 5,6	40 5,4	-	-	-	-	-	-
4	N _{max} ; - M-відп.	1	№ зав.							1,2			-		
			зусилля							- 33 36	50 9	42 0	-	-	-

		0,9	№ зав.							1,2,4			-		
			зусилля							- 35 60	- 51 4	- 43 2	-	-	-
7	Q _{max}	0,9	№ зав.	1,2,4			1,2,4			1,2,4			1,2,4		
			зусилля	0	- 52 5	37 2	31 13	- 52 5,6	40 5,4	- 35 60	- 51 4	- 43 2	11 8	44 3	87

2.2.3 Обрання сталі

Вибираємо сталь Сталь С345 для усіх конструкцій:

$$R_y = 335000 \text{ кН/м}^2;$$

$$R_u = 460000 \text{ кН/м}^2.$$

2.2.4. Конструктивний розрахунок рами

Визначимо необхідну площу перерізу 1-1

$$A_{тр} = (N \cdot \gamma_n) / (\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c) = (525 \cdot 0,95) / (0,493 \cdot 33,5 \cdot 1) = 30,2 \text{ см}^2$$

$$\lambda = 100, \text{ т.к. } N < 3000 \text{ кН } \varphi = 0,493$$

$$i_{тр} = l_0 / \lambda = 840 / 100 = 8,4 \text{ см}$$

$$b_{тр} = i_{тр} / a_2 = 8,4 / 0,24 = 35 \text{ см}$$

$$\lambda = \lambda \cdot \sqrt{(R_y / E)} = 100 \cdot \sqrt{(33,5 / 20600)} = 4,03$$

$$\sqrt{(E / R_y)} = \sqrt{(20600 / 33,5)} = 24,8$$

$$t_w = h / [(1,2 + 0,35 \cdot \lambda) \cdot (\sqrt{(E / R_y)})] = 35 / [(1,2 + 0,35 \cdot 4,03) \cdot 24,8] = 0,54$$

$$t_f = b / [2 \cdot (0,36 + 0,1 \cdot \lambda) \cdot (\sqrt{(E / R_y)})] = 35 / [2 \cdot (0,36 + 0,1 \cdot 4,03) \cdot 24,8] = 0,92$$

$$\text{Приймаємо полицю } 35 \cdot 2 \cdot 1 = 70 \text{ см}^2, \text{ стінку } 35 \cdot 0,6 = 21 \text{ см}^2 \quad 21 + 70 = 91 \text{ см}^2$$

Перевірка напруження для підбраного перерізу

$$\mathfrak{I}_y = 2 \cdot 1 \cdot 35^3 / 12 = 7145 \text{ см}^4$$

$$i_y = \sqrt{(7145 / 91)} = 8,9$$

$$\lambda = 840 / 8,9 = 94,38$$

$$\varphi = 0,637$$

$$\sigma = N / (\varphi \cdot A) = 525 / (0,637 \cdot 91) = 9,05 \text{ кН/см}^2 \leq R_y = 33,5 \text{ кН/см}^2$$

Підібраний переріз задовольняє вимогам загальної стійкості.

Перевірка місцевої стійкості стінки

$$\lambda = \lambda \cdot \sqrt{(R_y / E)} = 95 \cdot (33,5 / 20600) = 3,83$$

$$h_0 / t_w = 35 / 0,6 = 58 \leq (0,36 + 0,8 \cdot \lambda^2) \cdot (\sqrt{(E / R_y)}) =$$

$$= (0,36 + 0,8 \cdot 3,83^2) \cdot (\sqrt{(20600 / 33,5)}) = 299$$

Стінка стійка.

Перевірка місцевої стійкості полиці

$$b_0 / t_f = 15 / 1 = 15 \leq (0,36 + 0,1 \cdot \lambda) \cdot ((E / R_y)) =$$

$$= (0,36 + 0,1 \cdot 3,83) \cdot ((20600 / 33,5)) = 18,4$$

Стінка і полиця задовольняють умовам стійкості.

Робимо перевірку з урахуванням власної ваги колони.

$$G_k = (2 \cdot \rho \cdot b_f \cdot t_f \cdot l + \rho \cdot h_w \cdot t_w \cdot l) = (2 \cdot 7,85 \cdot 10^3 \cdot 0,35 \cdot 0,01 \cdot 8,4 + 7,85 \cdot 10^3 \cdot 0,975 \cdot 0,006 \cdot 8,4) = 847,33 \text{ кг} = 0,847 \text{ кН}, \text{ з урахуванням коефіцієнта надійності} -$$

$$0,889 \text{ кН}.$$

$$N_{\text{повн}} = N + G_k = 525 + 0,889 = 525,889 \text{ кН}$$

$$\sigma = N_{\text{повн}} / (\varphi \cdot A) = 525,889 / (0,637 \cdot 91) = 9,07 \text{ кН/см}^2 \leq R_y = 33,5 \text{ кН/см}^2$$

Визначимо необхідну площу перерізу 2-2

$$N_{\text{розр}} = +M/h_b + N/2 = 3336/0,5 + 513/2 = 6929 \text{ кН};$$

$$N_m = M/h_b = 3336/0,5 = 6672 \text{ кН}.$$

Підбір перерізу і перевірки верхньої частини колони.

$$A_{\text{тр}} = N/R_y(1,25 + 2,2(e_x/h_b)),$$

$$\text{де } e_x = M_x/N = 3336/513 = 6,5 \text{ м}; h_b = 0,5 \text{ м}.$$

$$A_{\text{тр}} = 6929/33,5 \cdot (1,25 + 2,2(6,5/500)) = 161,8 \text{ см}^2.$$

$$t_w = h/[(1,2 + 0,35 \cdot \lambda) \cdot ((E / R_y))] = 35/[(1,2 + 0,35 \cdot 4,03) \cdot 24,8] = 0,54$$

$$t_f = b/[2 \cdot (0,36 + 0,1 \cdot \lambda) \cdot ((E / R_y))] = 35/[2 \cdot (0,36 + 0,1 \cdot 4,03) \cdot 24,8] = 0,92$$

Приймаємо полицю $35 \cdot 2 \cdot 1 = 70 \text{ см}^2$, стінку $160 \cdot 0,6 = 95 \text{ см}^2$,
 $70 + 95 = 165 \text{ см}^2$.

Перевірка перерізу по напруженням

$$J_y = 2 \cdot 1 \cdot 160^3 / 12 = 682666 \text{ см}^4$$

$$i_y = \sqrt{(682666 / 165)} = 64,3$$

$$\lambda = 840 / 64,3 = 13,06$$

$$\varphi = 0,967$$

$$\sigma = N / (\varphi \cdot A) = 525 / (0,967 \cdot 165) = 3,2 \text{ кН/см}^2 \leq R_y = 33,5 \text{ кН/см}^2$$

Підібраний переріз задовольняє вимогам загальної стійкості.

Перевірка місцевої стійкості стінки

$$\lambda = \lambda \cdot \sqrt{(R_y / E)} = 95 \cdot (33,5 / 20600) = 3,83$$

$$h_0 / t_w = 160 / 0,6 = 266 \leq (0,36 + 0,8 \cdot \lambda^2) \cdot (\sqrt{(E / R_y)}) =$$
$$= (0,36 + 0,8 \cdot 3,83^2) \cdot (\sqrt{(20600 / 33,5)}) = 299$$

Стінка стійка.

Перевірка місцевої стійкості полиці

$$b_0 / t_f = 15 / 1 = 15 \leq (0,36 + 0,1 \cdot \lambda) \cdot (\sqrt{(E / R_y)}) =$$
$$= (0,36 + 0,1 \cdot 3,83) \cdot (\sqrt{(20600 / 33,5)}) = 18,4$$

Стінка і полиця задовольняють умовам стійкості.

Робимо перевірку з урахуванням власної ваги колоні.

$$G_k = (2 \cdot \rho \cdot b_f \cdot t_f \cdot l + \rho \cdot h_w \cdot t_w \cdot l) = (2 \cdot 7,85 \cdot 10^3 \cdot 0,35 \cdot 0,01 \cdot 8,4 + 7,85 \cdot 10^3 \cdot 0,975 \cdot 0,006 \cdot 8,4) = 847,33 \text{ кг} = 0,847 \text{ кН}, \text{ з урахуванням коефіцієнта надійності} -$$
$$0,889 \text{ кН}.$$

$$N_{\text{повн}} = N + G_k = 525 + 0,889 = 525,889 \text{ кН}$$

$$\sigma = N_{\text{повн}} / (\varphi \cdot A) = 525,889 / (0,637 \cdot 91) = 9,07 \text{ кН/см}^2 \leq R_y = 33,5 \text{ кН/см}^2$$

Оскільки місцева стійкість стінки і полиць забезпечена ми ставимо поперечні ребра жорсткості конструктивно, але не менше 2-х на елемент, з кроком 2 метри.

Визначаємо висоту перерізу 3 - 3 ригеля рами

Оптимальна висота

$$h_{\text{опт}} = k_2^3 \lambda_w \cdot W_{\text{тр}},$$

де $\lambda_w = h_w / t_w$ – гнучкість стінки, k_2 – коефіцієнт, залежний від конструктивного оформлення ригеля, в нашому випадку, для зварних рівний 1,15.

$W_{\text{тр}}$ – момент опору, визначаємо залежно від умови роботи балки, в нашому випадку з урахуванням розвитку пружно-пластичних деформацій

$$W_{\text{тр}} = (\gamma_n \cdot M_{\text{max}}) / (c \cdot R_y \cdot \gamma_c) = (0,95 \cdot 3560,5 \cdot 10^3) / (1,12 \cdot 335 \cdot 1) = 9015,1 \text{ см}^3$$

c_1 – коефіцієнт, що враховує розвиток пластичних деформацій, для складених балок $c = 1,12$

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$.

γ_c – коефіцієнт умов роботи. $\gamma_c = 1$.

Знаходимо орієнтовні геометричні розміри стінки.

$$h \approx 1 / 10 \dots 1 / 8 L \approx 200 \dots 225 \text{ см}$$

$$t_w \approx 7 + 3 \cdot h / 1000 \approx 7 + 3 \cdot 2000 / 1000 \approx 13 \approx 14 \text{ мм}$$

$$\lambda_w = h_w / t_w = 2000 / 14 = 143$$

$$h_{\text{опт}} = 1,15 \cdot \sqrt[3]{143 \cdot 9015,1} = 125,1 \text{ см.} = 126 \text{ см.}$$

Мінімальну висоту визначаємо з умов жорсткості.

Мінімальна висота балки забезпечує необхідну жорсткість при повному використанні здатності матеріалу, що несе.

$$\begin{aligned} h_{\text{min}} &= (l^2 \cdot R_y \cdot \gamma_c / 5 \cdot E \cdot f_u) \cdot (M_{\text{max}}^n / M_{\text{max}}) = \\ &= (20^2 \cdot 10^4 \cdot 33,5 \cdot 1 / 5 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot [1000 / 400]) \cdot (3336 / 3560) = 208,5 \text{ см.} \end{aligned}$$

$$[f / l] = [1 / 400] \quad f_u = l / 400 \text{ – допустимий відносний прогин балки.}$$

Вибір висоти балки

Закономірності зміни висоти балки показують, що найдоцільніше приймати висоту балки близької до $h_{\text{опт}}$, визначеною з економічних міркувань, і не меншою h_{min} , встановленою з умови допустимого прогину балки. Тому приймаємо висоту стінки рівною 210 см, щоб вона була кратна 100 мм

Визначення товщини стінки балки

$$t_w^I \geq k \cdot (Q / (h_w \cdot R_s)) = 1,5 \cdot (432 / (210 \cdot 18,5)) = 0,26 \text{ см}$$

де k - коефіцієнт, що враховує область роботи сталі, $k = 1,5$.

$$R_s = 0,58 \cdot R_{yn} / \gamma_m = 0,58 \cdot 33,5 / 1,05 = 18,5 \text{ кг/см}^2.$$

Уніфікуємо товщину стінки і з умови стійкості стінки, місцевої стійкості стінки (без додаткових укріплень) приймаємо її рівною 6 мм.

Визначення розміру поясних листів

Мінімальна необхідна площа перерізу одного поясу балки:

$$A_f = W_{тр} / h - (t_w \cdot h) / 6 = 9015,1 / 210 - (0,6 \cdot 210) / 6 = 21,9 \text{ см}^2$$

Також повинна виконуватися умова: $180 \text{ мм} \leq b_f \leq 400 \text{ мм}$.

$$b_f = (1 / 3 \dots 1 / 5) \cdot h = 70 \dots 32 \text{ см.}$$

Приймаємо $b_f = 35 \text{ см}$.

$$t_f \leq 3 \cdot t_w \quad t_f = (2 \dots 2,5) \cdot t_w$$

$$t_f = A_f / b_f = 21,9 / 35 = 0,62$$

Уніфікуємо і приймаємо $t_f = 0,8 \text{ см}$.

Врахуємо повну висоту балки:

$$h = h_w + 2 \cdot t_f = 210 + 2 \cdot 0,8 = 211,6 \text{ см.}$$

Визначаємо геометричні характеристики отриманого перерізу:

$$\begin{aligned} \mathfrak{I}_x &= 2 \cdot \mathfrak{I}_{x1} + 2 \cdot A_1 \cdot (h_w / 2 + t_f / 2)^2 + \mathfrak{I}_{x2} = \\ &= 2 \cdot b_f \cdot t_f^3 / 12 + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot (h_w / 2 + t_f / 2)^2 + t_w \cdot h_w^3 / 12 + 0 = \\ &= 2 \cdot 35 \cdot 0,8^3 / 12 + 2 \cdot 35 \cdot 0,8 \cdot (210 / 2 + 0,8 / 2)^2 + 0,6 \cdot 210^3 / 12 + 0 = \\ &1085166 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

$$W_x = \mathfrak{I}_x \cdot 2 / h = 1085166 \cdot 2 / 211,6 = 10256,7 \text{ см}^3$$

$$W_x > W_{тр} \quad 10256,7 > 9015,1$$

Перевірка на міцність

$$\sigma = (\gamma_n \cdot M_{\max}^I) / (W_x \cdot c) \leq R_y \cdot \gamma_c$$

M_{\max}^I - розрахунковий момент, визначений з урахуванням власної ваги запроєктованої балки.

$$A = 2 \cdot A_f + A_w = 2 \cdot 0,8 \cdot 35 + 210 \cdot 0,6 = 182 \text{ см}^2$$

$$G = A \cdot L \cdot \rho = 0,0182 \cdot 20 \cdot 7,85 \cdot 10^3 = 2,8574 \text{ кН}$$

$$\sigma = (0,95 \cdot 3560 \cdot 10^3) / (10256,7 \cdot 1,12) = 294400 \text{ кН/м}^2.$$

$$R_y \cdot \gamma_c = 335 \cdot 1 = 335000 \text{ кН/м}^2.$$

$$294,4 \leq 335, \text{ умова } \sigma \leq R_y \cdot \gamma_c \text{ задовольняється!}$$

Перевірку прогину балки робити не треба, оскільки прийнята висота перерізу більше мінімальною і регламентований прогин буде забезпечений.

Перевірка загальної стійкості

Спочатку визначаємо необхідність проведення такої перевірки.

$$l_{ef} / b_f \leq [0,35 + 0,0032 \cdot (b_f / t_f) + (0,76 - 0,02 \cdot (b_f / t_f)) \cdot (b_f / h_{ef})] \cdot \sqrt{(E / R_y)} =$$

$$= [0,35 + 0,0032 \cdot (35 / 0,8) + (0,76 - 0,02 \cdot (35 / 0,8)) \cdot (35 / 211,6)] \cdot$$

$$\sqrt{(2,06 \cdot 10^4 / 33,5)} = 11,67$$

$$l_{ef} / b_f = 2000 / 35 = 57,2 \quad 57,2 > 11,67$$

Умова не виконується, тому ми робимо цю перевірку

$$\sigma = M_{\max} / (\varphi_b \cdot W_x) \leq R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n$$

$$\sigma = 3560 / (0,06 \cdot 10256,7) = 5,78 \leq R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n = 33,5 \cdot 1 / 0,95 = 35,26$$

$$\varphi_b = \varphi_1 = 0,20$$

$$\varphi_1 = \psi \cdot (\Im_y / \Im_x) \cdot (h / l_{ef})^2 \cdot (E / R_y) = 0,30$$

$$\psi = 1,6 + 0,08 \cdot \alpha = 1,6 + 0,08 \cdot 1,37 = 1,9 \text{ (табл. 77 СНиП II-23-81.)}$$

$$\alpha = 8 \cdot ((l_{ef} \cdot t_f) / (h_{ef} b_f))^2 \cdot (1 + (a \cdot t_w^3) / (b_f \cdot t_f^3)) =$$

$$= 8 \cdot ((2000 \cdot 0,8) / (211,6 \cdot 35))^2 \cdot (1 + (50 \cdot 0,6^3) / (35 \cdot 0,8^3)) = 0,59$$

$$\Im_y = 2 \cdot 0,8 \cdot 35^3 / 12 + 210 \cdot 0,6^3 / 12 = 5720,4 \text{ см}^4$$

$$\varphi_1 = 1,9 \cdot (5720,4 / 1085166) \cdot (210 / 2000)^2 \cdot (2,06 \cdot 10^4 / 33,5) =$$

$$= 0,06$$

Умова $\sigma \leq R_y \cdot \gamma_c / \gamma_n$ виконується! Загальна стійкість балки забезпечена.

Перевірка місцевої стійкості стислого поясу балки

При призначенні розмірів поясних листів повинна виконуватися умова стійкості поясних листів: $b_{cf} / t_f \leq 0,5 \cdot \sqrt{E / R_y}$

$$b_{cf} = (b_f - t_w) / 2 = (35 - 0,6) / 2 = 17,2 \text{ см.}$$

$$b_{cf} / t_f = 17,2 / 0,8 = 21,5 \leq 0,5 \cdot \sqrt{E / R_y} = 24,7$$

Умова виконується, отже, місцева стійкість стислого поясу забезпечена.

Перевірка місцевої стійкості стінки балки

Необхідно вирішити питання про зміцнення стінки балки парними або поперечними ребрами жорсткості. Якщо виконується умова $\lambda_w > 3.2$, то необхідно встановлювати поперечні ребра жорсткості з кроком не більше $2h_{ef}$.

Спочатку визначаємо необхідність встановлювати ребра жорсткості.

$$\lambda_{ef} = (h_w / t_w) \cdot (\sqrt{R_y / E}) = (210 / 0,6) \cdot (\sqrt{33,5 / 2,06 \cdot 10^4}) = 14,1 > 3,2,$$

тобто потрібно встановлювати ребра жорсткості.

Ребра жорсткості розставляємо з кроком не більше $2 \cdot h_{ef}$, в нашому випадку не більше $2 \cdot 211,6 = 423,2$, так, щоб вони розташовувалися в місцях опори прогонів. Це виключає появу місцевого напруження в стінці. Ребра жорсткості ставлять, як правило, парними, шириною b_h

$$b_h = h/30 + 40 \text{ мм} = 211,6/30 + 4 = 11,1 \text{ см,}$$

товщиною t_s

$$t_s \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{R_y / E} \geq 2 \cdot 11,1 \cdot \sqrt{33,5 / 20600} = 0,89 \text{ см.}$$

Приймаємо $b_h = 12 \text{ см, } t_s = 1 \text{ см.}$

Рама зображена на рисунку 2.17.

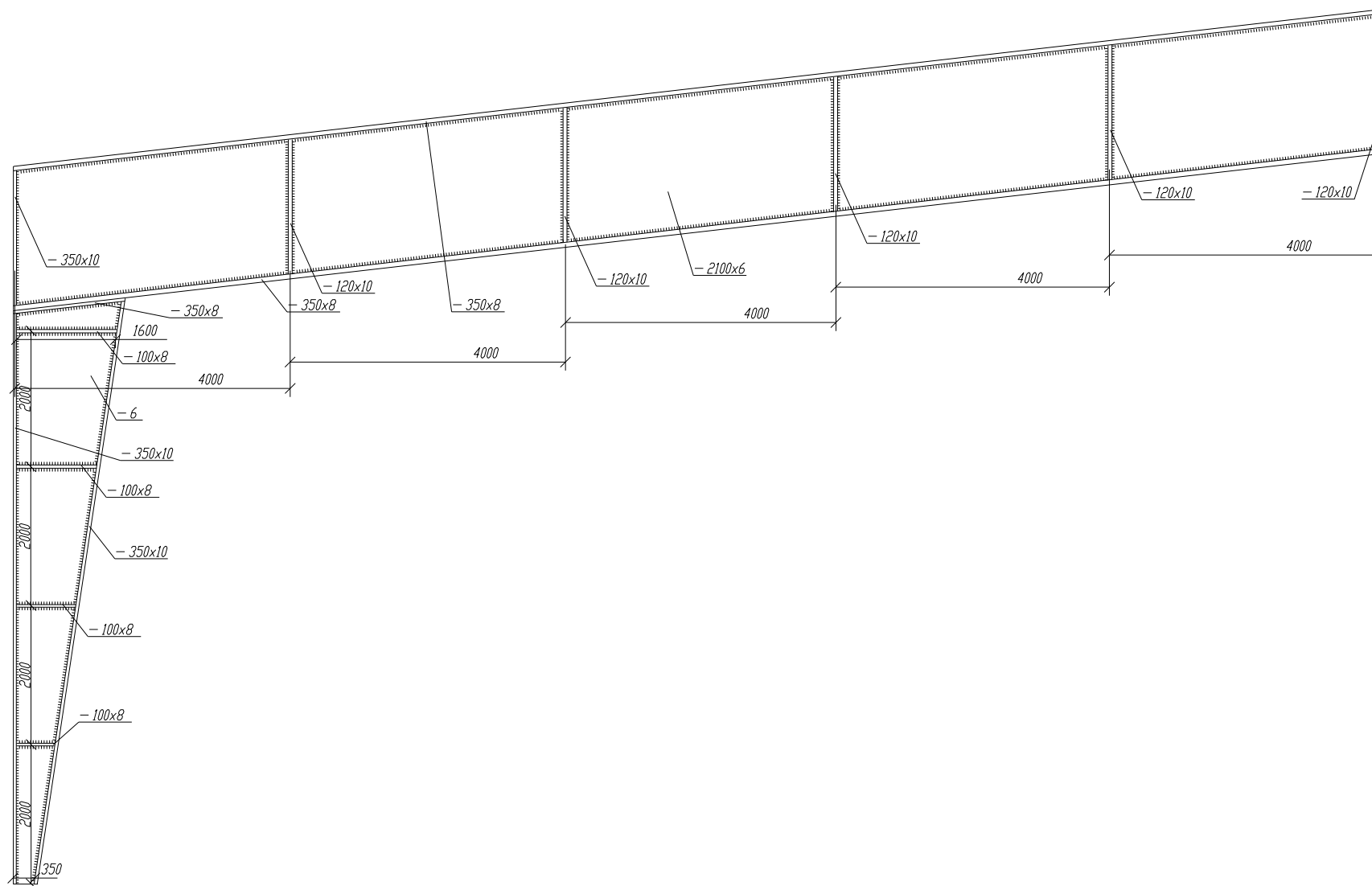


Рисунок 2.17 – Рама будівлі.

2.3 Розрахунок фундаментів

2.3.1 Компонування конструктивної схеми

Фундамент має в плані прямокутну форму і коробчастий переріз. Канали спрямовані перпендикулярно загальній довжині будівлі. Для розрахунку коробчастого суцільного фундаменту вирізаємо балку двотаврового профілю і розраховуємо її. Поперечний переріз вирізаної ділянки фундаменту зображений на рисунку 2.18.

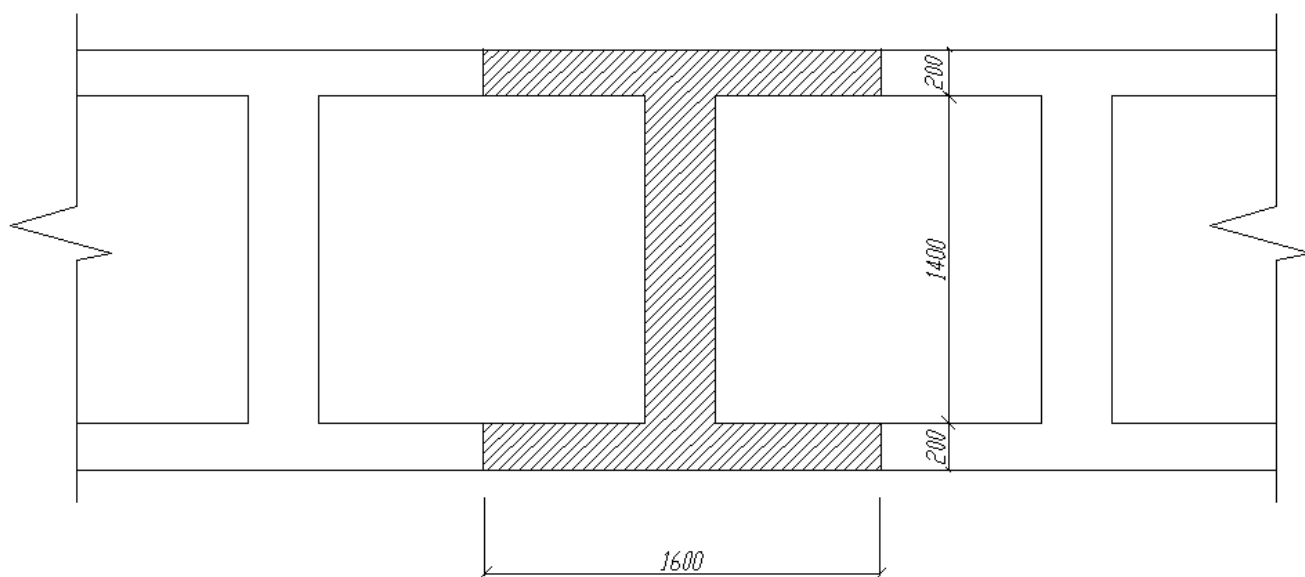


Рисунок 2.18 - Поперечний переріз вирізаної ділянки фундаменту

2.3.2 Збір навантажень

Для визначення розрахункового навантаження на фундамент виконуємо збір навантажень (таблиця 2.7).

Таблиця 2.7 – Збір навантажень на 1 м²

Конструкція покриття	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності по навантаженню f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне навантаження:			
1. Льодове поле з розводкою технологічного трубопроводу 120 мм.	0,27	1,3	0,35

2. Теплоізоляційний шар - пеноплекс - 100 мм.	0,1	1,3	0,13
3. Теплорегулюючий шар з розводкою технологічного трубопроводу - 80 мм	0,4	1,3	0,52
4. Теплоізоляція спіненим полістеролом	0,1	1,2	0,12
5. Пароізоляція - 2 шари гідроізоли на мастиці	0,1	1,3	0,13
6. Монолітна з/б плита	1,8	1,1	1,98
Тимчасове навантаження:			
1. Навантаження від льодозбиральної машини	0,5	1,1	0,55
2. Навантаження від людей	0,08	1,1	0,088
Разом q_0	3,36		3,87

2.3.3 Статичний розрахунок

Розраховуємо вирізану частину фундаменту (балку двотаврового перерізу) як балку на пружному напівпросторі. Безперервний зв'язок між балкою і основою в розрахунковій системі замінюємо зосередженими абсолютно жорсткими стержнями. Зусилля в стержнях приймаємо у вигляді тиску, рівномірно розподіленого на всю площу підшви. Зазвичай відстані між стержнями встановлюють однаковими, а число ділянок — 9...11. Така статична схема представлена на рисунку 2.19.

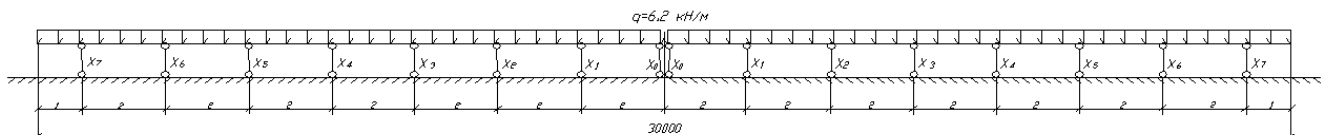


Рисунок 2.19 - Статична схема і схема навантажень.

Основну систему розрахунку можна отримати (по змішаному методу розрахунку статично невизначуваних систем), відокремивши балку від основи, замінивши при цьому дію стержнів дією зусиль X_0, \dots, X_7 і вводячи закладення в середині балки. Невідомим при цьому виявляються зусилля X_0, \dots, X_7 і осідання

закладень y_0 . Значення невідомих знаходять з розв'язання системи рівнянь. Довжину ділянок призначаємо 2 м. Для полегшення розрахунків використовуємо симетрію балки і навантажень. У цих цілях по осі балки розташуємо закладення і розрізаємо усі вертикальні стержні, замінивши їх невідомими силами X_0, \dots, X_7 . Основна система для розрахунку зображена на рисунку 2.20.

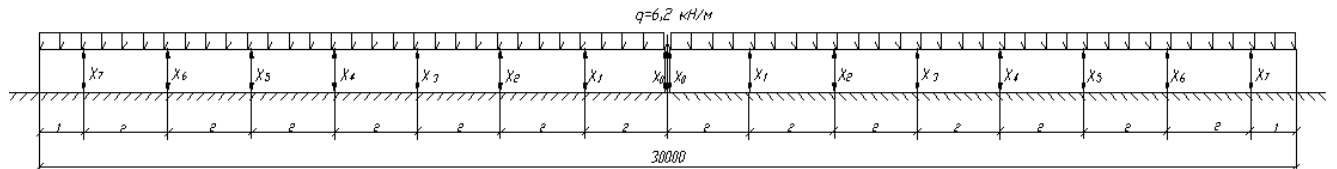


Рисунок 2.20 – Основна система.

Для розрахунку подібних систем складають звичайні канонічні рівняння, що виражають умови, що сумарні переміщення по напрямку кожного розрізаного стержня дорівнюють нулю. Вказані переміщення залежать від дії усіх сил X в опорних стержнях, дії зовнішнього навантаження Δ_{ip} і від опадів y_0 , якого зазнає балка в місці закладення.

Канонічні рівняння матимуть вигляд:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{00}X_0 + \delta_{01}X_1 + \delta_{02}X_2 + \delta_{03}X_3 + \delta_{04}X_4 + \delta_{05}X_5 + \delta_{06}X_6 + \delta_{07}X_7 - y_0 &= 0; \\ \delta_{10}X_0 + \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \delta_{14}X_4 + \delta_{15}X_5 + \delta_{16}X_6 + \delta_{17}X_7 - y_0 + \Delta_{1p} &= 0; \\ \delta_{20}X_0 + \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \delta_{24}X_4 + \delta_{25}X_5 + \delta_{26}X_6 + \delta_{27}X_7 - y_0 + \Delta_{2p} &= 0; \\ \delta_{30}X_0 + \delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \delta_{34}X_4 + \delta_{35}X_5 + \delta_{36}X_6 + \delta_{37}X_7 - y_0 + \Delta_{3p} &= 0; \\ \delta_{40}X_0 + \delta_{41}X_1 + \delta_{42}X_2 + \delta_{43}X_3 + \delta_{44}X_4 + \delta_{45}X_5 + \delta_{46}X_6 + \delta_{47}X_7 - y_0 + \Delta_{4p} &= 0; \\ \delta_{50}X_0 + \delta_{51}X_1 + \delta_{52}X_2 + \delta_{53}X_3 + \delta_{54}X_4 + \delta_{55}X_5 + \delta_{56}X_6 + \delta_{57}X_7 - y_0 + \Delta_{5p} &= 0; \\ \delta_{60}X_0 + \delta_{61}X_1 + \delta_{62}X_2 + \delta_{63}X_3 + \delta_{64}X_4 + \delta_{65}X_5 + \delta_{66}X_6 + \delta_{67}X_7 - y_0 + \Delta_{6p} &= 0; \\ \delta_{70}X_0 + \delta_{71}X_1 + \delta_{72}X_2 + \delta_{73}X_3 + \delta_{74}X_4 + \delta_{75}X_5 + \delta_{76}X_6 + \delta_{77}X_7 - y_0 + \Delta_{7p} &= 0. \end{aligned} \right\}$$

Крім того, необхідно використовувати рівняння рівноваги :

$$- X_0 - X_1 - X_2 - X_3 - X_4 - X_5 - X_6 - X_7 + \Sigma P = 0.$$

Таким чином, в нашому розпорядженні опиняється 9 рівнянь, що містять 9 невідомих X_0, \dots, X_7 и y_0 .

При цьому перші вісім рівнянь виражають умови, що сумарні переміщення по напрямку $X_0, X_1, X_2, X_3, X_4, X_5, X_6$ и X_7 дорівнюють нулю, останнє рівняння - рівність нулю суми проєкцій усіх сил на вертикальну вісь.

Відсутність в першому рівнянні вільного члена Δ_{0p} пояснюється тим, що зовнішнє навантаження не викликає переміщення по напрямку сили X_0 , розташованої в місці закладення.

Переміщення δ_{ki} , що входять в канонічні рівняння, складаються з переміщень y_{ki} від опадку основи і з прогину балки v_{ki} , тобто

$$\delta_{ki} = y_{ki} + v_{ki}.$$

У разі напівпростору осідання визначають по формулі Буссинеска, на підставі якої Б.Н. Жемочкин отримав наступний вираз:

$$y_{ki} = (1 - \mu_0^2) \cdot F_{ki} / \pi E_0 c,$$

де y_{ki} – осідання в точці до від одиничної сили, прикладеної в точці і;

F_{ki} – деяка функція, цілком залежна від величини відношення b/c .

Одиничні прогини можна визначати за допомогою виразу

$$v_{ki} = c^3 / 6 E_0 I \cdot \varpi_{ki}.$$

Функція ϖ_{ki} цілком залежить від значень a_i та a_k – відстаней від умовного закладення балки до точки і прикладення зосередженої сили та від закладення балки до перерізу k , де визначається прогин.

Таким чином:

$$\delta_{ki} = (1 - \mu_0^2) (F_{ki} + \alpha \varpi_{ki}) / (\pi E_0 c),$$

де $\alpha = (\pi E_0 c^4) / (6 E_0 I \cdot (1 - \mu_0^2))$

$$\alpha = (3,14 \cdot 10000 \cdot 2^4) / (6 \cdot 3,14 \cdot 10^6 \cdot 0,085 \cdot (1 - 0,3^2)) = 0,312.$$

Далі переходимо до обчислення одиничних переміщень, при $b/c = 0,7$, отримаємо:

$$\delta_{00} = 4,265 + 4,265 = 8,53$$

$$\delta_{01} = 1,069 \cdot 2 = 2,138$$

$$\delta_{02} = 0,508 \cdot 2 = 1,016$$

$$\begin{aligned}
\delta_{03} &= 0,336 \cdot 2 = 0,672 \\
\delta_{04} &= 0,251 \cdot 2 = 0,502 \\
\delta_{05} &= 0,2 \cdot 2 = 0,4 \\
\delta_{06} &= 0,167 \cdot 2 = 0,334 \\
\delta_{07} &= 0,143 \cdot 2 = 0,288 \\
\delta_{11} &= 4,265 + 0,508 + 0,312 \cdot 2 = 5,397 \\
\delta_{12} &= 1,069 + 0,336 + 0,312 \cdot 5 = 2,965 \\
\delta_{13} &= 0,508 + 0,251 + 0,312 \cdot 8 = 3,255 \\
\delta_{14} &= 0,336 + 0,2 + 0,312 \cdot 11 = 3,968 \\
\delta_{15} &= 0,251 + 0,167 + 0,312 \cdot 14 = 4,786 \\
\delta_{16} &= 0,2 + 0,143 + 0,312 \cdot 17 = 5,647 \\
\delta_{17} &= 0,167 + 0,125 + 0,312 \cdot 20 = 6,532 \\
\delta_{22} &= 4,265 + 0,251 + 0,312 \cdot 16 = 5,508 \\
\delta_{23} &= 1,069 + 0,2 + 0,312 \cdot 28 = 10,005 \\
\delta_{24} &= 0,508 + 0,167 + 0,312 \cdot 40 = 13,155 \\
\delta_{25} &= 0,336 + 0,143 + 0,312 \cdot 52 = 16,703 \\
\delta_{26} &= 0,251 + 0,125 + 0,312 \cdot 64 = 20,344 \\
\delta_{27} &= 0,2 + 0,111 + 0,312 \cdot 76 = 24,023 \\
\delta_{33} &= 4,265 + 0,167 + 0,312 \cdot 54 = 21,28 \\
\delta_{34} &= 1,069 + 0,143 + 0,312 \cdot 81 = 26,484 \\
\delta_{35} &= 0,508 + 0,125 + 0,312 \cdot 108 = 34,329 \\
\delta_{36} &= 0,336 + 0,111 + 0,312 \cdot 135 = 42,567 \\
\delta_{37} &= 0,251 + 0,1 + 0,312 \cdot 162 = 50,895 \\
\delta_{44} &= 4,265 + 0,125 + 0,312 \cdot 128 = 44,326 \\
\delta_{45} &= 1,069 + 0,111 + 0,312 \cdot 176 = 56,092 \\
\delta_{46} &= 0,508 + 0,1 + 0,312 \cdot 224 = 70,496 \\
\delta_{47} &= 0,336 + 0,09 + 0,312 \cdot 272 = 85,29 \\
\delta_{55} &= 4,265 + 0,1 + 0,312 \cdot 250 = 82,365
\end{aligned}$$

$$\delta_{56} = 1,069 + 0,09 + 0,312 \cdot 325 = 102,559$$

$$\delta_{57} = 0,508 + 0,083 + 0,312 \cdot 400 = 125,391$$

$$\delta_{66} = 4,265 + 0,083 + 0,312 \cdot 432 = 139,132$$

$$\delta_{67} = 1,069 + 0,076 + 0,312 \cdot 540 = 169,625$$

$$\delta_{77} = 4,265 + 0,071 + 0,312 \cdot 686 = 218,368$$

$$P_B^H = 45,3 + 12,4 = 57,7 \text{ кН.}$$

$$\Delta_{0p} = 0;$$

$$\Delta_{1p} = - 0,312 \cdot ((2+5+8+11+14+17+20) \cdot (57,7)) = - 1386,2;$$

$$\Delta_{2p} = - 0,312 \cdot ((5+16+28+40+52+64+76) \cdot (57,7)) = - 5058,6;$$

$$\Delta_{3p} = - 0,312 \cdot ((8+28+54+81+108+135+162) \cdot (57,7)) = - 10369,3;$$

$$\Delta_{4p} = - 0,312 \cdot ((11+40+81+128+176+224+272) \cdot (57,7)) = - 16778;$$

$$\Delta_{5p} = - 0,312 \cdot ((14+52+108+176+250+325+400) \cdot (57,7)) = - 23853,2;$$

$$\Delta_{6p} = - 0,312 \cdot ((17+64+135+224+325+432+540) \cdot (57,7)) = - 31270,2;$$

$$\Delta_{7p} = - 0,312 \cdot ((20+76+162+272+400+540+686) \cdot (57,7)) = - 38813,2;$$

Значення переміщень і вільних членів канонічних рівнянь для простоти поміщаємо в таблицю 2.8.

Таблиця 2.8 - Значення переміщень і вільних членів канонічних рівнянь

№ рівняння	X_0	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	y_0	Вільні члени
0	8,53	2,138	1,016	0,672	0,502	0,4	0,334	0,288	- 1	0
1	2,138	5,397	2,965	3,255	3,968	4,786	5,647	6,532	- 1	1386,2
2	1,016	2,965	5,508	10,005	13,155	16,703	20,344	24,023	- 1	5058,6
3	0,672	3,255	10,005	21,28	26,484	34,329	42,567	50,895	- 1	10369,3
4	0,502	3,968	13,155	26,484	44,326	56,092	70,496	85,29	- 1	16778
5	0,4	4,786	16,703	34,329	56,092	82,365	102,559	125,391	- 1	23853,2
6	0,334	5,647	20,344	42,567	70,496	102,559	139,132	169,625	- 1	31270,2
7	0,288	6,532	24,023	50,895	85,29	125,391	169,625	218,368	- 1	38813,2
8	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	0	

Розв'язуючи ці рівняння, знайдемо невідомі.

$X_0 = -17,3$ кН, $X_1 = -70,19$ кН, $X_2 = 299,84$ кН, $X_3 = -173,42$ кН, $X_4 = 314,78$ кН, $X_5 = -393,2$ кН, $X_6 = 187,4$ кН, $X_7 = 166,32$ кН.

Перевірка

$X_0 - X_1 - X_2 - X_3 - X_4 - X_5 - X_6 - X_7 + \Sigma P = 17,3 + 70,19 - 299,84 + 173,42 - 314,78 + 393,2 - 187,4 - 166,32 + (308,2) = -314,23 + 308,2 \approx 0$.

Тиск на одиницю довжини фундаменту складе:

$$P_0 = X_0 / 1 = 17,3 / 1 = 17,3 \text{ кН/м};$$

$$P_1 = X_1 / 2 = 70,19 / 2 = 35,1 \text{ кН/м};$$

$$P_2 = X_2 / 2 = 299,84 / 2 = 149,9 \text{ кН/м};$$

$$P_3 = X_3 / 2 = 173,42 / 2 = 86,71 \text{ кН/м};$$

$$P_4 = X_4 / 2 = 314,78 / 2 = 157,39 \text{ кН/м};$$

$$P_5 = X_5 / 2 = 393,2 / 2 = 196,6 \text{ кН/м};$$

$$P_6 = X_6 / 2 = 187,14 / 2 = 93,57 \text{ кН/м};$$

$$P_7 = X_7 / 2 = 166,32 / 2 = 83,1 \text{ кН/м}.$$

Найбільший тиск на одиницю площі при ширині вирізаного шматочка фундаменту 1,6 метрів дорівнює $P_{\max} = P_5 / 1,6 = 196,6 / 1,6 = 122,8 \text{ кН/м}^2 \leq R^n = 243 \text{ кН/м}^2$; що допустимо, оскільки не перевищує нормативного тиску на основу.

Згинальний момент, що виникають у фундаменті, і поперечні сили визначаємо за допомогою даних, отриманих при рішенні системи рівнянь

$$M_7 = (166,32 / 2 - 6,2) \cdot 1^2/2 = 38,48 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_6 = 166,32 \cdot 2 + 187,14/2 \cdot 2/4 - 6 \cdot 3^2/2 = 351,5 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_5 = 166,32 \cdot 4 + 187,14 \cdot 2 + (-393,2 \cdot 2/8) - 6,2 \cdot 5^2/2 = 863,76 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_4 = 166,32 \cdot 6 + 187,14 \cdot 4 + (-393,2 \cdot 2) + 314,78 \cdot 2/8 - 6,2 \cdot 7^2/2 = 886,87 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_3 = 166,32 \cdot 8 + 187,14 \cdot 6 + (-393,2 \cdot 4) + 314,78 \cdot 2 + (-173,42 \cdot 2/8) - 6,2 \cdot 9^2/2 = 1215,7 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_2 = 166,32 \cdot 10 + 187,14 \cdot 8 + (-393,2 \cdot 6) + 314,78 \cdot 4 + (-173,42 \cdot 2) + 299,84 \cdot 2/8 - 6,2 \cdot 11^2/2 = 1413,26 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_1 = 166,32 \cdot 12 + 187,14 \cdot 10 + (-393,2 \cdot 8) + 314,78 \cdot 6 + (-173,42 \cdot 4) + 299,84 \cdot 2 + (-70,19 \cdot 2/8) - 6,2 \cdot 13^2/2 = 1974,8 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_0 = 166,32 \cdot 14 + 187,14 \cdot 12 + (-393,2 \cdot 10) + 314,78 \cdot 8 + (-173,42 \cdot 6) + 299,84 \cdot 4 + + (-70,19 \cdot 2) + (-17,3 \cdot 2/8) - 6,2 \cdot 15^2/2 = 2477,0 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Для отримання ординат епюри поперечних сил виконуємо наступні обчислення:

$$Q_7 = (166,32/2 - 6,2) = 769,6 \text{ кН};$$

$$Q_6 = (166,32/2) + (187,14/2) - 6,2 \cdot 2 = 1643,3 \text{ кН};$$

$$Q_5 = (187,14/2) + (-393,2/2) - 6,2 \cdot 2 = -1154,3 \text{ кН};$$

$$Q_4 = (-393,2/2) + (314,78/2) - 6,2 \cdot 2 = -516,1 \text{ кН};$$

$$Q_3 = (314,78/2) + (-173,42/2) - 6,2 \cdot 2 = -582,8 \text{ кН};$$

$$Q_2 = (-173,42/2) + (299,84/2) - 6,2 \cdot 2 = -508,1 \text{ кН};$$

$$Q_1 = (299,84/2) + (-70,19/2) - 6,2 \cdot 2 = 1024,2 \text{ кН};$$

$$Q_0 = (-70,19/2) + (-17,3/2) - 6,2 \cdot 2 = -561,5 \text{ кН}.$$

2.3.4 Розрахунок і конструювання арматури фундаменту

Розрахунок фундаменту почнемо з розрахунку міцності його по перерізах, нормальних до поздовжньої осі.

Використаємо бетон класу С16/20, розрахункова міцність бетону на стиск $f_{cd} = 11500 \text{ кН/м}^2$, на осьовий розтяг $f_{ctd} = 900 \text{ кН/м}^2$, коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 0,9$, модуль пружності $E_{cm} = 27 \cdot 10^6 \text{ кН/м}^2$.

Арматура поздовжня робоча класу А400С, розрахунковий опір

$$f_t = 365000 \text{ кН/м}^2, \text{ модуль пружності } E_s = 200 \cdot 10^6 \text{ кН/м}^2.$$

Розраховуємо переріз в зоні найбільшого згинального моменту, тобто в середині балки, між осями Г– Ж:

$$M = 2477 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$h_0 = h - a = 160 - 6 = 154 \text{ см}.$$

$$A_0 = M / (f_{cd} \cdot b \cdot h_0^2) = 247700000 / (0,9 \cdot 11,5 \cdot 30 \cdot 154^2(100)) = 0,33;$$

$$\eta = 0,79;$$

$$A_s = M / (f_t \cdot \eta \cdot h_0) = 247700000 / (365 \cdot 0,79 \cdot 154(100)) = 55,78 \text{ см}^2.$$

Приймаємо арматуру А400С 13 \varnothing 25 з $A_s = 58,9 \text{ см}^2$. Поздовжню робочу арматуру з'єднуємо з монтажною арматурою зварюванням, $d = 8 \text{ мм.}$, з кроком 30 см

Далі розраховуємо переріз в зоні згинального моменту, рівного 1215 кН·м тобто між осями Б – Г и Ж – К, це робиться для того, щоб уникнути переармування конструкції в місцях де цього можна уникнути, адже момент на ділянці між осями Б – Г и Ж – К майже в 2 рази менше ніж на ділянці між осями Г – Ж , тобто в середній частині:

$$A_0 = M / (f_{cd} \cdot b \cdot h_0^2) = 121500000 / (0,9 \cdot 11,5 \cdot 30 \cdot 154^2(100)) = 0,16;$$

$$\eta = 0,91;$$

$$A_s = M / (f_t \cdot \eta \cdot h_0) = 121500000 / (365 \cdot 0,91 \cdot 154(100)) = 23,75 \text{ см}^2.$$

Приймаємо арматуру А400С 5 Ø 25 з $A_s = 24,54 \text{ см}^2$.

Таким чином, встановили, що необхідне армування нижнього поясу фундаменту це 12 Ø 25 з $A_s = 58,9 \text{ см}^2$ на 1600 мм довжини фундаменту на ділянці між осями Г – Ж, и 5 Ø 25 з $A_s = 24,54 \text{ см}^2$ на 1600 мм довжини фундаменту на ділянці між осями Б – Г и Ж – К. Ці стержні ми укладаємо в нижньому поясі балки. У верхньому поясі встановлюємо арматуру конструктивно, тому що на епюрі моментів, як видно момент скрізь позитивний. Тому приймаємо тут поздовжню арматуру 5 Ø 12 з $A_s = 5,65 \text{ см}^2$, і зварюємо її в каркас з монтажною арматурою $d = 6 \text{ см}$, з кроком 30 см

Далі переходимо до розрахунку міцності по перерізах, похилих до подовжньої осі.

Обчислюємо проекцію розрахункового похилого перерізу на поздовжню вісь

$$B = \varphi_{b2} \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 154^2(100) = 128 \cdot 10^5 \text{ кН/м},$$

де $\varphi_f = \varphi_n = 0$.

У розрахунковому похилому перерізі $Q_b = Q_{sw} = Q / 2$, звідки

$$c = B / (0,5Q) = 128 \cdot 10^6 / (0,5 \cdot 1640000) = 156,1 \text{ см}.$$

Умова $c = 156,1 \text{ см} < 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 154 = 308 \text{ см}$ задовольняється.

Обчислюємо:

$$Q_{sw} = Q / 2 = 164000 / 2 = 820 \text{ кН};$$

$$q_{sw} = Q_{sw} / c = 820000 / 156,1 = 525,3 \text{ кН/м}.$$

Діаметр поперечних стержнів встановлюємо з умови зварювання з поздовжньою арматурою діаметром $d = 32$ мм і приймаємо рівним $d_{sw} = 16$ мм з площею $A_{sw} = 2,011 \text{ см}^2$. При класі А-400С $f_{tw} = 285$ МПа, оскільки $d_{sw}/d = 16/32 = 1/2 > 1/3$, вводиться коефіцієнт умов роботи $\gamma_{s2} = 1$, тоді

$$f_{tw} = 285 \cdot 1 = 285 \text{ МПа.}$$

Крок поперечних стержнів

$$S = f_{tw} \cdot A_{sw} / q_{sw} = 285 \cdot 2,011(100) / 5253 = 10,91 \text{ см.}$$

З конструктивних міркувань приймаємо крок поперечних стержнів рівним 10 см.

Схема армування фундаменту показана на рисунках 2.21, 2.22

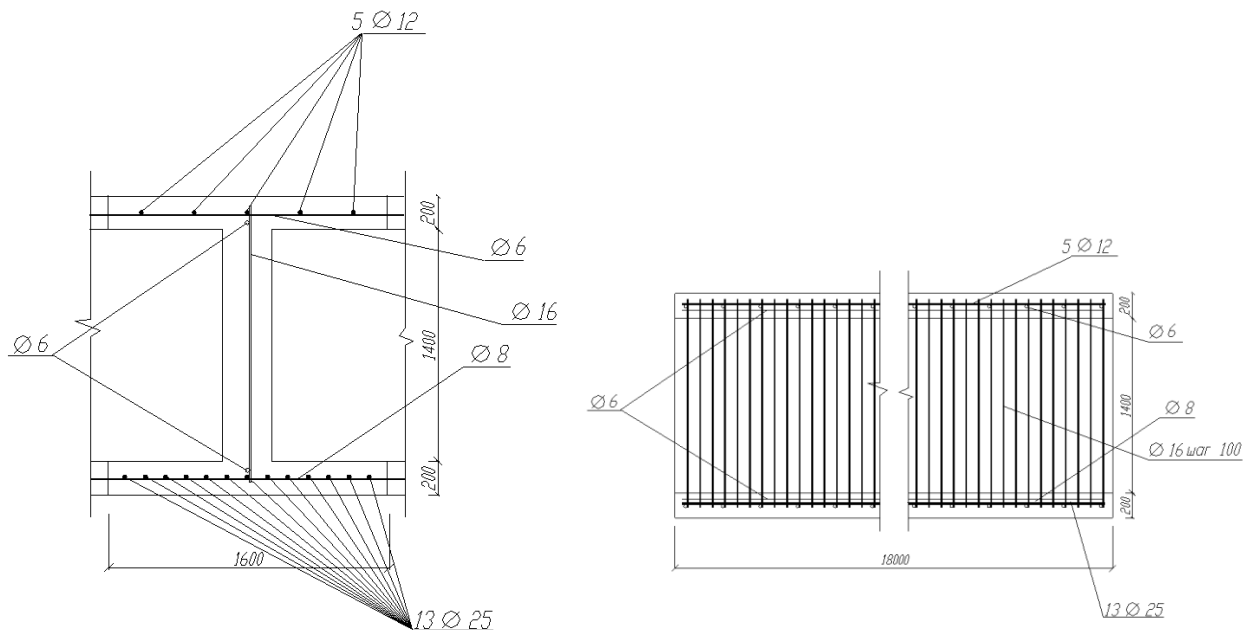


Рисунок 2.21 – Схема армування фундаменту на ділянці між осями Г – Ж.

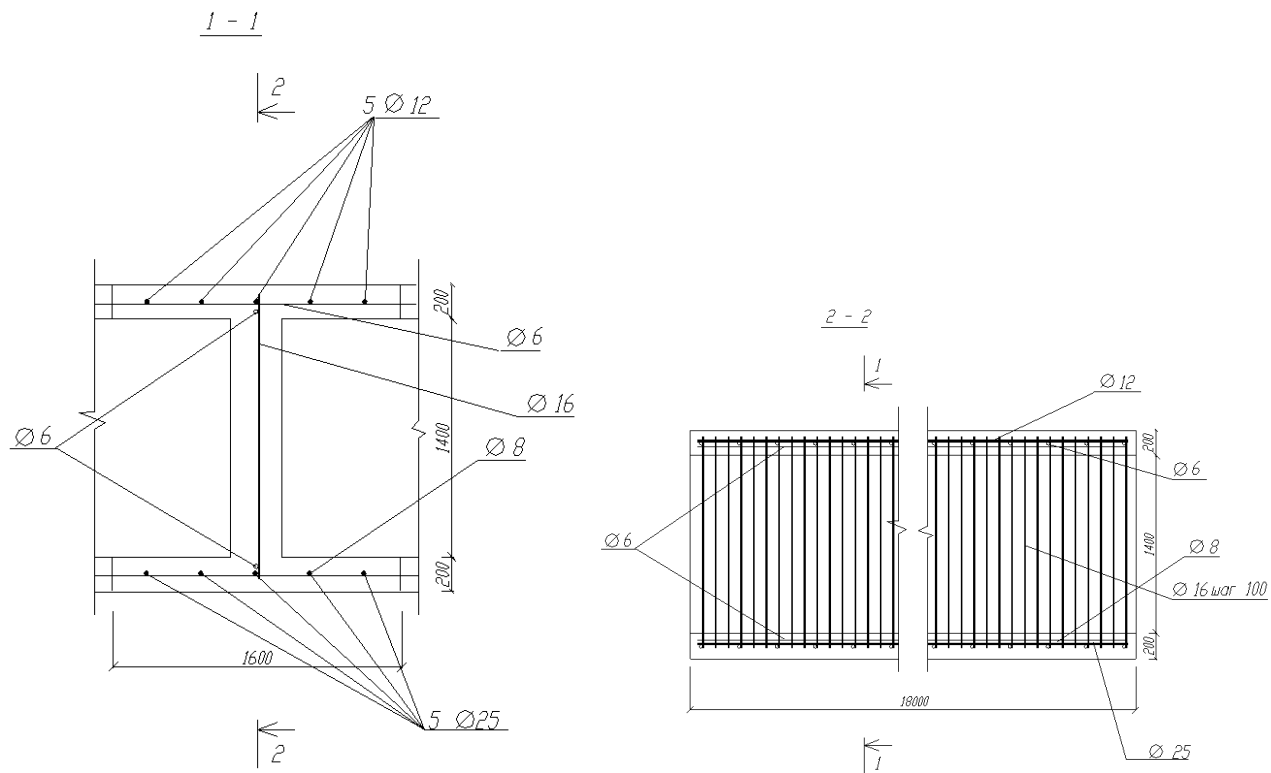


Рисунок 2.22 – Схема армування фундаменту на ділянці між осями Б – Г і Ж – Л.

Розділ 3. Технологія будівельного виробництва

3.1 Сфера застосування технологічної карти виконання робіт

- 1) Дана технологічна карта розроблена на зведення надземної частини будівлі.
- 2) Будівля має наступні геометричні параметри: довжина 70,6 м, ширина 50,0 м, висота 12,8 м, висота поверху 4 м
- 3) Будівля запроектована каркасною, з металевим каркасом рамного типу з прольотом 40,0 м.
- 4) Просторова жорсткість будівлі забезпечується системою горизонтальних і вертикальних в'язей.
- 5) Матеріал конструкцій металевий.
- 6) У технологічній карті розроблені технологічні схеми на зведення зовнішніх і внутрішніх стін, монолітного перекриття і покриття.
- 7) Для зведення надземної частини будівлі як основний механізм передбачаються один монтажний кран марки КБ 160.2, який розташовується з подовжного зовнішнього боку будівлі, з протилежного боку від входу.
- 8) Монтажні роботи виконуються комбінованим методом.
- 9) Роботи виконуються у дві зміни, весняно-річний період.

3.2 Відомість вмонтовуваних елементів, монтажних пристосувань і вантажозахватних пристроїв

Склад і об'єми монтажних робіт визначаються з врахуванням розробки об'ємно-планувального і конструктивного рішення будівлі на основі планів і розрізів, планів і схем розташування елементів.

Заздалегідь визначається потреба в будівельних конструкціях, деталях, напівфабрикатах і матеріалах згідно таблиці 1.

При монтажі будівельних конструкцій використовують:

- вантажозахватні пристрої (траверси, стропи) для підйому збірних елементів;
- технічні засоби для вивіряння і попереднього закріплення конструкцій;

- оснащення, що забезпечує зручну і безпечну роботу монтажників на висоті.

Вибір вантажозахватних пристосувань здійснюють для кожного конструктивного елементу будівлі, при цьому одне і теж пристосування потрібно використовувати для підйому декількох збірних елементів. Загальна кількість пристосувань на будівельному майданчику має бути найменшою.

Вантажозахватні пристосування за монтажні петлі мають на кінцях крюки, карабіни або пружинні замки. Може бути використаний і беспетлевой метод монтажу.

При цьому стропування конструкцій здійснюється за отвори або виступаючі деталі конструкцій або з використанням фрикційних, клинових і інших захватів.

Універсальні, двогілкові та чотиригілкові стропи виготовляють із сталевих канатів діаметром від 15.5 до 37 мм.

Вибір вантажозахватних пристроїв і монтажних пристосувань внесені в таблицю 3.2.

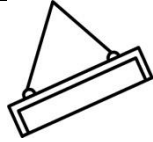
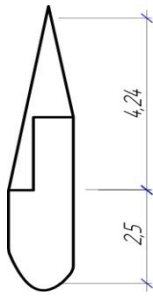
Таблиця 3.1 – Потреба в будівельних конструкціях, деталях, напівфабрикатах і матеріалах.

Будівельні конструкції, деталі, напівфабрикати і матеріали	Марка	Одиниці виміру	Кількість
Потреба в металевих елементах			
Напіврама	C1	т	19,1256
	P1	т	8,9674
Колони фахверкові	Кф-1	т	9,4
В'язі по напіврамах (крівлі)		т	3,5
В'язі по напіврамах (стійкам)		т	2,1
Косоури	К-1	т	1,9
Метав для монолітного перекриття		т	9,7
Потреба в збірних з/б конструкціях			
Перемички	2ПБ19-3п	шт	10

Прогони	ПРГ32.14-4т	шт	4
Рівні	ЛС12.10	шт	56
Крівля, панелі «Сендвіч»	ПК-1	100 м²	31,5
	ПК-2		0,59
	ПК-3		0,67
Стіни зовнішні панелі «Сендвіч» по металевим прогонам	СП-1	100 м²	9,864
	СП-2		0,72
	СП-3		0,288
	СП-4		0,8064
	СП-5		0,96
Монолітні роботи			
Перекриття		100 м³	1,2462
Сходові майданчики	ЛП	100 м³	0,034
Стіни внутрішні цегельні			
Укладання стін		м³	85,55

Таблиця 3.2 - Відомість вмонтовуваних елементів і монтажних пристосувань

№	Найменування елементу	К-сть. елементів	Розміри, мм			Маса елементу, т	Найменування монт. приладдя	Ескіз монт. приладдя	Вантаж., т	Маса, т	Розр. висота, м
			Довжи- на, мм	Ширина	Висота, мм						
1	Напіврама	26	20000	350	12800	1,0805	4-х гілк. строп		2,5	0,5	12,80
2	Колони фахверкові	20	350	350	8400	0,47	4-х гілк. строп		3	0,088	8,400
3	Косоури	8	4500	150	200	0,24	2-х гілк. строп		2,5	0,012	4,200
4	Перемички Пр-1	10	1940	120	140	0,081	2-х гілк. строп		2,5	0,012	2

5	Прогони Прг-2	4	3180	120	400	0,15					
8	Бетон	131,92 м3					Баддя поворот-на 1,5м³		5	1,1	4,200
9	Плити покриття	336	6000	1500	250		4-х гілк. строп		3	0,088	12,80
10	Плити покриття	28	3000	1500	250		4-х гілк. строп		3	0,088	12,80

3.3 Опис технологічних схем виконання робіт

Монтаж збірних конструкцій

Розкладаються металеві рами своїми опорними стійками біля проєктного місця їх установки і закріплення. Оскільки металева рама має чималі розміри: стійкі 8,4 м, проліт 40 м, на будмайданчик їх доставляють частинами, окремо стійкі і дві половини ригеля.

Поруч здійснюють укрупнену збірку, з'єднання стійкі з однією половиною ригеля роблять на зварці, потім сполучають дві половини рами ригелями на болтовому з'єднанні.

Потім закріплюють стійкі в своє проєктне положення, а ригель стропують в чотирьох місцях, тобто на відстані $20/3$ і $10/3$ від центру ригеля. Першу раму піднімають в її проєктне положення кран методом повороту. Потім її тимчасово закріплюють, і кран звільняється для підйому наступної рами.

Потім встановлюють металеві балки перекриття, в тій частині будівлі, де це передбачено проєктом. Коли всі великопролітні рами встановлені, кран вмонтовує легкі плити покриття, і зовнішні легкі стінові панелі. В цей час вмонтовується опалубка для пристрою монолітного залізобетонного перекриття по металевих балках між поверхами, і заливається бетон.

До початку монтажу крупнощитової опалубки перекриття на робочому горизонті мають бути виконані наступні підготовчі заходи:

- нівелювання поверхні перекриття;
- розбиття осей і розмітка положення стін за проектом;
- нанесення на поверхні перекриття фарбою рисок, що фіксують положення опалубки;
- підготовка монтажного оснащення і робочого інструменту;
- очищення поверхні від грязі і сміття, а взимку – від снігу і льоду.

Установка опалубки

Доставлені на будівельний майданчик елементи опалубки розмістити в зоні дії монтажного крану, під навісом, в положенні, в якому елементи транспортувалися, розсортованими по марках і типорозмірах. Щити опалубки укласти штабелями заввишки не більше 1,2 м на дерев'яних прокладках, останні кріпильні елементи зберігати в ящиках.

Монтаж стінної опалубки виробляти в наступній послідовності:

- очистити щити і інші елементи опалубки від грязі і розчину;
- нанести антиадгезійне покриття на опалубку;
- приєднати кронштейни підмостів до щита опалубки;
- з'єднати щити опалубки між собою в єдину опалубну панель за допомогою замків; по висоті в кутових і центральних зонах встановити три замки;
- опалубні панелі за допомогою крану підняти на місце складки, подати до місця установки і встановити впритул до бетонного цоколя, раніше забетонованого;
- розкріплювати опалубні панелі за допомогою підкосів;
- укласти робочі настили на кронштейни підмостів;
- стягування з одного боку через отвори в щитах і втулки, розташовані між щитами, протягнути на іншу сторону;
- натягнути стягування за допомогою гайок з однієї або двох сторін до повного з'єднання між собою щитів і розташованої між ними втулки, довжина якої дорівнює товщині опалублюваної конструкції;

- перевірити надійність кріплення елементів опалубки і якість її збірки.

Установку опалубки перекриття виконують в наступній послідовності:

- очистити елементи опалубки від грязі і розчину;
- закріпити на рамах, що несуть, вилки для подовжніх балок;
- з'єднати рами між собою за допомогою хрестових в'язів;
- встановити подовжні балки в опорні вилки;
- покрити листи фанери, що ламінує, антиадгезійним складом;
- розкласти і закріпити листи фанери на поперечних балках.
- Контроль якості. При прийманні встановленої опалубки перевірити:
- правильність її комплектації щитами і елементами кріплення;
- надійність з'єднання щитів між собою замками;
- надійність з'єднання протилежних панелей опалубки між собою за допомогою гвинтових стягувань;
- вертикальність установки щитів в проєктне положення.

У змонтованій опалубці потрібно перевірити:

- правильність установки опалубки, елементів, що підтримують, і елементів кріплення;
- відповідність форм і геометричних розмірів опалубки робочим кресленням;
- збіг осей опалубки з розбивочними осями;
- вертикальність і горизонтальність опалубних площин;
- правильність установки заставних деталей, пробок, проємоутворювачів;
- щільність стиків і сполучень елементів опалубки.

Відхилення, що допускаються:

- по вертикалі площини опалубки на 1 м висоти – 5 мм, на всю висоту опалубки – 14 мм;
- зсув осей опалубки від проєктного положення – 8 мм;
- зсув осей опалубки відносно осей споруди – 10 мм.

Армування.

Армування конструкцій здійснюють зварними арматурними каркасами і сетами заводського виготовлення. Арматурні вироби на будівельному

майданчику розташовуються в зоні дії монтажного крану, комплектуються в пакети і у такому вигляді подаються в зону виконання робіт

В процесі монтажу арматури в опалубку стін і перекриття особливу увагу звертають на забезпечення проєктних розмірів товщини захисного шару бетону; на недопустимість зсуву арматурних стержнів при установці в опалубку.

Змонтована арматура має бути надійно закріплена і застрахована від деформацій та зсувів в процесі виробництва бетонних робіт. Проєктне положення арматурних каркасів і сіток забезпечується установкою підтримуючих пристроїв, шаблонів, фіксаторів, прокладок і підставок.

Контроль якості. Приймання змонтованої арматури, всіх стикових з'єднань повинна вироблятися до укладання бетонної суміші і оформлятися актом на приховані роботи. У акті наголошуються можливі відступи від проєкту, дається оцінка якості змонтованої арматури.

Після установки арматури і опалубки, перевірки якості виконаних робіт дається дозвіл на виробництво бетонних робіт.

Бетонування.

До початку робіт по укладанню бетонної суміші в опалубку стін і перекриття необхідно закінчити монтаж опалубки і армування в межах захватки.

Перед укладанням бетонної суміші необхідно:

- перевірити правильність установки арматури і опалубки, установки і закріплення фіксаторів, що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону;
- прийняти по акту всі приховані конструкції і елементи, доступ до яких після бетонування буде неможливий;
- очистити арматуру і опалубку від бруду сміття і іржі.

До складу робіт по бетонуванню конструкцій входять:

- прийом бетонної суміші і подача її в зону виробництва робіт;
- укладання і ущільнення бетонної суміші;
- догляд за бетоном в процесі набору ним необхідної міцності.

Доставка на об'єкт бетонної суміші здійснюється автобетонозмішувачем. Подача бетонної суміші до місця укладання виконується монтажним краном в баддях (автобетононасосом).

Бетонну суміш укладають горизонтальними шарами завтовшки 0,3.0,5 м, без розривів по довжині і з послідовним напрямом укладання в один бік у всіх шарах.

Кожен шар ретельно ущільнити глибинними вібраторами. При ущільненні бетонної суміші кінець робочої частини вібратора занурювати в раніше укладений шар на 5...10 см. Крок перестановки вібраторів не повинен перевищувати 1,5 радіусу його дії. При ущільненні не допускається спирання вібраторів на арматуру, заставні деталі, гвинтові стягування і інші елементи опалубки.

Вібрація на одній позиції повинна забезпечити достатнє ущільнення, основними ознаками якого є:

- припинення осідання укладеної бетонної суміші;
- поява цементного молока на її поверхні.

Витягувати вібратор необхідно повільно, не вимикаючи його. Укладання подальшого шару бетонної суміші виконувати до початку схоплювання бетону попереднього шару. Перерва між укладанням шарів бетонної суміші має бути в межах 40 хвилин, але подальший шар має бути укладений до початку схоплювання бетонної суміші.

Після укладання бетонної суміші горизонтальні поверхні укрити вологою мішковиною або брезентом для забезпечення сприятливого режиму температурної вологості для тужіння бетону.

Розпалублення

Мінімальна міцність бетону при розпалубленні незавантажених вертикальних конструкцій має бути – 0,2..0,3МПа, з умови збереження їх форми. Для несучих конструкцій – залежно від прольоту 70..80% проєктної міцності.

Демонтаж опалубки перекриття виконувати в наступній послідовності:

- опустити несучі конструкції опалубки на декілька сантиметрів за допомогою гвинтових домкратів, рам або телескопічних стійок;

- відірвати листи фанери від опалубленої поверхні;
- демонтувати поздовжні та поперечні балки;
- демонтувати хрестові в'язі між опорними рамами, рамами та стійками.

3.4 Вибір монтажного крану для зведення надземної частини будівлі

Для монтажу збірних конструкцій необхідно вибрати кран відповідної вантажопідйомності. Для підбору крана визначаємо потрібні параметри.

Необхідна висота підйому гака H_K визначається з виразу:

$$H_K = H_M + h_3 + h_e + h_b,$$

де H_M – перевищення монтажного горизонту, $H_M = 16$ м.

h_3 - запас по висоті, $h_3 = 0,5$ м.

h_e - висота монтуємого елемента $h_e = 0,2$ м.

h_b - висота вантажозахоплювального пристосування $h_b = 10,2$ м

$$H_K = 16 + 0,5 + 0,2 + 10,2 = 27 \text{ м.}$$

Необхідна вантажопідйомність крана визначається за формулою:

$$Q_K = Q + Q_b$$

де Q - маса найбільш важкого елемента = 8 т.

Q_b - маса вантажозахоплювальних пристроїв $Q_b = 0,5$ т.

$$Q_K = 8 + 0,5 = 8,5 \text{ т.}$$

На максимальному вильоті стріли необхідно монтувати металеві рами методом повороту $m = 8000$ кг.

Оскільки будівля має розміри 40×75 м, доцільніше буде застосувати стріловий самохідний кран (наприклад на гусеничному ході) або стріловий кран у баштово-стріловидному виконанні, тому що баштовий кран, зазвичай на рейковому ході треба буде переставляти з різних сторін будинку, що займе чимало часу.

Для визначення необхідного вильоту застосуємо графо-аналітичний спосіб.

Визначимо оптимальний кут

$$tg\alpha = \sqrt[3]{\frac{h_1}{b}} = \sqrt[3]{\frac{10}{21,5}} = 0,77; \quad \alpha = arctg 0,77 = 38^\circ.$$

Визначимо довжину стріли

$$L_1 = \frac{h_1}{\sin \alpha} = \frac{10}{\sin 38^\circ} = 16,2 \text{ м},$$

$$L_2 = \frac{b}{\cos \alpha} = \frac{21,5}{\cos 38^\circ} = 27,28 \text{ м},$$

$$L = L_1 + L_2 = 16,2 + 27,28 = 43,48 \text{ м}.$$

Знаходимо виліт гака:

$$L_b = L \cdot \cos \alpha + d = 43,48 \cdot \cos 38 + 2,2 = 32,2 \text{ м}.$$

$$h_2 = L_2 \cdot \sin \alpha = 27,28 \cdot \sin 38 = 15,1 \text{ м}.$$

Таким чином, маємо наступні дані:

необхідний виліт гака 23,1 м;

необхідна довжина стріли 40 м;

вантажопідйомність на необхідному вильоті 8 т;

висота підйому на необхідному вильоті 16 м.

За цими даними підбираємо кран. Решту конструкції (колони, балки) можна монтувати на мінімальному вильоті, відповідно з більшою вантажопідйомністю. Найбільше цим вимогам відповідає кран ДЕК-50 зі стріловим обладнанням, з довжиною стріли 40 м, довжиною некерованого гуська 24 м.

3.5 Нормокомплект основних машин, механізмів, устаткування, ручного інструменту

При сучасній організації праці робітників в цілях підвищення ефективності їх праці бригада (ланка) оснащується нормокомплектом технічних засобів.

Нормокомплект – це сукупність технічних засобів оснащення робочого місця бригади (ланки), певного чисельного і професійно-кваліфікаційного складу для виконання роботи за затвердженою технологією з нормативною продуктивністю праці. До складу нормокомплектів включаються засоби малої механізації, механізований і ручний інструмент, засоби технологічної і

організаційного оснащення, енергетичне устаткування, пристосування, засоби вимірів і контролю, засоби індивідуального захисту робітників.

Нормокомплект устаткування для бригади каменярів чисельністю 5 осіб з врахуванням монтажу конструкцій зібрані в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 – Нормокомплект устаткування для бригади каменярів
чисельністю 5 осіб

№	Найменування	К-ть	№	Найменування	К-ть
1	Установка для прийому і перемішування розчину	1	22	Набор інструментів для кам'яних робіт ІС-10	10
2	Роздавальний бункер	1	23	Кельма типу КБ-6	10
3	Радіостанція або переговорний пристрій	1	24	Молоток-кірочка типу МК-4	5
			25	Розшивання для опуклих швів РВ-1	4
4	Шарнірно-панельні підмостки ППУ-4	4	26	Розшивання для увігнутих швів РВ-2	4
5	Підмостки ППС-3	2	27	Схил 0-600	4
6	Домкрат	1	28	Складаний металевий метр	2
7	Строп двогілковий	1	29	Молоток-куркульок МКУ	2
8	Строп чотиригілковий	1			
9	Захват для монтажу сходових маршей	1	30	Кувалда прямокутна	2
10	Порядовка для підйому панелей і перегородок	1	31	Конопатка сталева К-50	2
11	Порядовка	4	32	Лопата штикова	2
12	Тимчасове огорожування сходових маршів	2	33	Лопата розчин ЛР-1	10
13	Каска захисна	10	34	Сокира А-1	1
14	Пояс монтажний	10	5	Лом монтажний ЛМ-20	2
15	Вагончик-контейнер	1	36	Пила-ножівка	2
16	Ящик розчин ємкістю	7	37	Ножиці арматурні ручні	2
17	Відро	8	38	Правило дюралюмінієве	5
18	Рівень будівельний	10	39	Рулетка РС-20	3
19	Ящик розчин ємкістю 0,1м ³	2	40	Шнур в корпусі	5

20	Візок для розчину	1	41	Рейка схил	2
21	Косинець	2	42	Дріт настановний	200мм

3.6 Калькуляція трудових витрат і заробітної плати

Калькуляція трудових витрат і заробітної плати складається з метою визначення сумарних витрат праці і вартості на весь об'єм робіт, передбачуваних по технологічній карті.

Витрати праці визначаються на підставі Кошторисних норм України Ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно-будівельні (КНУ РЕКНр).

Калькуляція складається за формою, представленою в таблиці 3.4.

Перелік робіт (графа 2) приймається залежно від технології процесу, на який розробляється технологічна карта. Обґрунтування норми (графа 1) приймається згідно з КНУ РЕКНр. Об'єм робіт (графа 4) слід приймати по зведеній відомості підрахунку об'ємів робіт. Одиниця виміру (графа 3) приймається виходячи з відповідної норми в рядку «вимір». Норма часу на одиницю виміру, люд. годин, (графа 5) приймається по відповідній нормі. Витрати праці на весь об'єм, люд. днів, обчислюється множенням величин граф 4 і 5 і діленням цього твору на 8 (число годинника в зміну). Розцінка на одиницю виміру (графа 7) приймається з обліком за усередненою вартістю люд. годин по розрядах робіт в будівництві та визначається множенням усередненої вартості люд. годин на норму часу на одиницю виміру (графа 5). Вартість праці на весь об'єм (графа 8) визначається перемножуванням показників граф 9, 4. По графах 6 і 8 обчислюються підсумкові значення.

Відповідно до прийнятої схеми виробництва робіт і послідовності виконання процесів, обчисленими трудовими витратами по калькуляції розробляється лінійний графік виконання робіт.

Таблиця 3.4 – Калькуляція трудових витрат і заробітної плати

Обґрунтування	Найменування робіт	Од. вим.	Об'єм	Трудомісткість		Середній разряд робіт	Коштує на 1 л./год.	Вартість	
				на од. л.год.	на об'єм л.дн			на од.	на об'єм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
9-22-8	Монтаж сталевих ферм прольотом до 48м, масою до 8 т	т	108,79	23,04	313,3	3,4	13,08	301,36	32785,30
9-17-2	Монтаж колон одноповерхових і багатоповерхових будівель заввишки до 25 м, маса колон до 3 т	т	9,4	9,28	10,904	3,6	13,41	124,4	1169,78
9-24-1	Монтаж в'зей з гнutoзварювальних профілів по фермах прольотом до 24м:	т	5,6	90,4	63,28	3,2	12,77	1154,4	6464,68
9-29-1	Монтаж косоурів	т	1,9	46,24	10,98	3,8	13,72	634,41	1205,37
7-59-2	Установка рівнів	100 м	0,1008	172,55	2,17	3,5	12,25	264,21	26,63
7-44-10	Укладання перемичок масою до 0,3т	100 шт	0,1	21,46	0,27	3,2	12,77	274,04	27,40
7-44-3	Укладання прогонів масою до 1т:	100 шт	0,04	172,55	0,86	3,6	13,41	11,53	0,46
6-50-2	Монтаж і демонтаж крупнощитовий опалубки перекриття:	м²	567	0,81	54,41	3,8	13,72	11,11	6299,37
9-42-3	Монтаж крівлі покриття з багатошарових плит	100 м²	8,19	64,0	65,52	3,5	12,25	784	6420,96
9-72-3	Монтаж стінних панелей	100 м²	12,64	64,0	101,1	3,5	12,25	784	9909,76
6-55-5	Установка сіток і каркасів в перекритті:	т	9,7	27,64	33,52	2,2	11,89	328,63	3187,71
6-54-4	Бетонування перекриття в крупнощитовий опалубці товщ. 220мм.	м²	567	0,32	22,68	3	12,44	3,98	2257,11
6-22-1	Монтажне бетонування ЛПП	100 м³	0,034	1168,7	4,97	3,1	12,60	14725,6	500,67

8-6-7	Кладка внутрішніх стін з цеглини								
	1й поверх	м³	45,5	6,97	39,7	2,7	12,11	84,4	3840,5
	2й поверх	м³	40,05	6,97	34,9				3380,48
8-7-3	Кладка перегородок армованих	100 м³	1,68	225,9	47,44	3	12,44	2810,19	4721,1
Всього			1377,76						82948,30

3.7 Графік виконання робіт

Графік виконання робіт розробляється на зведення конструкцій при двозмінній роботі монтажного крану і восьми годинному робочому дні. Графік виконання робіт представлений в графічній частині кваліфікаційної роботи.

Таблиця 3.5 – Склад ланок при монтажі різних елементів

Склад ланки	Чисельність ланки	Середній розряд	Примітка
Тесляр (зварювальники)	1	4р-1;	Опалубні роботи
Стропальник	1	4р-1;	Стропування
Бетоняр (арматурник)	3	3р-2;5р-1;	Бетонні роботи

3.8 Вказівки по виконанню робіт

Вказівки по виконанню робіт приймаються залежно від виду будівельних робіт за проєктом з використанням типових технологічних карт, карт трудових процесів, технічної літератури.

Улаштування опалубки колон перекриття

Допускається:

зсув осей опалубки від проєктного положення: колон 8мм; балок, прогонів і арок 10 мм;

місцеві нерівності опалубки при перевірці 2-метровою рейкою – 3 мм.

Допустимі відхилення:

від вертикалі або проєктного нахилу площин опалубки і ліній пересічення: на 1 м висоти 5мм; на всю висоту конструкції: колон заввишки до 5 м – 10 мм;

те саме, заввишки більш 5м – 15 мм; балок і арок 5мм;
у внутрішніх розмірах опалубки колон, балок – 3 мм;
у відстанях між опорами елементів опалубки, що згинаються, і між в'язями підтримуючих вертикальних конструкцій, від проєктних: на 1 м довжини 25 мм, на весь проліт не більше 75 мм.

Армування перекриттів.

Зсув арматурних стержнів при їх установці в опалубку, а також при виготовленні арматурних каркасів і сіток не повинно перевищувати 1/5 найбільшого діаметру стержня і діаметру встановлюваного стержня.

Армування конструкції слід здійснювати укрупненими зварними арматурними каркасами і сітками.

Не допускається:

корозія, забруднення, механічні пошкодження, вживання підкладок з обрізків арматури, дерев'яних брусків і щебня.

Арматуру слід вмонтовувати в послідовності, що забезпечує правильне її положення і закріплення. Перед установкою арматури на ній мають бути закріплені підкладки, що забезпечують необхідний зазор між арматурою і опалубкою.

Змонтована арматура має бути закріплена від зсуву і захищена від пошкоджень в процесі виконання робіт.

Відхилення від проєктної товщини бетонного захисного шару мають бути не більш 3мм при товщині захисного шару 15мм і не менше 5 мм при товщині шару не більш 15мм.

Бетонування перекриття

Допустиме відхилення у відмітках поверхонь – 5 мм.

Робочі шви повинні влаштовуватися: при бетонуванні ребристого перекриття в напрямі, паралельному другорядним балкам, а також окремих балок- в межах середньої третини прольоту балок, а при бетонуванні в напрямі, паралельному головним балкам (прогонам), в межах двох інших середніх чвертей прольоту прогонів і плит.

Бетонування балок (прогонів) і плит перекриття повинне виконуватися одночасно.

У довжині або прольоті елементів ± 20 мм; горизонтальних площин від горизонталі на всю площину ділянки, що вивіряється ± 20 мм.

Допускаються місцеві відхилення верхньої поверхні бетону від проєктної, при перевірці 2-метровою рейкою ± 5 мм.

Бетонування стін.

Допустиме відхилення площин і ліній їх пересічення, від вертикалі або від проєктного нахилу на всю висоту конструкції для стін, що підтримують покриття і перекриття ± 15 мм;

у відмітках поверхонь і заставних частин, службовців опорами для металевих або збірних стін – 5 мм;

у довжині або прольоті елементу ± 20 мм;

у розмірах поперечного перерізу елементу $+6$ мм -3 мм.

Виконання кам'яної кладки

Відхилення, що допускаються:

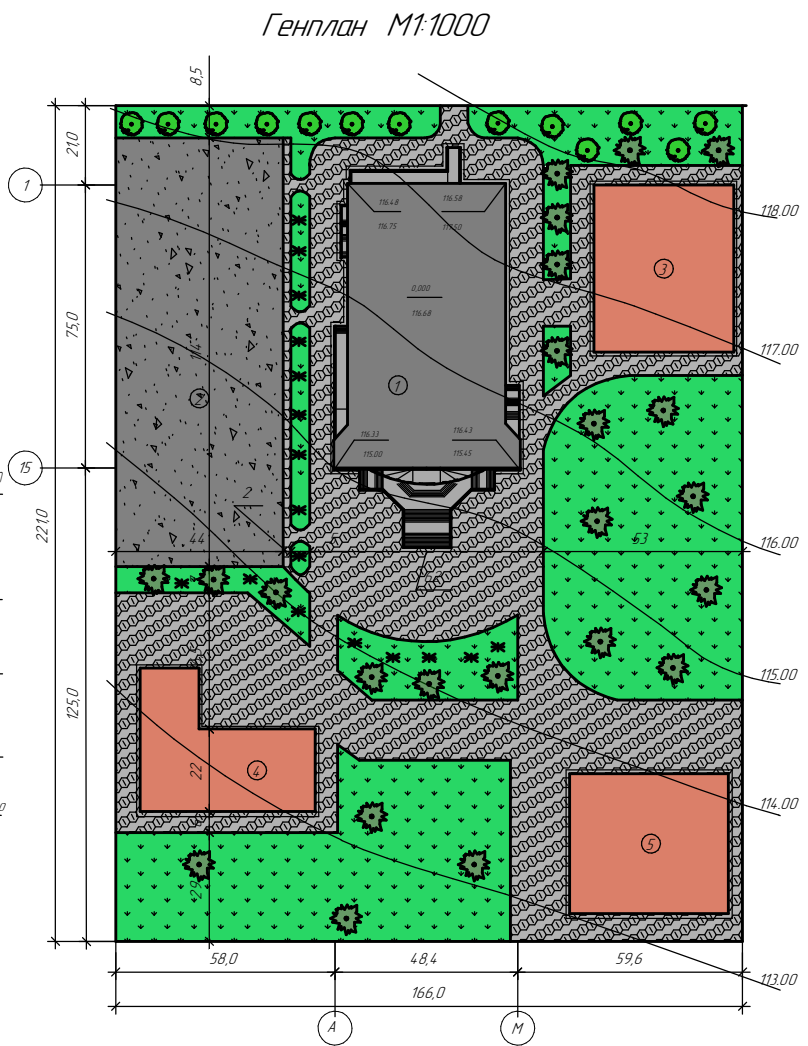
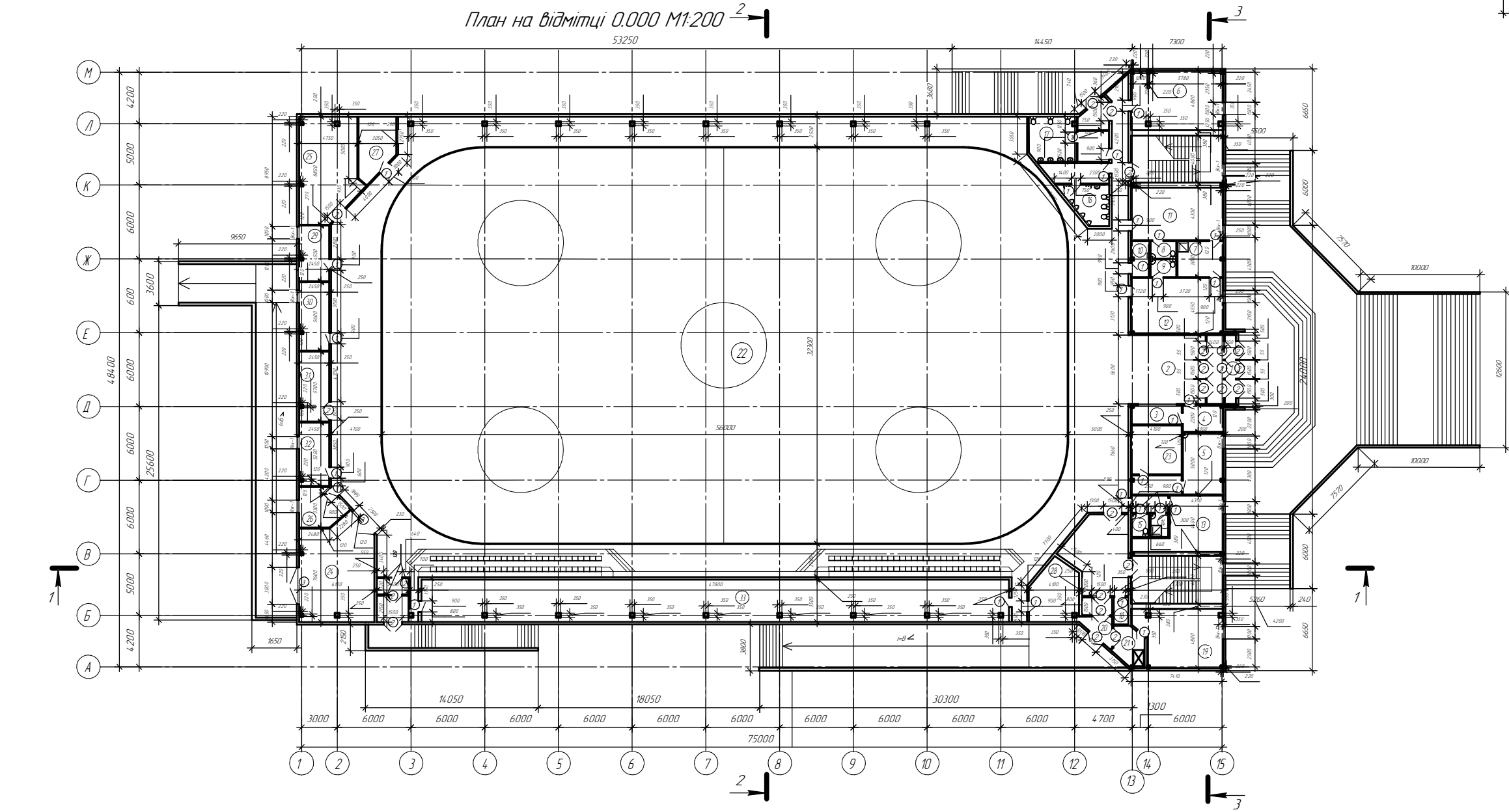
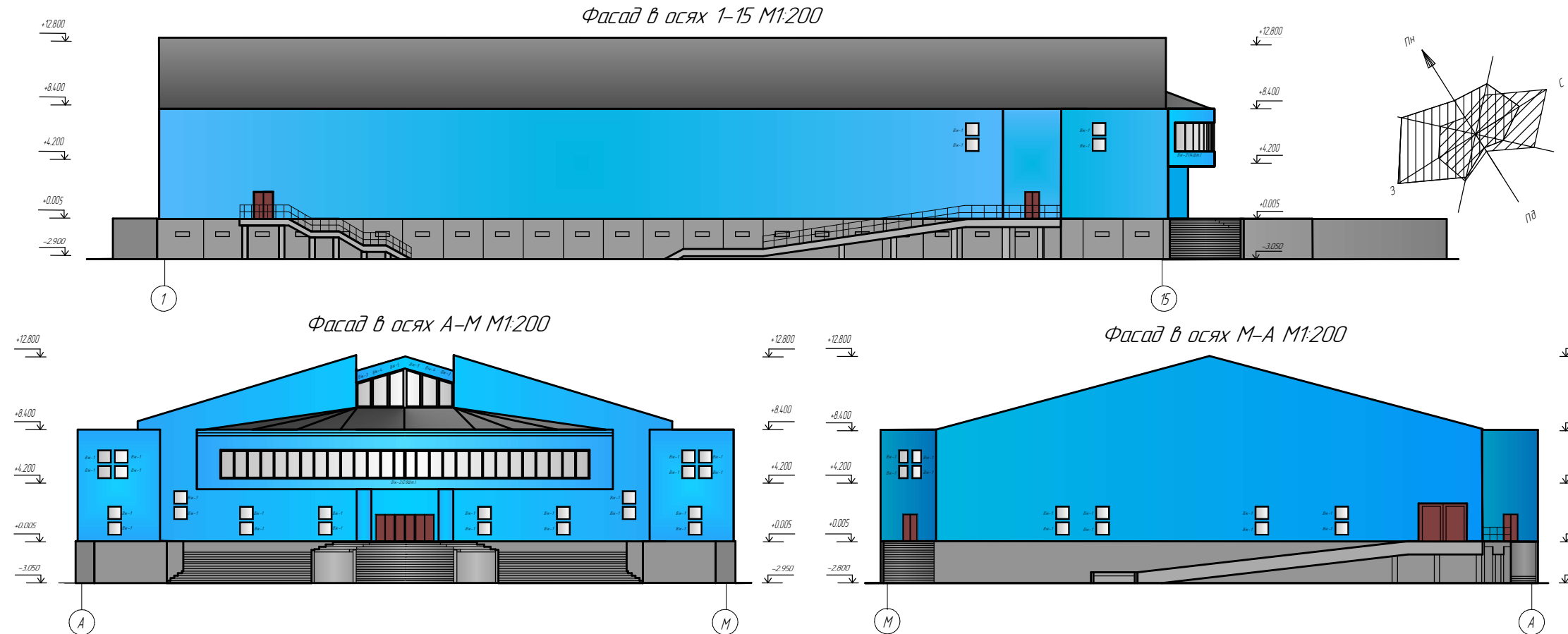
- рядів кладки від горизонталі на 10 м довжини – 15 мм;
- поверхонь і кутів кладки від вертикалі на один поверх – 10 мм;
- по зсуву осей суміжних віконних отворів – 20 мм
- по товщині отворів – 15 мм;
- товщина горизонтальних швів: не менше 10 мм, не більш 15 мм;
- товщина вертикальних швів – 10 мм;
- по товщині кладки – 10 мм;
- по зсуву осей конструкції – 10 мм;
- по ширині простінків – 15 мм;
- нерівності на вертикальній поверхні: без штукатурки – 15 мм; з штукатуркою – 10 мм.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Бабич Є. М. Розрахунок і проєктування залізобетонних балок : навчальний посібник / Є. М. Бабич, В. Є. Бабич. – Рівне: НУВГП, 2017. – 191 с.
2. Бойко Х. С. Типи будинків та архітектурні конструкції / Х. С. Бойко. – Львів: Львівська політехніка, 2015. – 204 с.
3. Васильчинко О.В. Основи архітектури і архітектурних конструкцій. Навчальний посібник / О. В. Васильченко. – Х.: УЦЗ України, 2007. – 257с.
4. ДБН А.2.2-3:2014. Склад та зміст проектної документації на будівництво. – Чинний від 2014-10-01. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 44 с.
5. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. – Чинний від 2019–10–01. – Київ : Мінрегіон України, 2019. – 185 с.
6. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – Чинний від 2019–01–01. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 33 с.
7. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проєктування. – Чинний від 2007–01–01. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 59 с.
8. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. – Чинний від 2017–01–01. – Київ : Мінрегіон України, 2017. – 37 с.
9. ДБН В.2.6-33:2018. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією. Вимоги до проєктування, улаштування та експлуатації. – Чинний від 2018–12–01. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 25 с.
10. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проєктування. – Чинний від 2011–06–01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 97 с.
11. ДСТУ 8302:2015. Інформація та документація. Бібліографічні посилання. Загальні положення та правила складання. – Чинний від 2016–07– Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2016. – 16 с.
12. ДСТУ Б А.2.4-4:2009. Система проектної документації будівництва. Основні вимоги до проектної та робочої документації. – К. Мінрегіонбуд України, 2009. – 74 с.

- 13.ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проєктування. – Чинний від 2007–01–01. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 15 с.
- 14.ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Правила проєктування. – Чинний від 2011–06–01. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
- 15.ДСТУ Б В.2.6-189:2013. Методи вибору теплоізоляційного матеріалу. – Чинний від 2014-01-01. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 55 с.
- 16.ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. – Чинний від 01.11.2011. – Київ : Мінрегіон України, 2011. – 130 с.
- 17.ДСТУ-Н Б В.1.2-13:2008. (EN1990:2002, IDN). Основи проєктування конструкцій. Настанова. – Чинний від 2009–07–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 81 с.
- 18.Інженерні рішення з охорони праці при розробці дипломних проєктів інженерно-будівельних спеціальностей: навч. посіб. / За ред. В. В. Сафонова. – К.: Основа, 2000. – 336 с. – ISBN 966-7233-23-5.
- 19.Клименко Є. В. Будівельні конструкції / Є. В. Клименко, В. С. Дорофєєв, О. О. Довженко, А. І. Костюк, О. О. Пастернак, О. С. Чернєва, Є. В. Лисенко, Т. В. Ляшенко, М. В. Мельник. – К.: Центр навчальної літератури, 2019. – 426 с.
- 20.Клименко Ф. Є. Металеві конструкції / Ф. Є. Клименко, В. М. Барабаш, Л. І. Стороженко. – Львів: Вид-во «Світ», 1994. – 312 с.
- 21.Котеньова З. І. Архітектура будівель і споруд: навчальний посібник / З. І. Котеньова. – Харків: ХНАМГ, 2007. – 170 с.
- 22.Крамарчук А. П. Будвельні конструкції / А. П. Крамарчук, Б. М. Ільницький, Т. В. Бобало. – Львів: Львівська політехніка, 2016. – 200 с.
- 23.Лінда С.М. Архітектурне проєктування громадських будівель і споруд : навчальний посібник / С.М. Лінда. - Львів: Видавництво Національного університету «Львівська політехніка», 2010. – 608 с.
- 24.Методичні рекомендації до виконання та оформлення дипломних проєктів для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» першого (бакалаврського) освітнього рівня у 2021-2022 навчальному році / Укл. В. І. Доненко, О. А. Овчаренко. – Старобільськ : ЛНАУ, 2022. – 30 с.

- 25.Методичні рекомендації щодо написання та оформлення кваліфікаційних робіт. – Старобільськ: ЛНАУ, 2021. – 50 с.
- 26.Організація будівництва : підручник / [С. А. Ушацький, Ю. П. Шейко, Г. М. Тригер та ін.]; за ред. С. А. Ушацького. – Київ : Кондор, 2007. – 521 с.
- 27.Практикум із охорони праці: навч. посібник / За ред. В. Ц. Жидецького. – Львів: Афіша, 2000. – 352 с. – ISBN 966-7760-09- X
- 28.Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / [А. Б. Гольшев, В. Я. Бачинский, В. П. Полищук и др.] ; под ред. А.Б. Гольшева. – Киев : 13 Будівельник, 1990. – 544 с.
- 29.Хоменко О. Г. Залізобетонні конструкції: навчальний електронний посібник. Глухів, 2017. – 208 с.



- Умовні позначення
- Хвойні дерева
 - Листяні дерева
 - Чагарники
 - Озеленення
 - Дорожнє покриття

Експлікація будівель та споруд

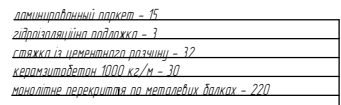
Номер на плані	Найменування	Координати квадрата сітки
1	Критий каток	
2	Адвотостанка	
3	Мінімаркет	
4	Музей	
5	Аптека	

ТЕП генерального плану

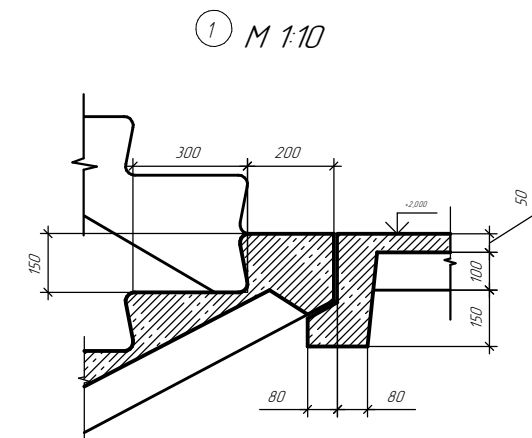
Найменування показників	од. виміру	Кількість
1 Площа ділянки	м ²	36686
2 Площа забудови	м ²	8806
3 Щільність забудови	%	37
4 Площа озеленення	м ²	11766
5 Коефіцієнт озеленення	-	3,2
6 Площа доріг	м ²	18014

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ					
м. Харків					
Ім	Колес	Арх	Міх	Підпис	Дата
Розробив	Ковальчук С				
Керівник	Павченко О				
Консультант					
Будівництво критої ковзанки				Статус	Архив
				ДП	1 8
Фасади в осях 1-15; 4-3 План на відмітці 0.000; Генплан, ТЕП загального плану; Експлікація будівель та споруд; Умовні позначення, Травний 2014				СНУ ім. В. Даля група БУД.301	

на підставі поданої розвідки технічного характеру – 120
 теплової енергії – неопалювальна – 100
 теплової енергії ширшої розвідки технічного характеру – 80
 теплової енергії мінеральної паливної та сировинної – 150
 теплової енергії
 монолітна з/б палива на суцільному фундаменті корабельного перетину

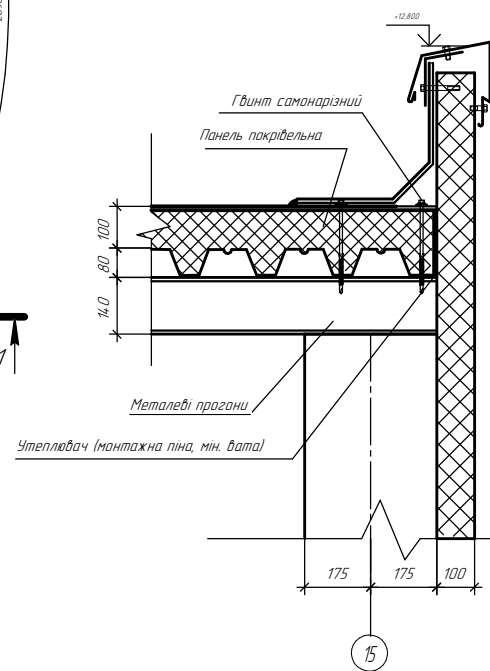


A diagram showing a particle with mass m_2 moving towards a vertical wall. The particle is represented by a black dot with a horizontal arrow pointing to the right, labeled with the number 2. The wall is a thick vertical black line.



① M 1:10

② *M 1:10*



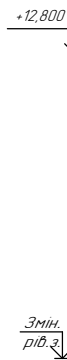
Поз.	Найменування	Площа, м ²	Кат. прим.
1	Тамбур	14,8	д
2	Вестибюль	35,2	д
3	Каза	7	д
4	Приміщення охорони	7,2	д
5	Медичний пункт	16,4	д
6	Роздягальня	35,6	д
7	Душова	11,6	д
8	Санвузол	3,2	д
9	Санвузол	3,2	д
10	Приміщення для сушки	4	д
11	Роздягальня	32,4	д
12	Роздягальня	34	д
13	Приміщення суддів	23,6	д
14	Душова	2,8	д
15	Санвузол	2,8	д
16	Санвузол чоловічий	10	д
17	Санвузол жіночий	14	д
18	Електрощитова	2,6	г
19	Тепловий пункт	31,6	д
20	Тамбур	8,2	д
21	Забантажувальна кафе	7,4	д
22	Зал льодового поля із трибунами для глядачів	174,8	д
23	Гардероб	15,4	д
24	Приміщення для стяжки збірального каміану	4,9	д
25	Машинне відділення холодильної установки	39,6	г
26	Ремонтна майстерня	11	г
27	Інвентарна	14,8	д
28	Приміщення прокату	18	д
29	Приміщення обслуговуючого персоналу	11	д
30	Приміщення обслуговуючого персоналу	14,2	д
31	Приміщення для зберігання покривтв	14,2	д
32	Приміщення обслуговуючого персоналу	12,8	д
33	Приміщення технічного призначення	164,8	д

Поз.	Наименования	Площа м ²	Тип прим.
1	Зал кафе	298,5	д
2	Горячий цех (доготовочная)	19,8	д
3	Раздаточная	16	д
4	Камера	12	д
5	Примещение персоналу	18,4	д
6	Душова	3	д
7	Сандузол	3,4	д
8	Камера збирального інвентарю	20,7	д
9	Туалет чоловічий	10,3	д
10	Туалет жіночий	13,6	д
11	Адміністративне приміщення	29,4	д
12	Приміщення венткамери	96	д
13	Приміщення венткамери	80	д
14	Гардероб	10,6	д

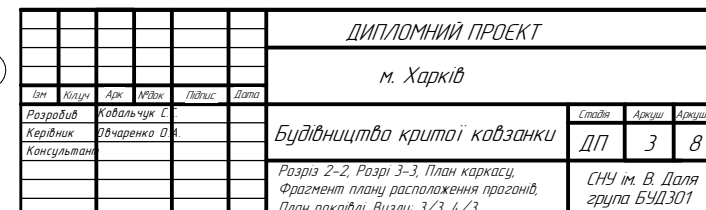
№ п/п	Найменування показників	Од. виміру	Кількість
1	Робоча площа	м ²	68216
2	Загальна площа	м ²	3375
3	Площа забудови	м ²	3790
4	Будівельний об'єм	м ³	30600
5	Висота будівлі	м	12,8

							ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ		
							м. Харків		
							Будівництво критої кавзанки		
							Розріз 1-1, План на відмітці 4.200, Експликація приміщень 1-го та 2-го поверху, ТЕП будфп, вузли: 1/2, 2/2		
							Спеціаліст	Архитектор	Архитектор
							ДП	2	8
							СНУ ім. В. Доля група БУД301		

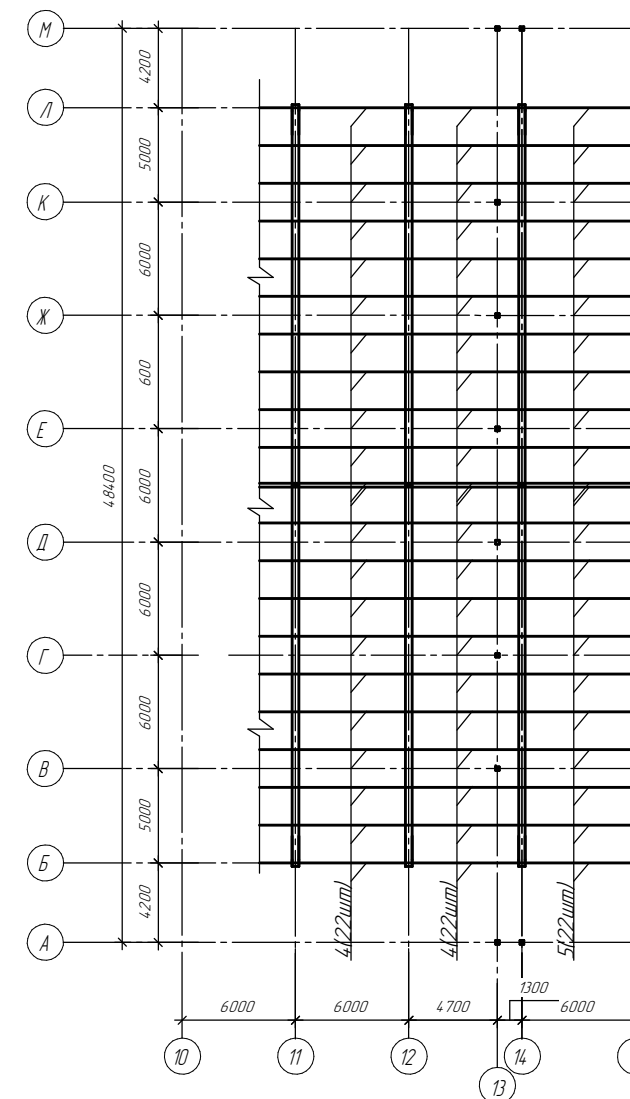
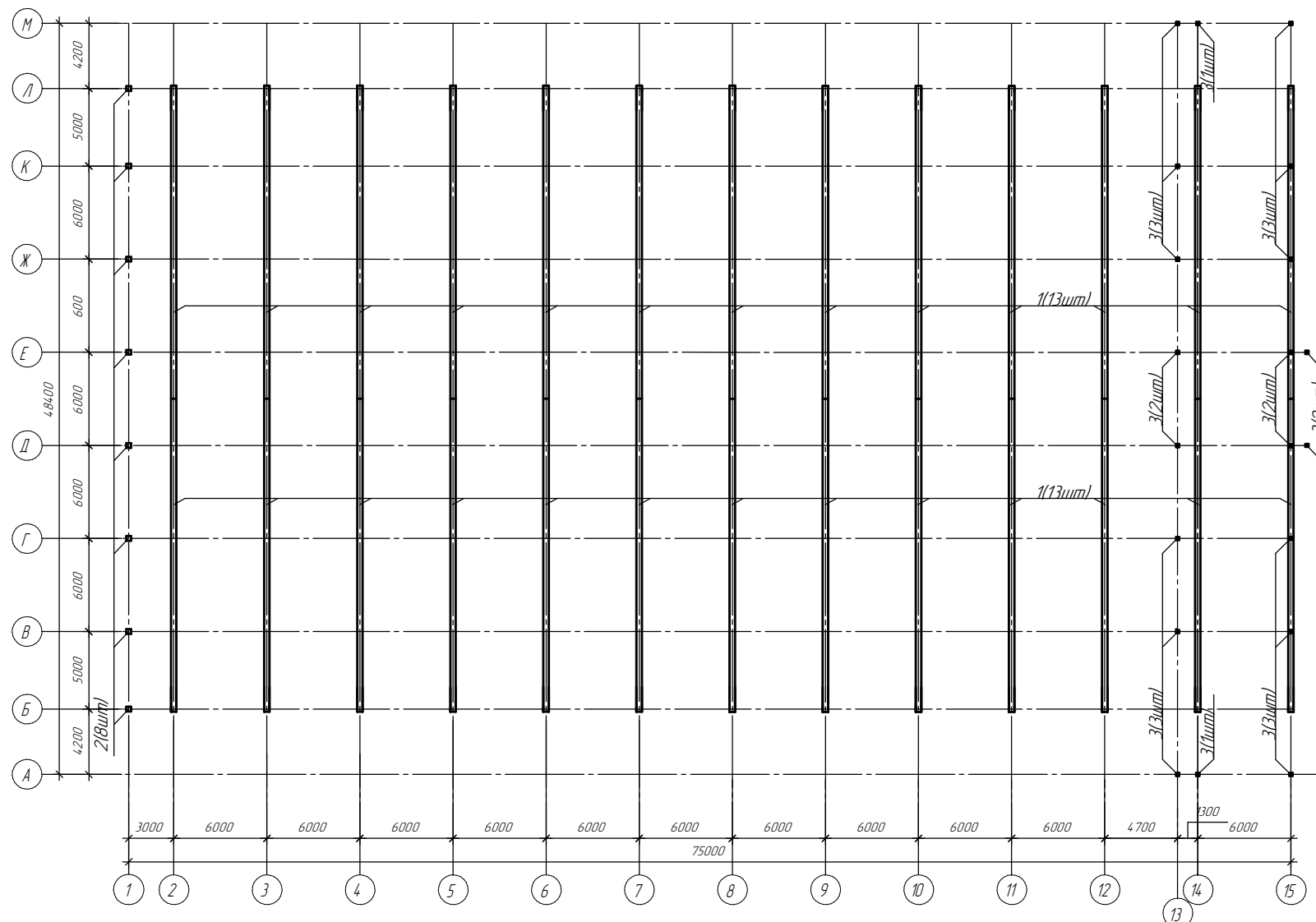
льодяне поле з розділенням технологічного трубопроводу - 120
 теплоізоляція - пенополілекс - 100
 теплоізоляційний шар з розділенням технологічного трубопроводу - 4
 теплоізоляційні мінераловатні плити на гімтемічних спеціальних - 150
 парозізоляція
 мастилинні з'її плити на спеціальних фундаментах корозійного перетину



ламинированный паркет - 15
гидроизоляційна підложка - 3
стяжка із цементно-піщаною розчиною - 32
керамзитобетон 1000 кг/м - 30
моновитне перекриття по металевих балках - 220



Фрагмент плану розположення прогонів М1:200



Специфікація до перекриття

Марка, поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса, од, кг	Приміт.
Балки					
Б-1	Див. специф. бал.	Балка Б-1	6	1370,5	8223
Б-2	Див. специф. бал.	Балка Б-2	10	302,5	3025
Б-3	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=5800	2	278,9	557,8
Б-4	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=4898	2	235,6	471,2
Б-5	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=5650	4	271,8	1087,2
Б-6	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=4500	2	216,5	433
Б-7	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=4084	2	196,5	393
Б-8	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=5530	2	266	532
Б-9	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=4150	4	199,6	798,4
Б-10	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=3910	2	188	376
Б-11	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=1100	2	271,8	543,6
Б-12	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=6220	2	52,9	105,8
Б-13	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=7370	2	354,5	709
Б-14	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=2116	2	101,8	203,6
Б-15	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=3316	2	159,5	319
Б-16	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=6272	2	301,7	603,4
Б-17	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=6118	2	294,3	588,6
Б-18	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=6000	1	288,6	288,6
Колони					
К-1	Див. специф. колони	Колона К-1	6	285,2	1711,2
К-2	ГОСТ 26020-83	I №20К1 l=4100	4	170,2	680,8
К-3	ГОСТ 26020-83	I №20К1 l=4100	6	170,2	1021,2
К-4	ГОСТ 26020-83	I №20К1 l=4100	4	170,2	680,8
К-5	ГОСТ 26020-83	I №20К1 l=4100	6	170,2	1021,2
К-6	ГОСТ 26020-83	I №20К1 l=4100	4	170,2	680,8
Плита перекриття					
Деталі					
С-1	ГОСТ 3760-2006	Ф3Вт-І			4,63м
Матеріали					
		Бетон В 15			44,2м³

Специфікація балок, колон

Марка, поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса, од, кг	Приміт.
Балка Б-1					
1	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=7082	1	1340,6	1340,6
2	ГОСТ 27772-88*	— 65 x 8 l=373	14	1,52	21,3
3	ГОСТ 27772-88*	— 165 x 8 l=412	2	4,3	8,6
Балка Б-2					
4	ГОСТ 26020-83	I №40Б1 l=5973	1	287,3	287,3
5	ГОСТ 27772-88*	— 65 x 8 l=373	10	1,52	15,2
Колона К-1					
6	ГОСТ 26020-83	I №20К1 l=4052	1	168,2	168,2
7	ГОСТ 27772-88*	— 185 x 30 l=490	2	214	42,8
8	ГОСТ 27772-88*	— 91,5 x 10 l=350	2	2,5	5
9	ГОСТ 27772-88*	— 210 x 20 l=210	1	6,9	6,9
10	ГОСТ 27772-88*	— 96,5 x 10 l=175	2	1,3	2,6
11	ГОСТ 27772-88*	— 200 x 10 l=360	2	15,6	31,2
12	ГОСТ 27772-88*	— 360 x 28 l=360	1	28,5	28,5

Примітка

1. Матеріал – сталь марки С240 ГОСТ 27772-88*.
2. Зварювальні шви виконувати електродами типу 372 за ГОСТ 9467-75.
3. Висоту зварювальних швів приймати за найменшою товщиною зварювальних елементів.
4. Всі отвори $\phi 23$ мм.

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ

м. Харків

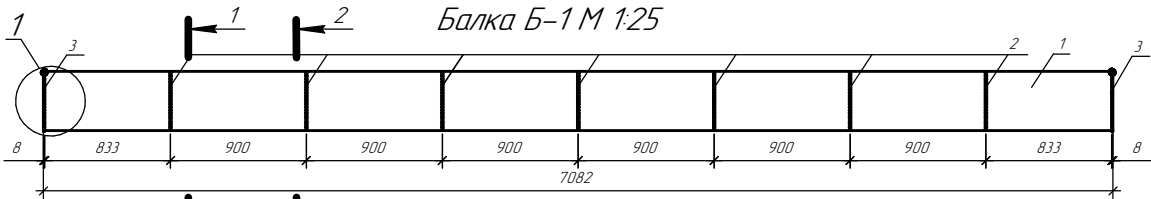
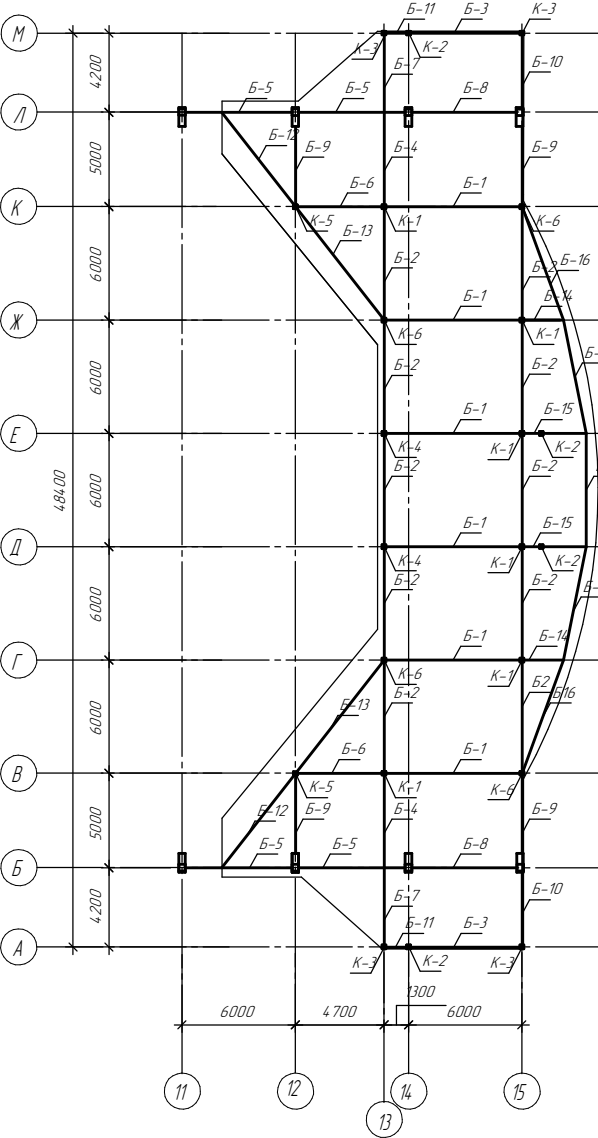
Будівництво критої коззанки

СНУ ім. В. Дала
група БУД301

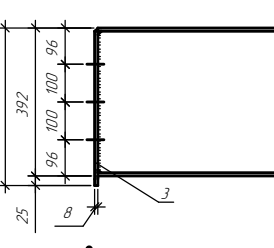
ДІП 4 8

Монтажна схема балочної клітини М 1:200
Балка Б-1 М 1:25
Колона К-1 М 1:10
Балка Б-2 М 1:25
З'єднання балок Б-1, Б-2 з колоною К-1 М 1:10

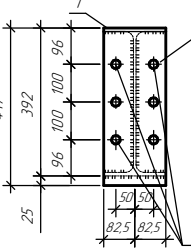
Монтажна схема балочної клітини М 1:200



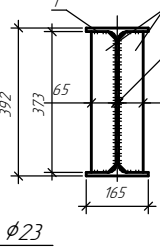
1 М 1:10



3-3 М 1:10



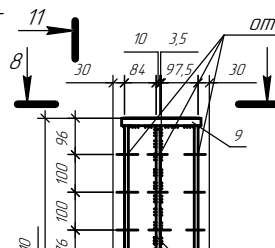
1-1 М 1:10



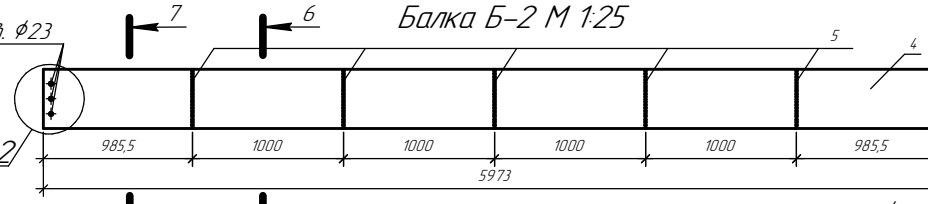
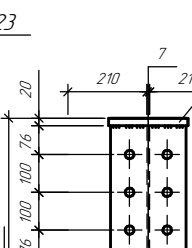
2-2 М 1:10



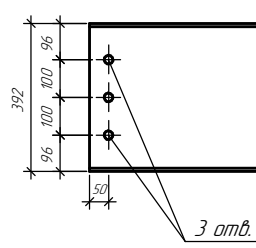
Колона К-1 М 1:10



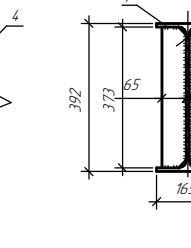
11-11 М 1:10



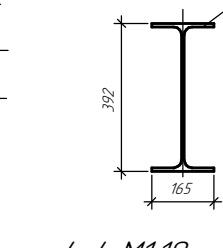
2 М 1:10



6-6 М 1:10



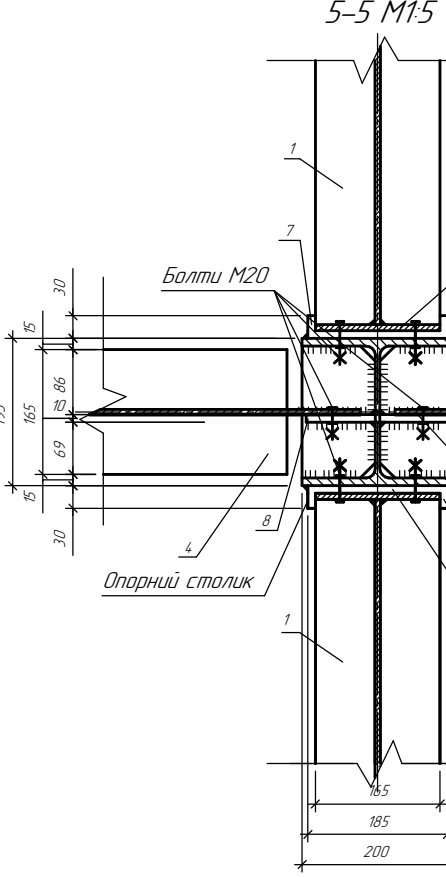
7-7 М 1:10



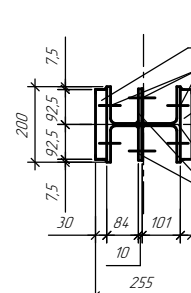
4-4 М 1:10

З'єднання балок Б-1, Б-2 з колоною К-1 М 1:10

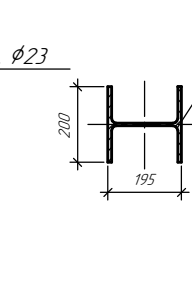
5-5 М 1:5



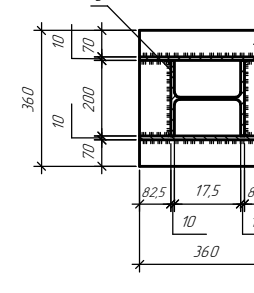
8-8 М 1:10



9-9 М 1:10



10-10 М 1:10



Геометрична схема рами М1:200

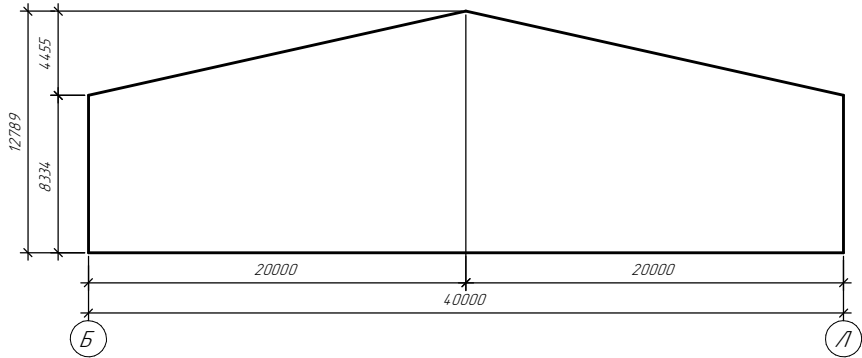


Схема завантаження рами сніговим навантаженням

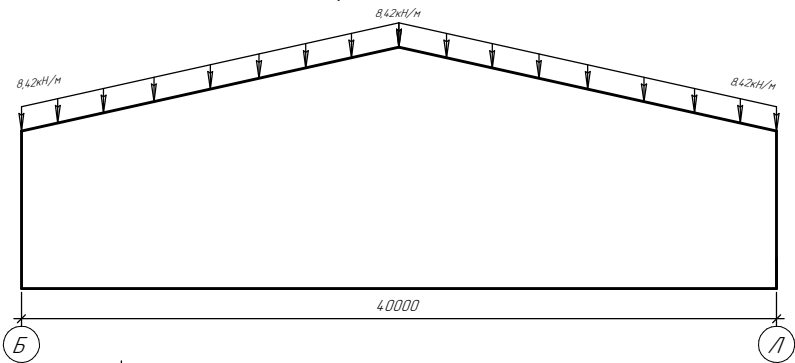


Схема завантаження рами постійним навантаженням

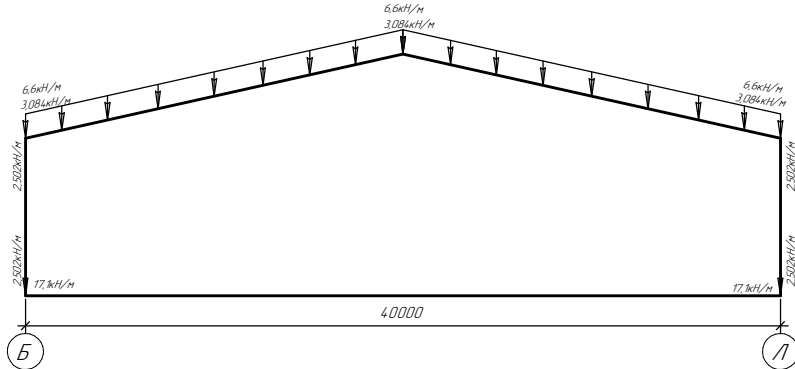
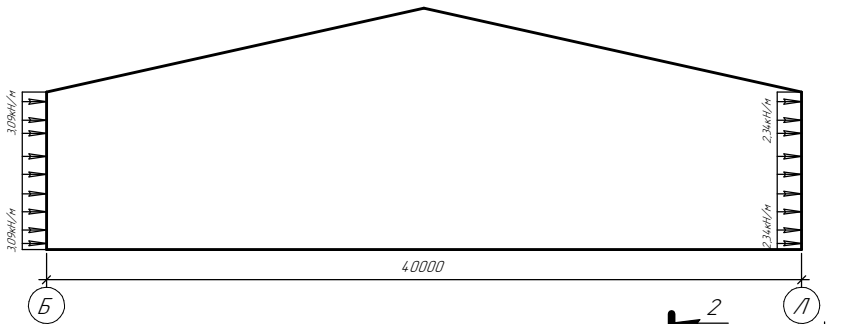
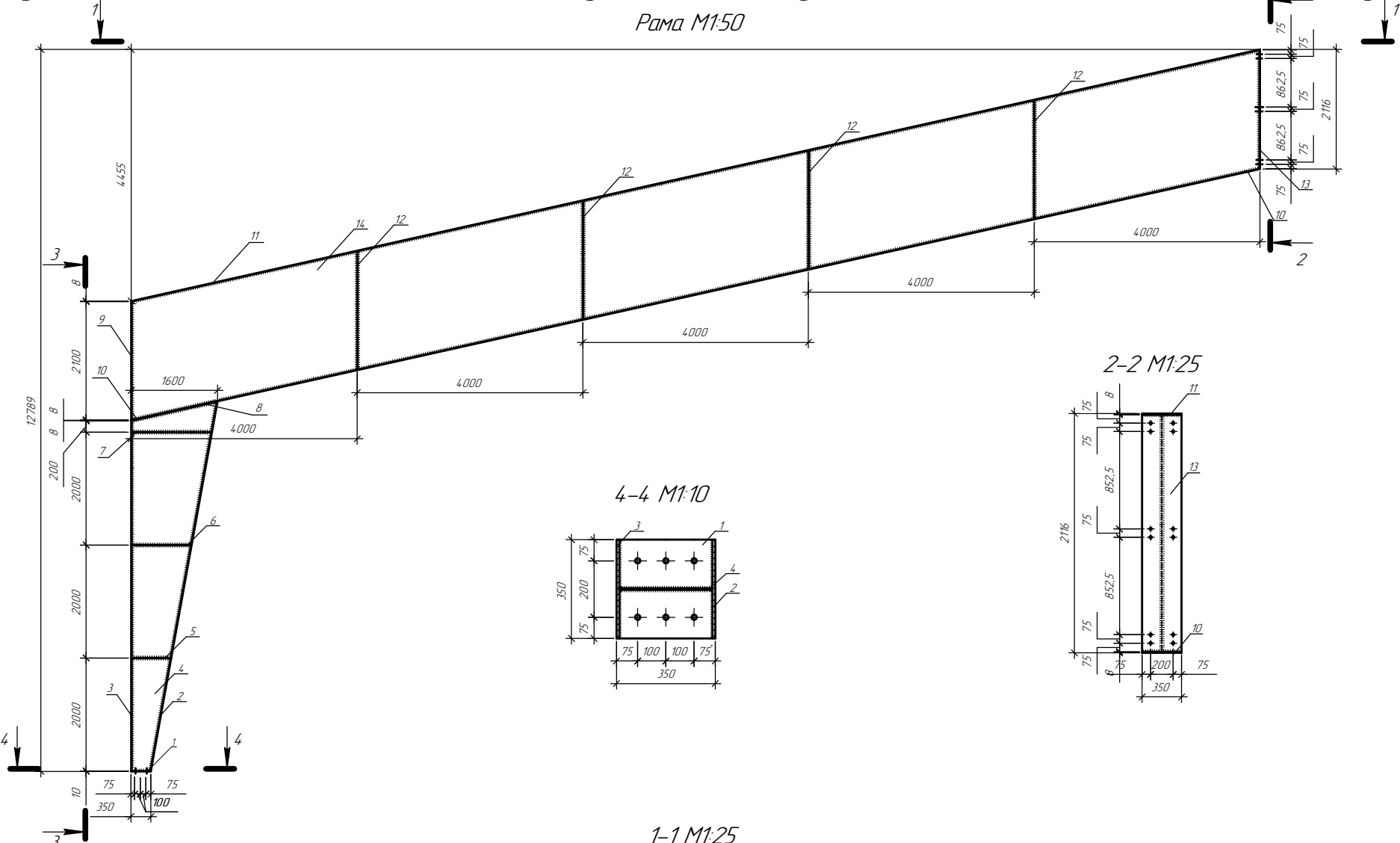


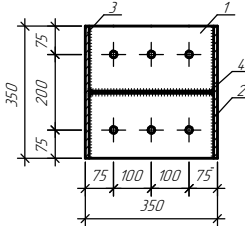
Схема завантаження рами вітровим навантаженням



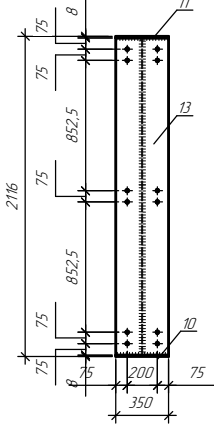
Рама М1:50



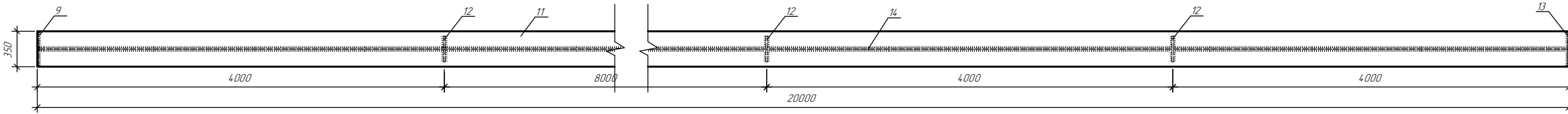
4-4 М1:10



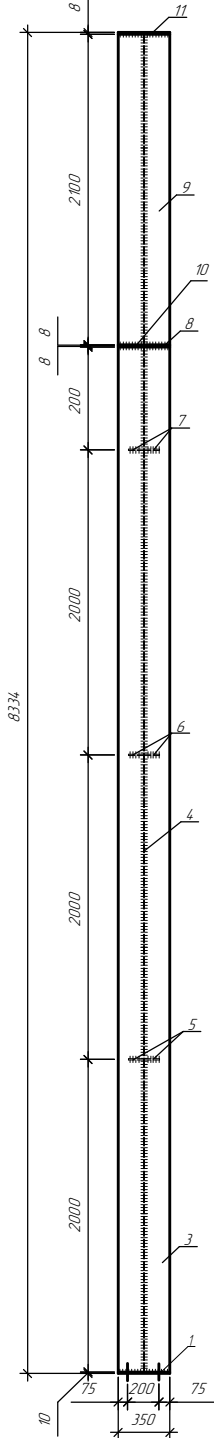
2-2 М1:25



1-1 М1:25



3-3 М1:25



Специфікація рами

Марка, поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса, од, кг	Приміт.
Стійка					
1	ГОСТ 1928-73	— 350 x 10 l=350	2	9,6	19,2
2	ГОСТ 1928-73	— 350 x 10 l=6400	1	176,6	176,6
3	ГОСТ 1928-73	— 350 x 10 l=6200	1	172	172
4	ГОСТ 1928-73	— 6 l=6200	1	286	286
5	ГОСТ 1928-73	— 100 x 8 l=700	2	4,5	9
6	ГОСТ 1928-73	— 100 x 8 l=1000	2	6,3	12,6
7	ГОСТ 1928-73	— 100 x 8 l=1400	2	8,8	17,6
8	ГОСТ 1928-73	— 350 x 8 l=1600	1	35,3	35,3
Ригель					
9	ГОСТ 1928-73	350 x 10 l=2100	1	58	58
10	ГОСТ 1928-73	350 x 8 l=20500	1	452,6	452,6
11	ГОСТ 1928-73	350 x 8 l=20500	1	452,6	452,6
12	ГОСТ 1928-73	120 x 10 l=2100	8	19,8	158,4
13	ГОСТ 1928-73	350 x 10 l=2100	1	58	58

Таблиця відправних марок

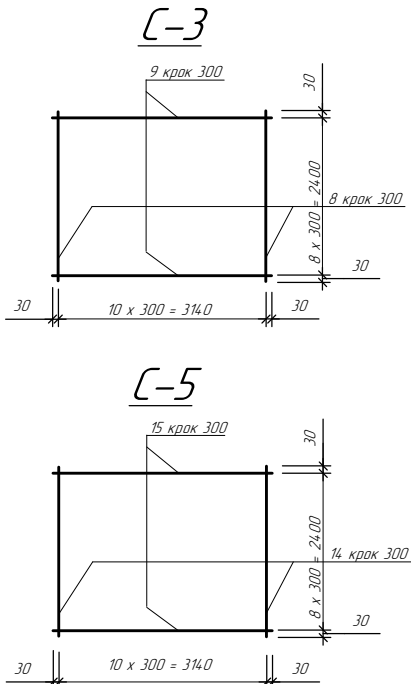
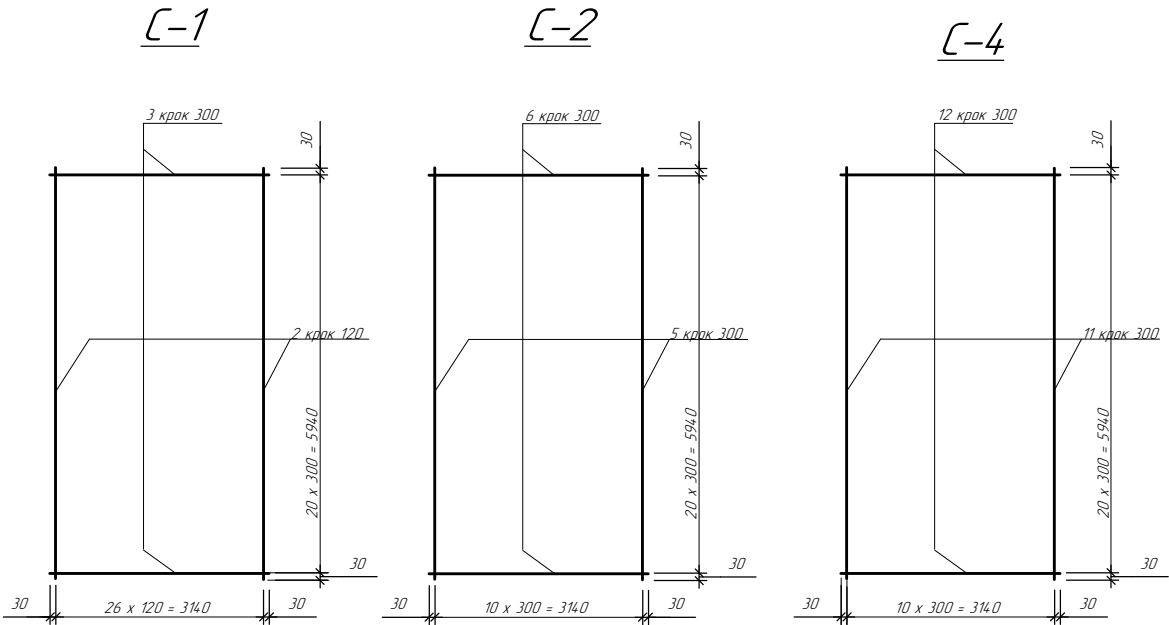
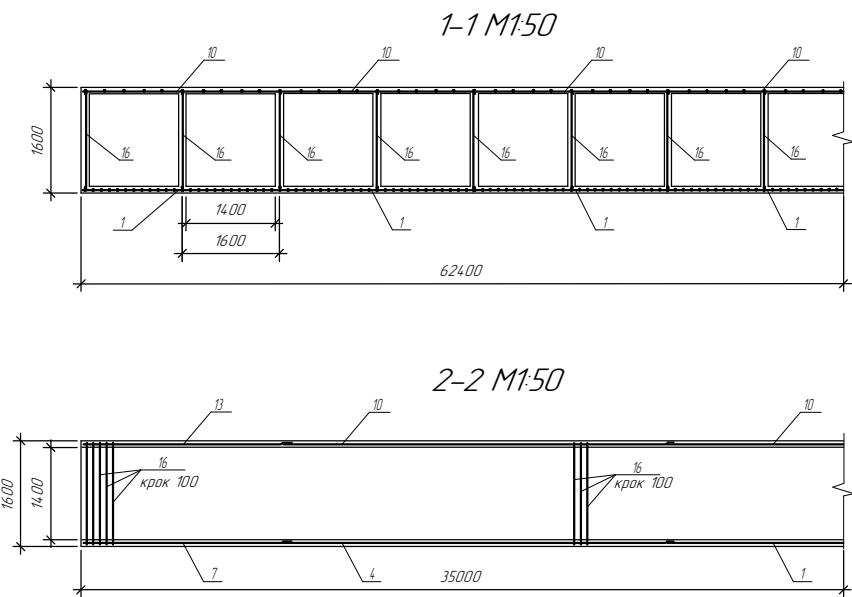
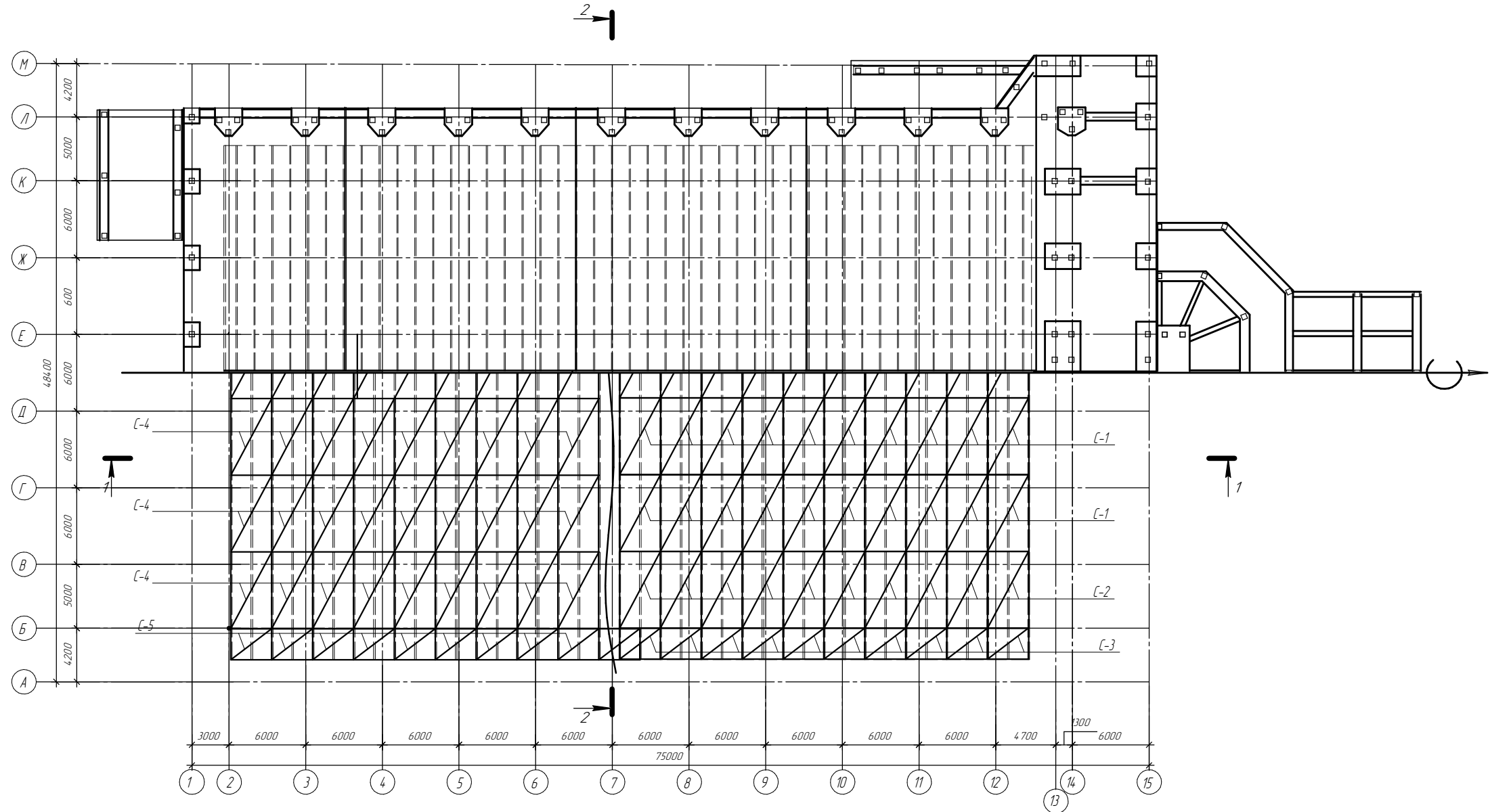
Відправна марка	Кількість		Маса, кг		Примітка
	т	н	шт.	загальна	
С1	2	735,6	14712	14712	Сталь С345-3
Р1	2	344,9	6898	6898	Сталь С345-3

Примітка

- 1.Матеріал – сталь С345-3, марки 09Г2С по ГОСТ 1928-73
2.Отверстия під болти нормальної точності 18мм, окрім одумовлених.
3.Зварювальні шви з катетом kf=8 мм, окрім одумовлених.
4.Зварювальна проволока Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ					
м. Харків					
Вит.	Кор.	Арх.	Мод.	Ліст.	Ліст.
Разробив	Ковальчук С.				
Керівник	Павченко О.				
Консультант					
Будівництво кригої кобзанки				Стан.	Архив.
				ДП	5 8
				СНУ ім. В. Даля група БУД.301	

Схема розташування елементів цокольного перекриття,
Схема розташування сіток армування по верхньому/нижньому поясу фундаменту М1:200



Специфікація до фундаменту

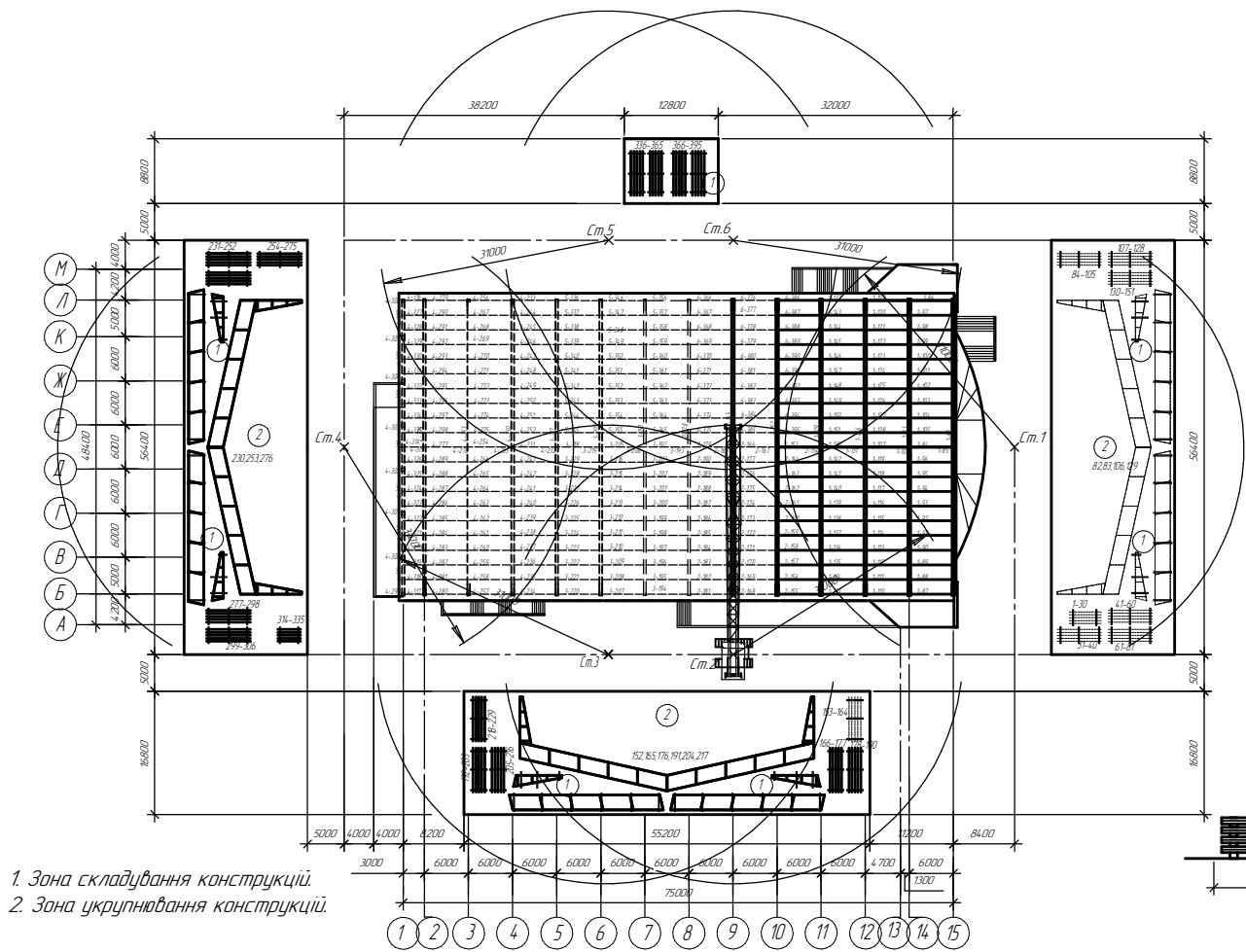
Марка, поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса, од., кг	Приміт.
Сітки					
1		С-1	60		
2	ДСТУ 3760-2006	Φ 25 А400 l=5940	1560	22.88	
3	ДСТУ 3760-2006	Φ 8 А400 l=3140	1200	1.24	
4		С-2	40		
5	ДСТУ 3760-2006	Φ 25 А400 l=5940	400	22.88	
6	ДСТУ 3760-2006	Φ 8 А400 l=3140	800	1.24	
7		С-3	40		
8	ДСТУ 3760-2006	Φ 25 А400 l=2400	400	9.24	
9	ДСТУ 3760-2006	Φ 8 А400 l=3140	320	1.24	
10		С-4	100		
11	ДСТУ 3760-2006	Φ 12 А400 l=5940	1000	5.27	
12	ДСТУ 3760-2006	Φ 6 А400 l=3140	2000	0.7	
13		С-5	40		
14	ДСТУ 3760-2006	Φ 12 А400 l=2400	400	2.2	
15	ДСТУ 3760-2006	Φ 6 А400 l=3140	320	0.7	
Деталі					
16	ДСТУ 3760-2006	Φ 16 А400 l=1500	13920	2.36	
Матеріали					
Бетон В20					819м³

Відомість витрати сталі на елемент, кг

Марки елементів	Вироби арматурні арматура класу						Загальна витрата
	А400						
	ДСТУ 3760-2006						
	Φ 6	Φ 8	Φ 12	Φ 16	Φ 25	разом	
Ф-1	1627,5	2895,8	6144,9	32948,6	48708,1	93325	93325

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ					
м. Харків					
Ім.	Курс.	Арх.	Мех.	Літис.	Діт.
Розроб.	Ковальчук С.				
Керівник	Павченко О.				
Консультант					
Будівництво критаї кобзанки				Стан.	Арх.
				ДП	6 8
Схема розташування елементів цокольного перекриття, Схема розташування сіток армування по верхньому/нижньому поясу фундаменту М1:200, Специфікація до фундаменту, Відомість витрати сталі на елемент, кг, Розриси Сітки 1-5.				СНУ ім. В. Даля група БУД.301	

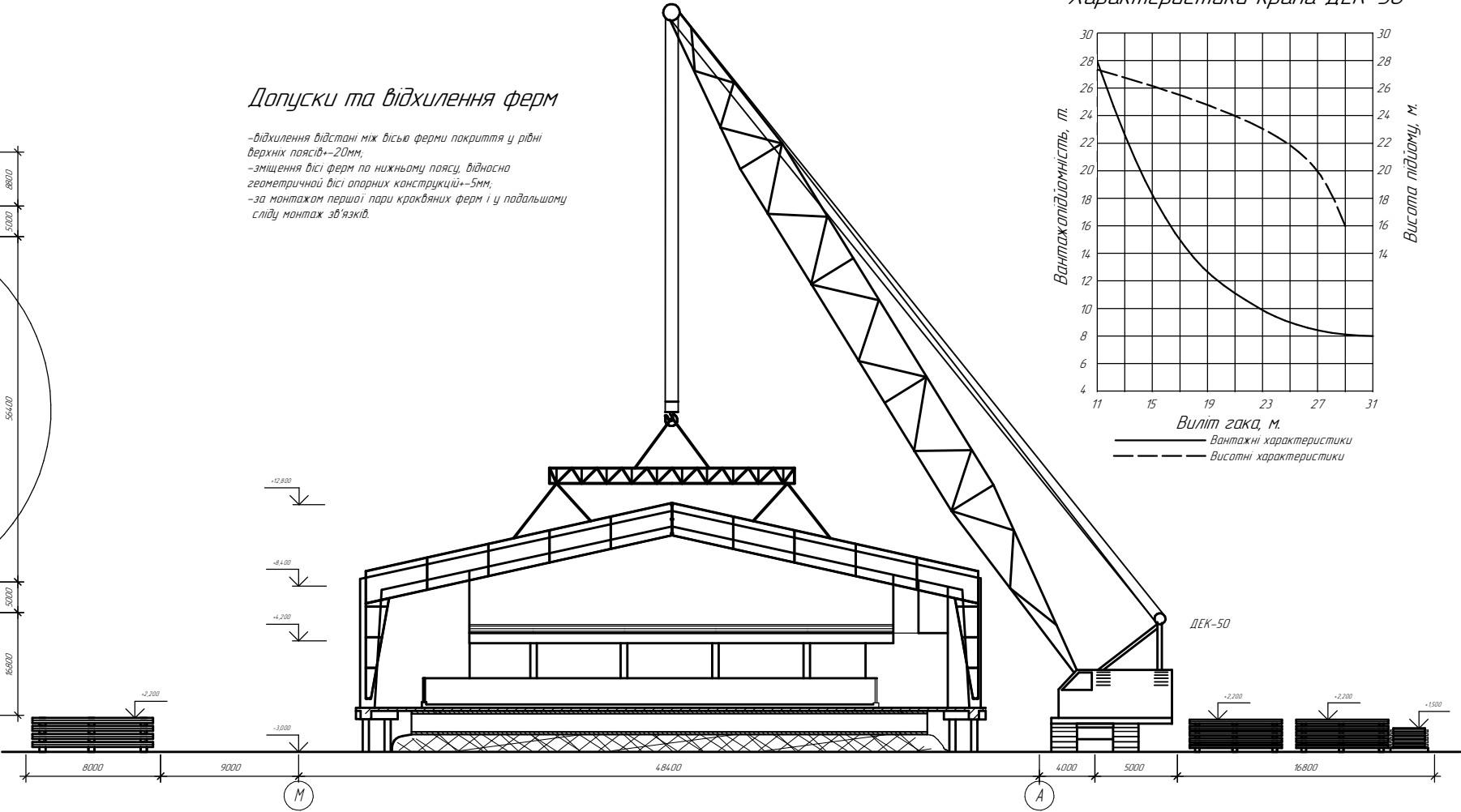
Технологічна схема організації робіт з монтажу ферм М1500



Допуски та відхилення ферм

-відхилення відстані між вісью ферми покриття у рівні верхніх поясів--20мм,
-зміщення вісі ферм по нижньому поясу, відносно геометричної вісі опорних конструкцій--5мм,
-за монтажом першої пари кроквяних ферм і у подальшому сліду монтаж зв'язків.

Розріз 1-1 М1:200



Характеристики крана ДЕК-50

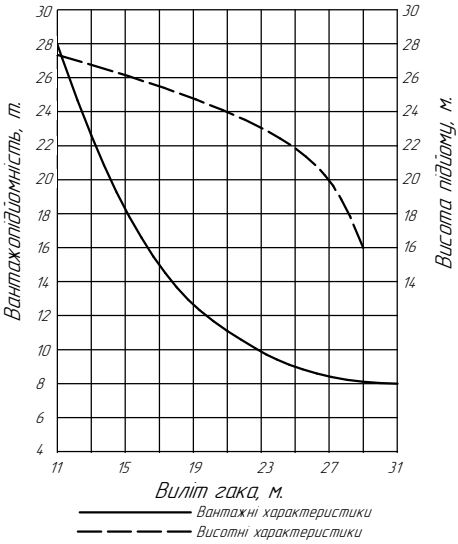
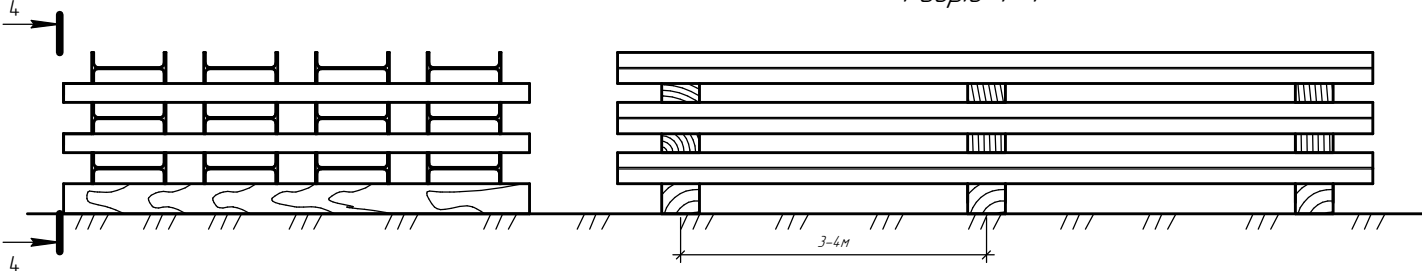


Схема захоплення колон напівавтоматичним захватом

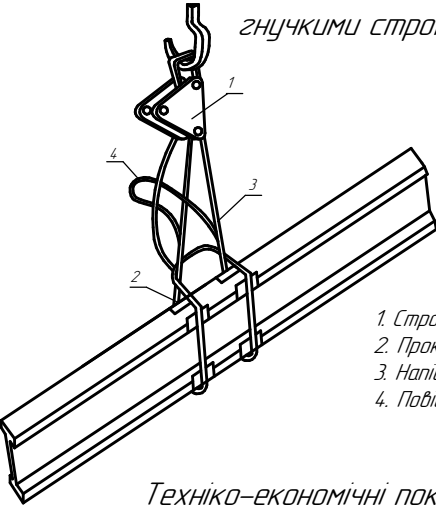
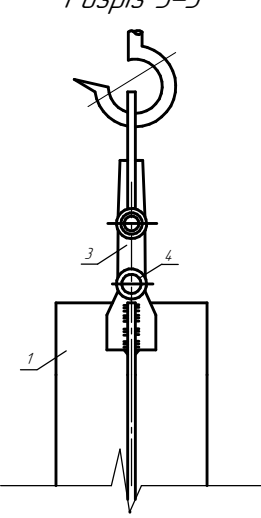
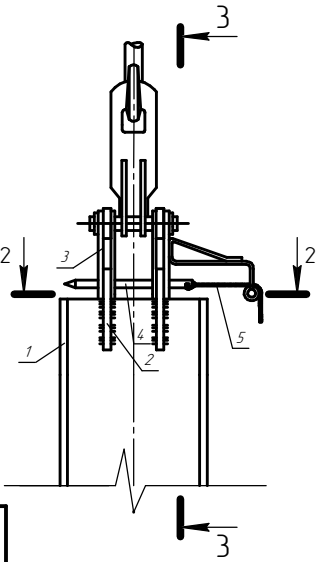
Захоплення балок у обхват гнучкими стропами

Схема складування колон та балок

Розріз 4-4



Розріз 3-3



1. Строп,
2. Прокладка,
3. Напівавтоматичний захват,
4. Підвідець.

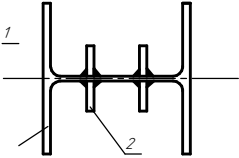
Техніко-економічні показники

Найменування	Ед. вим.	Кіл.-тм.
1.Обсяг робіт	м	1377,763
2.Трудовитрати на весь V робіт	чел.дн.	813,354
3.Трудовитрати на од. V робіт	чел.дн.	0,59
4.Заробітна плата на весь V робіт	грн.коп.	8294,8,30
5.Заробітна плата 1-го робочого	грн.коп.	101,98
6.Вироботка на одиницю V робіт	м/чел.дн.	1,069

Графік виробництва робіт

Наименование работ	Ед. изм.	Объем работ	Трудоемкость по норме чел.-дн.	Трудоемкость на весь объем принятая, чел.-дн.	Состав бригады (звена)	Смен-ность	Продолж. дни.	Рабочие дни/смены
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Монтаж рам, колон, зв'язків.	т	125,69	496,6	480	10	2	24	10
Монолітне бетонування перекриття і устаткування сходів.	1м ²	1107,1	1100	80	10	2	4	10
Кладка внутрішніх стін, перегородок, укладання перемичок і порогів.	1м ³	85,55	123,08	120	10	2	6	10
Установка панелей покриття.	100м ²	8,19	65,52	60	10	2	3	10
Установка зовнішніх стінових панелей.	100м ²	12,64	101,1	100	10	2	5	10

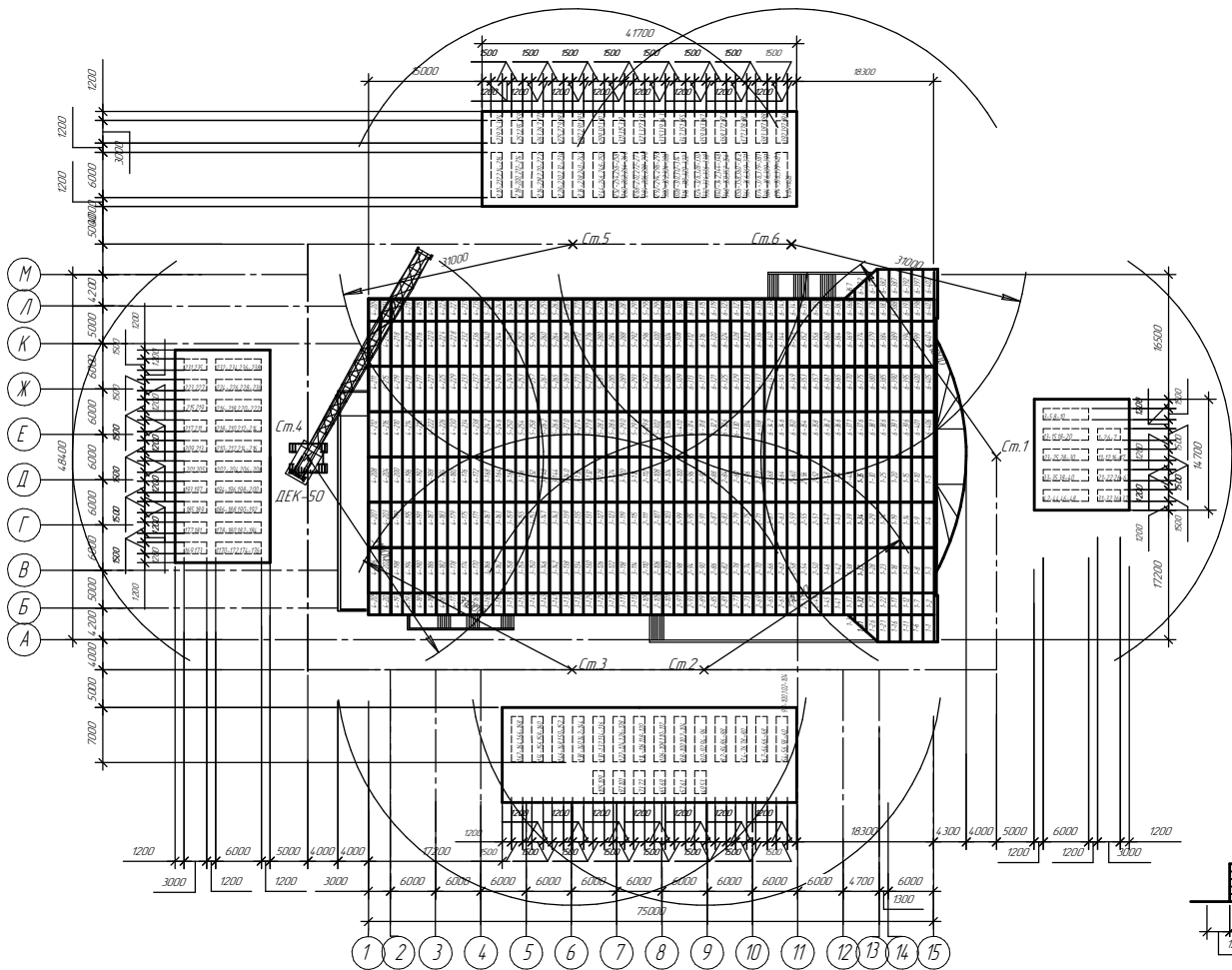
Розріз 2-2



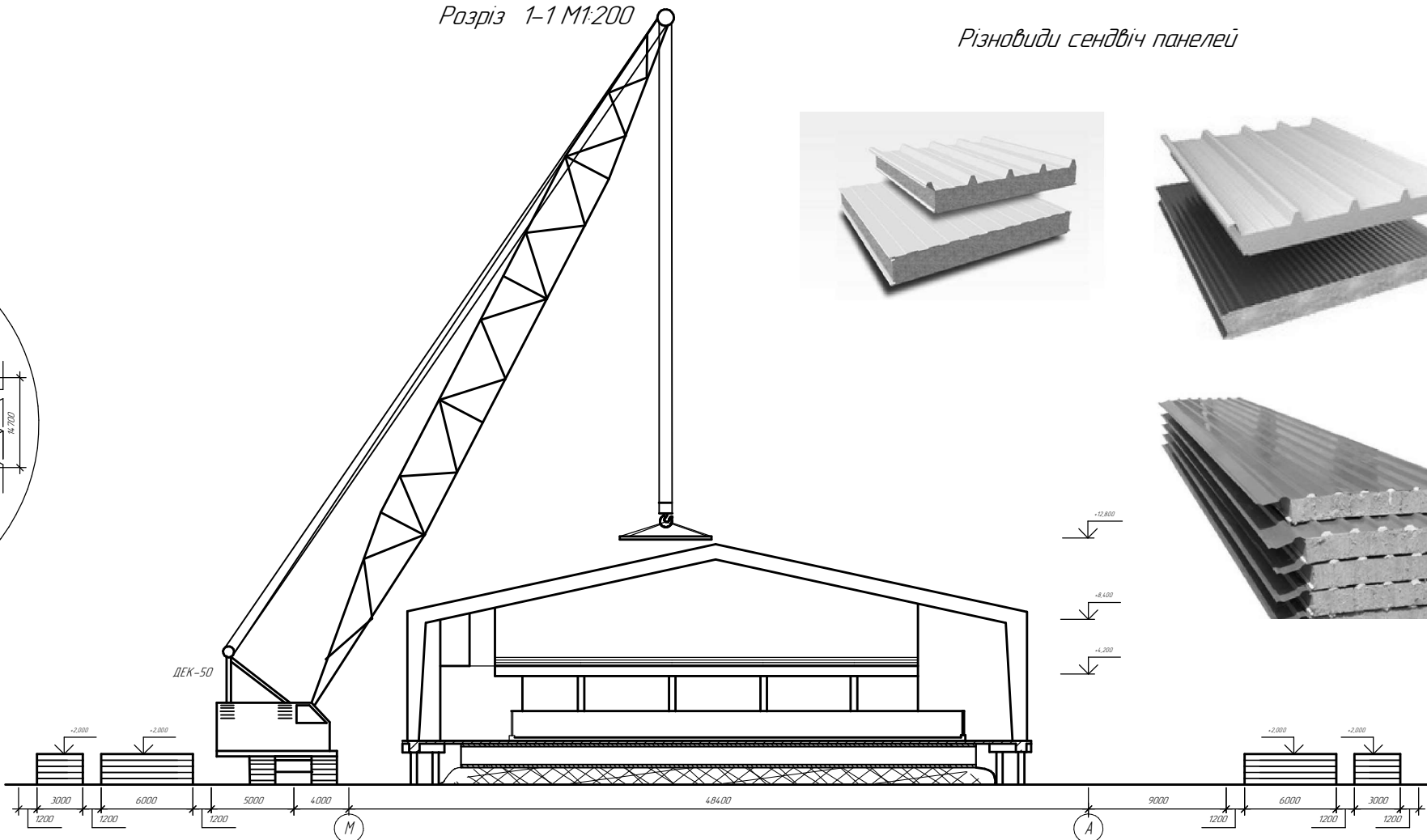
1. Колонна,
2. Планка,
3. Захват,
4. Штир,
5. Канат для розстроповки.

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ			
м. Харків			
Будівництво критаї кобзанки	Статів	Архив	Архив
ДП	7	8	
СНУ ім. В. Даля група БУД.301			

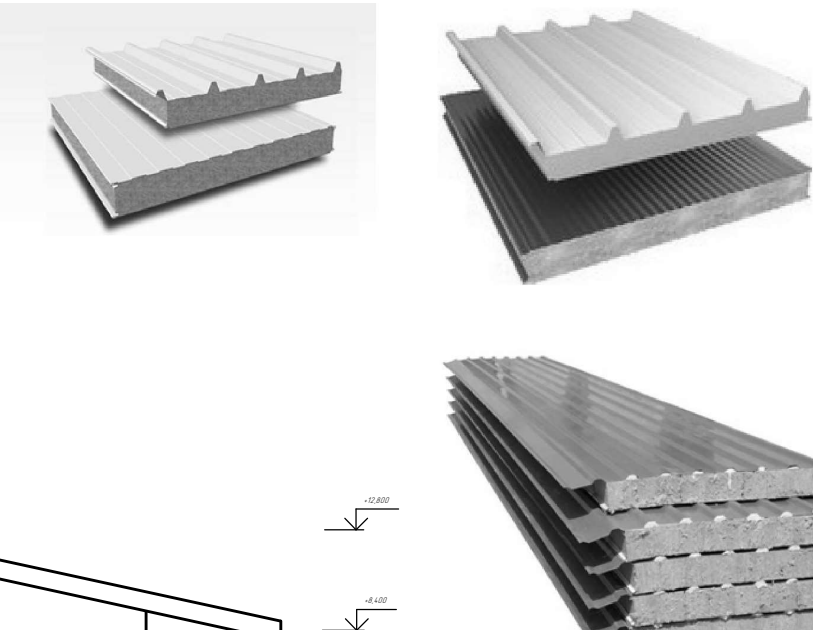
Технологічна схема організації робіт з монтажу плит покриття М1:500



Розріз 1-1 М1:200



Різновиди сендвіч панелей



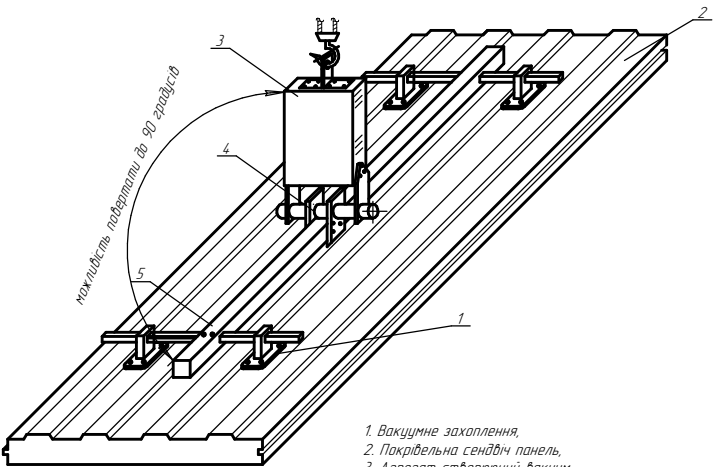
Нормокомплект обладнання, ручного інструменту, приладів виміри, та контррою елементів

Найменування	Нормативний документ	Технолог. потреби	Примітка
1	2	3	4
Переставні інвентарні розмірники	ГОСТ 25573-82 *	2	Робота монтажників на висоті
Сходи інвентарні з майданчиком	ГОСТ 25573-82 *	2	Підйом монтажників на висоту
Сходи з поручнями	ГОСТ 25573-82 *	2	Підйом монтажників на покриття
Ручно-щиповий індикатор	-	4	Тимчасове кріплення та вибірання колон
Відкритий контур	-	6	Тимчасове кріплення та вибірання колон
Канат діаметром 1-19мм-10м	ГОСТ 483-75 *	2	Для відтяжок
Лопаті сталеві будівельні	ГОСТ 1405-83	2	Виконання монтажних операцій
Куболоди масою 4,8 кг	ГОСТ 11402-75 *	1	Виконання монтажних операцій
Молоток сталевий	ГОСТ 11042-83	1	Виконання монтажних операцій
Скребки масою 175кг. довжиною 0,6 м	ГОСТ 11402-75 *	1	Очищення колон
Зубило слесарне розміром 32х230	ГОСТ 1211-86 *	1	Очищення зварного шва
Щітка металова	ТУ 494-01-104-76	2	Очищення засадних деталей
Ключи гакові накладні	ГОСТ 2839-80В *	1	Закріплення стінових панелей
Вібратор глибинний	Т542-4024-77	1	Заповнення стиків
Кельма типу АБ	ГОСТ 9533-81	2	Заповнення стиків
Машина МЗС-1	ГОСТ 25573-82 *	1	Заповнення стиків
Геодалит	ГОСТ 10529-86 *	2	Контроль вертикальності встановлення колон
Лопата сталеві	ГОСТ 19596-87 *	2	Заповнення стиків
Відра ємністю 10 л	ГОСТ 19596-87 *	2	Заповнення стиків
Пробій сталевий довжиною 50 см	ГОСТ 2333-80 *	2	Контроль правильності стін
Лінійка для розміру відстані 0,5 м	ГОСТ 2333-80 *	1	Заповнення швів
Бадилля падаючі для вимірювання ступеня відстані 0,5 м	ГОСТ 19596-87 *	1	Заповнення стиків
Каністер для інструменту та пристосувань	ГОСТ 2333-80 *	1	Зберігання інструменту та інвентарю
Рулетка сталеві РС-20	ГОСТ 2505-89	1	Контроль вимірювання
Мірна складна металова РЖ-Г	ГОСТ 1427-75 *	2	Контроль вимірювання
Сходи будівельні	ГОСТ 7948-80	1	Контроль вертикальності
Рівень будівельний	ГОСТ 9416-83	1	Контроль горизонтальності
Кутимір перевертний 90°	ММ-1799-87	1	Контроль прямих кутів
Шпатель гнотомічний	ГОСТ 1427-75 *	1	Герметизація швів мастикою
Гармастоп	ГОСТ 1427-75 *	1	Герметизація швів мастикою
Кисть	ГОСТ 10597-87	1	Нанесення мастик
Напилка	ГОСТ 10597-87	1	Щилювання і розслаблення мастик у шві

Схема монтажу стінових сендвіч панелей



Схема строповки сендвіч панелей



1. Вакуумне захоплення,
2. Покрівельна сендвіч панель,
3. Агрегат створюючий вакуум,
4. Стопорний штифт шарніра (фіксатор-клямка)
5. Направляючі,

Схема складирования сендвич панелей

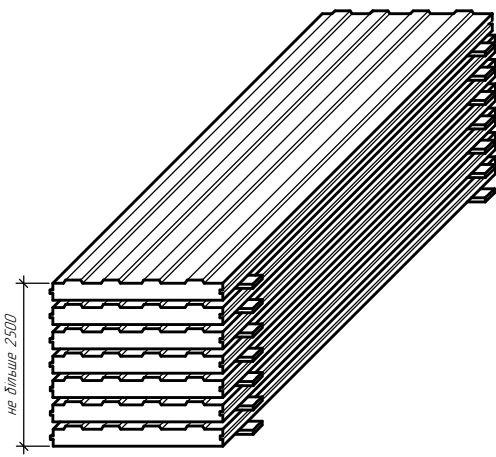


Схема монтажу покрівельних сендвіч панелей



Вимоги до якості та прийомки робіт

№	Процес що підлягає контролю	Предмет контролю	Спосіб контролю	Час контролю	Відповідальний	Тех. критерій оцінки якості
1	2	3	4	5	6	7
1	Якість зварних швів	Висота шва, провар металу	Візуальна, інструментальна. Сталевий метр	По закінченні монтажу	Майстер. Прораб	Прийомка по ГОСТ 10922-75 та ГОСТ 6996-66 *
2	Монтаж конструкції рам	Відповідність розмірів конструкції та правильність їх установки у проектне положення	Візуальна, інструментальна. Сталевий метр	По закінченні монтажу	Майстер. Прораб	Прийомка згідно СНІП 3.03.01-87

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ					
м. Харків					
Він	Кілець	Арх	Міжк	Підпис	Дата
Розроб	Ковальчук С				
Керівник	Павченко О				
Консультант					
Будівництво кривої коззанки				Статус	Архив
				ДП	8 8
				СНУ ім. В. Даля група БУДЗ01	