

Зміст:

Стор.:

Анотація.....	4
Вступ.....	8
1. Архітектурно-будівельний розділ.....	9
1.1. Розробка варіантів об'ємно-планувальних рішень.....	10
1.2. Розробка генерального плану.....	10
1.3. Об'ємно-планувальне рішення.....	11
1.4. Архітектурно-конструктивне рішення.....	14
1.5. Інженерно-технічне обладнання.....	36
2. Розрахунково-конструктивний розділ.....	37
2.1. Обґрунтування вибору основних несучих конструкцій.....	38
2.2. Статичні розрахунки конструкцій.....	38
2.2.1. Розрахунок фундаментів.....	38
2.2.2. Розрахунок панелі-оболонки типу КЖС-18.....	57
3. Технологія та організація будівництва.....	70
3.1. Організаційно-технологічна характеристика та умови будівельного виробництва.....	71
3.2. Обґрунтування тривалості будівництва.....	71
3.3. Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт та ресурсів.....	71
3.4. Вибір методів виконання робіт.....	100
3.5. Вибір складу будівельної техніки та будівельних бригад.....	102
3.6. Розробка технології виконання будівельних процесів.....	124
3.6.1. Область застосування технологічної карти.....	124
3.6.2. Організація й технологія виконання робіт.....	125
3.6.3. Техніка безпеки при забиванні паль.....	133
3.6.4. Техніко-економічні показники.....	133
3.7. Календарний план.....	134
3.7.1. Взаємозв'язок потоків і коригування даних об'єктного	

календарного плану.....	135
3.7.2. Розробка графіків потреби в робочих кадрах і матеріально-енергетичних ресурсів.....	136
3.7.3. Оцінка варіантів ОКП – об’єктних календарних планів по техніко-економічних показниках.....	137
3.8. Будівельний генеральний план.....	140
3.8.1. Розрахунок побутових, адміністративних і санітарно-побутових приміщень тимчасового призначення.....	140
3.8.2. Розрахунок складських приміщень і площадок.....	144
3.8.3. Забезпечення будівництва електроенергією.....	147
3.8.4. Розрахунок забезпечення будівництва тимчасовим Водопостачанням.....	151
3.8.4.1. Витрати води на виробничі потреби.....	151
3.8.4.2. Витрати води на господарсько-побутові потреби.....	151
3.8.4.3. Норми витрат води на пожежогасіння.....	152
4. Охорона праці та природи.....	153
4.1. Розробка з охорони праці.....	154
4.1.1. Виробнича санітарія.....	155
4.1.2. Боротьба з виробничими шкідливостями.....	156
4.1.3. Техніка безпеки.....	157
4.2. Розробка з охорони природи.....	169
4.2.1. Охорона земельних ресурсів.....	170
4.2.2. Охорона водних ресурсів.....	170
4.2.3. Охорона атмосфери.....	171
4.2.4. Охорона зелених насаджень.....	171
5. Економічний розділ.....	172
5.1. Визначення вартості будівництва.....	173
5.1.1. Локальний кошторис на загально-будівельні роботи.....	174
5.1.2. Локальний кошторис на спеціальні роботи.....	188

5.1.3. Об'єктний кошторис.....	191
5.1.4. Зведений кошторисний розрахунок вартості будівництва.....	193
5.1.5. Договірна ціна.....	195
5.2. Вибір оптимальних варіантів конструктивних або технологічних рішень до проекту.....	197
5.3. Варіанти порівнянь.....	197
Список використаної літератури.....	200

ВСТУП

Запропонований до захисту проект Розважального комплексу на 500 відвідувачів розроблений для будівництва необхідної для м. Києва будівлі яка буде виконувати актуальні на цей час завдання по створюванню систематичної роботи з молоддю, спрямовану на виховання, та оздоровлення молодого покоління, а також для організації культурного дозвілля молоді, проведення видовищних змагань та заходів. Для виконання цих завдань у будівлі запроектовано танцювальний зал, тренажерний зал, масажні кабінети, сауна, спорт – кафе, вітамінний бар, аптечний кіоск, хімчистка та пральня. В будівлі також запроектовано готель, торгівельний зал, ресторан. Планово – технічне рішення забезпечує надання всіх вищеперелічених послуг в одній будівлі . Для цього виділені окремі зони що не перетинаються. Проектом передбачено котельню на даху – що значно здешевить послуги по опаленню будівлі, та постачанню гарячої води. В одному приміщенні пропонується розмістити різні послуги: готелю, ресторану, сауни, торгівельного залу, для того щоб збільшити потенційних покупців цих послуг, що дасть можливість зменшити послуги для молоді а саме: танцювальної площадки, тренажерного залу, спорт кафе, хімчистки та інше.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ.

1.1.Розробка варіантів об'ємно-планувальних рішень та архітектурно конструктивних рішень.

Даний розділ не розроблявся.

1.2.Розробка генерального плану.

Для забудови, що проектується, прийнятий майданчик в м. Києві.

Благоустрій ділянки після закінчення будівництва включає вертикальне планування, штучне покриття майданчиків і проїздів, спорудження малих архітектурних форм і озеленення.

Розміри земельної ділянки прийняті 156,15м x 186,58 м.

На генеральному плані розташовані: розважальний центр, що проектується, будівлі другої черги будівництва, зупинки для громадського транспорту, басейн, три стоянки для автомобілів, трансформаторна станція, насосна станція, дизельна станція, водонапірна башта.

Проїзд шириною 6 м - кільцевий з виїздом на вулицю. Профіль проїздів складається із проїзжої частини й двобічного тротуару шириною 1,5 м. Ширина проїзжої частини вулиці 6 м, тротуару – 1,5 м.

Навколо будівлі передбачені під'їзди та площадки для пожежних машин. Проїзди мають асфальтне покриття, а тротуари асфальтне покриття та бетонних кольорових плиток. Також на ділянці на відстані 25 м від будинку розташований пожежний гідрант, який підключений до міської мережі водопостачання.

Вибір ділянки для будівництва обгрунтовувався акустичними розрахунками, які враховували існуючі, та перспективні ситуації стосовно зовнішніх джерел акустичної енергії.

По всій території житлової забудови зроблене озеленення, що складається з дерев листяних і хвойних порід, чагарників рядової і групової посадки, квітників і газонів.

Основні приміщення будинку, що проектується орієнтовані на північний схід і південний схід. Така орієнтація прийнята з урахуванням інсоляції й провітрювання.

Рельєф ділянки спокійний з ухилом до північного сходу. Стік води влаштовується убік зливної каналізації.

ТЕП генплану

- $S_{\text{ділянки}} = 29134 \text{ м}^2$
- $S_{\text{забудови}} = 2254,9 \text{ м}^2$
- $S_{\text{асфальтобетонного покриття}} = 11833 \text{ м}^2$
- $S_{\text{озеленення}} = 15046 \text{ м}^2$

1.3. Об'ємно-планувальне рішення.

В дипломному проекті розроблено індивідуальну односекційну будівлю. Розважальний комплекс має в плані складну форму з габаритами 61,440 x 53,330 м .

Будівля має різну кількість поверхів в різних частинах будівлі. Наявні 2-поверхова і 3-поверхова частини. Максимальна висота будівлі складає 20,700 метрів.

На позначці -3.000 м наявне підвальне приміщення під всією площею будівлі.

На позначці 0.000–12.500 поверхи під громадські приміщення та котельня.

Висота приміщень будівлі – 3,600 м.

Загальна площа будинку складає 4944,63 м², із них корисна площа - 4485,56м².

Площа забудови – 2254,9 м².

Будівельний об'єм будинку – 24048,14 м³.

в т.ч. підвального приміщення 5800,16 м³.

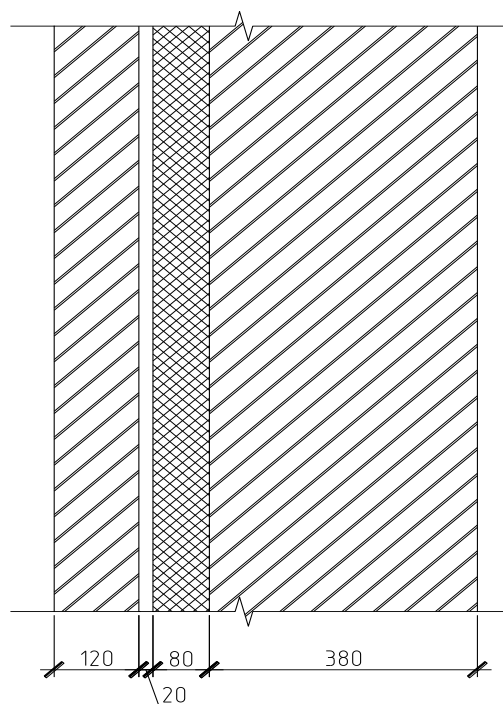
Будівля виконана з несучих цегляних стін, з зовнішнім утепленням та облицювання цеглою.

В будівлі розважального комплексу знаходяться приміщення танцювальної зали, кафе, ресторан, готельні номери, хімчистка, тренажерний зал, масажний кабінет, кабінет лікаря та інші.

Для забезпечення організованого входу та виходу людей з будівлі та сполучення між поверхами запроектовано 4 (чотири) сходові клітки. Через головний вхід входять основні маси людей, а для обслуговуючого персоналу – наявні службові входи.

Будівельна фізика. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.

Згідно із СНиП II-3-79 “Строительная теплофизика” розрахунковий термічний опір R_0 огорожуючої конструкції повинен бути не менш за потрібний опір теплопередачі $R_{0тр}$.



Вихідні дані: матеріал стін – шар кладки з цегли глиняної – 120мм; повітряний прошарок – 20мм (у розрахунках не враховуємо); шар утеплювача – плита із пінополістерола- ПСБ – С -15 ; шар кладки з цегли звичайної – 380мм; по внутрішній поверхні стіни – шар вапняно-піщаного розчину – 20мм (мал.1).

Вихідні дані приведемо в таблиці.

№ п/п	Найменування матеріалу	$\gamma_0, \text{кг/м}^3$	$\delta, \text{м}$	$\lambda, \text{Вт/м} \cdot \text{°C}$	$R, \text{м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$

1	Шар цегляної кладки ефективної роменської	1800	0.12	0.81	10,12
2	Утеплювач – Плита із пінополістерола ПСБ –С-15	150	Розр.	0,036	0,99
3	Шар цегляної кладки звичайної	1800	0.38	0.81	10,12
4	Шар вапняно-піщаного розчину	1600	0.02	0.81	9,76

Розрахунок ведемо при відносній вологості усередині приміщення – нормальній, $\phi=50\%$, температура внутрішнього повітря $t_{в} = +20^{\circ}\text{C}$. Умови експлуатації конструкцій – Б.

Коефіцієнт теплопередачі відповідно СНиП II-3-79**:
 $\alpha_{в} = 8.7\text{Вт}/(\text{м}\cdot^{\circ}\text{C})$

Коефіцієнт тепловіддачі в зимових умовах для зовнішніх стін:

$$\alpha_{н} = 23\text{Вт}/(\text{м}\cdot^{\circ}\text{C}).$$

Розрахункова температура внутрішнього повітря – $t_{в} = 20^{\circ}\text{C}$;

Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря – $t_{н} = -29^{\circ}\text{C}$;

Градуса-доби опалювального періоду (ГДОП) необхідно визначити за формулою СНиП II-3-79**, стр.5.

$$ГДОП = (t_{в} - t_{ом.н.})Z_{ом.н.} = (20 + (-1,1))201 = 3798,9$$

Потрібний опір теплопередачі визначаємо відповідно змін 3 до СНиП II-3-79** шляхом інтерполяції по даним ГДОП:

$$R_{0}^{TP} = 3\text{H}^2 \cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}.$$

Термічний опір конструкції :

$$R_K = R_O^{TP} - (1/\alpha_B - 1/\alpha_H) = 3 - (1/8.7 - 1/23) = 2,903 \text{ м}^2 \cdot \text{° C / Вт}.$$

Знаючи $R_{o.c.}$ визначаємо опір шару теплоізоляційного матеріалу :

$$R_{ym.} = R_K - R_{o.c.} - R_{кл} = 2,903 - 0,32 - 0,3 - 0,0247 - 0,165 = 2,08 \text{ м}^2 \cdot \text{° C / Вт}.$$

Знаючи термічний опір і коефіцієнт теплопровідності ізолюючого матеріалу, визначаємо товщину шаруючи:

$$\delta_{ym.} = \lambda_{ym.} \cdot R_{ym.} = 0,036 \cdot 2,08 = 0,07488 \text{ м}$$

Приймаємо товщину теплоізоляційного шару 8 см.

Фактичний опір стіни :

$$R_o^\phi = 1/8,7 + 1/23 + 0,25/0,81 + 0,02/0,81 + 0,08/0,036 + 0,12/0,81 = 3,15 \text{ м}^2 \cdot \text{° C / Вт}$$

Отже :

$R_o^\phi = 3,15 > R_o^{mp} = 3$. Обрана конструкція стіни і товщина утеплювача задовольняють вимогам СНиП II-3-79**.

1.4.Архітектурно- конструктивне рішення будинку.

Споруда односекційна 3-поверхова з підвалом, у вісях Ж-Н та 1-3 будівля має горище та дахову котельню. Конструктивна схема громадської будівлі – змішана , з несучими цегляними стінами товщиною 380 мм. та 600 мм.(380 мм рядова цегла, 80 мм утеплювач, 20 мм повітряна прошарок і 120 мм облицювальна цегла). Залізобетоний каркас складається з колон, ригелів та балок. Плити перекриття в сумісному об'єднанні служать як єдиний диск. Сумісна робота цегляних стін та залізобетонних плит, колон, балок, ригелів утворюють єдиний каркас, що сприймає вертикальні та горизонтальні зусилля. Тимчасові навантаження на перекриття та сходи прийняті у відповідності з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи».

Фундаменти.

Фундаменти прийняті пальові із залізобетонних паль. По пальної основі запроектовано монолітний армований ростверк висотою 500мм класом бетону В20. Стіни підвалу виконуються зі збірних бетонних блоків стін підвалу по ГОСТ 13579-78*. Фундаменти під колони запроектовані монолітні стаканного типу.

Специфікація паль

Марка поз.	Позначення	Найменування	К-ть	Маса од. (кг)	Примітка
1...391	ГОСТ 19804.1-79	Паля С8-30	391	1830	
Палі виготовити із бетону класу В 25					

Специфікація фундаментних блоків

Марка поз.	Позначення	Найменування	К-ть	Маса од. (кг)	Прим.
ФБС1	ГОС 13579-78	ФБС 24.4.6-т	136	1960	
ФБС2		ФБС 9.6.6-т	45	700	
ФБС3		ФБС 24.4.6-т	255	1300	
ФБС4		ФБС 9.4.6-т	292	470	

Стіни.

Внутрішні і зовнішні стіни будівлі запроектовано несучими товщиною 600 мм (зовнішні) і 380 (внутрішні) які виконуються з цегли по ДСТУ Б.В.2.7.-61-97 марки 125 на цементно-піщаному розчині марки 50, що армуються сіткою. Перегородки між приміщеннями виконані з цегли марки 125 товщиною 125 мм на цементно-піщаному розчині марки 100. Перегородки не доводити до плити перекриття на 30 мм, проміжок заповнити пружним матеріалом, щоб уникнути передавання навантаження від плити перекриття на перегородки.

Специфікація перемичок

Марка поз.	Позначення	Найменування	К-ть	Маса од. (кг)	Прим.
ПР-1	серія 1.038.1-	1ПБ10-1	1	21	

ПР-2	1 вип.1	1ПБ13-1	4	25	
ПР-3		2ПБ10-1-П	69	43	
ПР-4		2ПБ13-1-П	168	54	
ПР-5		2ПБ16-2-П	74	65	
ПР-6		2ПБ17-2-П	17	71	
ПР-7		2ПБ19-3-П	45	81	
ПР-8		2ПБ22-3-П	5	92	
ПР-9		2ПБ25-3-П	11	103	
ПР-10		2ПБ29-4-П	24	120	
ПР-11		3ПБ13-37-П	93	85	
ПР-12		3ПБ16-37-П	42	102	
ПР-13		3ПБ18-37-П	11	119	
ПР-14		3ПБ39-8-П	4	257	
ПР-15		5ПБ18-27-П	1	243	
ПР-16		5ПБ21-27-П	27	285	
ПР-17		5ПБ25-27-П	2	347	
ПР-18		5ПБ27-37-П	2	375	
ПР-19		серія 1.038.1-1 вип. 2	2ПП14-4	1	189
ПР-20	3ПП21-71		3	433	
ПР-21	5ПП14-5		2	253	
ПР-22	серія1.038.1- 1вип.3	2ПГ39-31	1	792	
ПР-23		6ПГ60-31	3	2065	

Каркас

Каркас будівлі запроектовано з збірних залізобетонних колон, балок та ригелів, що з'єднуються поміж себе за допомогою зварювання.

Специфікація елементів каркасу

Марка поз.	Позначення	Найменування	К-ть	Маса од. (кг)	Примітка
2КБД	серія 1.020-	Колона 2КБД	3	2280	

2КБО	1/83 вип.2-1	Колона 2КБО	2	2280	
К-1		Колона К-1	1	2750	
3КБД-1		Колона3КБД-1	6	4550	
3КБД-2		Колона 3КБД-2	4	4550	
3КБО-1		Колона 3КБО-1	4	4500	
3КБО-2		Колона 3КБО-2	1	4500	
3КБД-3		Колона 3КБД-3	1	4550	
3КБД-4		Колона 3КБД-4	2	4550	
3КБО-3		Колона 3КБО-3	2	4500	
Р-1		серія1.020-	РДП5.56-60АТ5	7	2350
Р-2	1/83вип.3-1	РДП4.56-70АТ5	37	2550	
Р-3		РОП4.26-60	1	110	
Б-1	серія 1.426.1-8 вип.1,2,3	1БП6-5А4-Н	5	2200	

Плити перекриття та покриття

В проєкті прийнято збірні залізобетонні пустотні плити та ребресті розміром 6м х 3м панелі перекриття без попереднього напруження, вагою (300-350кг/м³). Шви між плитами ретельно заповнюються бетоном кл. В15 на щебені мілкої фракції, або цементно-пісчаним розчином М100. Ребресті плити покриття приварюються до закладних деталей. Монтаж багатопустотних плит перекриття виконується по шару свіжеукладеного розчину М50. Між собою звязуються або зварюються. Пробивання отворів у плитах виконуються тільки в межах порожнин. Панелі опираються на дві сторони. По плитах перекриття влаштовують підлоги.

Специфікація плит перекриття

Марка поз.	Позначення	Найменування	К-ть	Маса од. (кг)	Примітка
П1	серія 1141-1	Плита ПК36.15-8т	8	1700	
П2		Плита ПК42.12-8т	1	1490	

П3	вип. 60	Плита ПК24.12-8т	16	867	
П4		Плита ПК24.15-8т	58	1145	
П5		Плита ПК27.15-8т	13	1290	
П6		Плита ПК27.12-8т	53	970	
П7	серія 1141-1 вип.63	ПлитаПК63.12- 8АТVТ-а	3	2250	
П8		ПлитаПК60.12- 8АТVТ-а	107	2150	
П9		ПлитаПК60.15- 8АТVТ-а	225	2850	
П10		Плита ПК63.15- 8атVТ	2	2950	
П11		Плита ПК48.15- 8АтУТ-а	3	2300	
П12		ПлитаПК48.12- 8АтУТ-а	3	1825	
П13		ПлитаПК57.15- 8АтУТ-а	20	2700	
П14		ПлитаПК57.12- 8атVТ	8	2100	
П15	серія 1.465.1-13 вип.1	Плита 2ПС18- 5АVТ	10	11500	
П16	серія 3.006.1- 2/82 вип.0	Плита П18д-8	34	600	

П17	серія 1.243.1-4	Плита ПТ8-13.13	2	338	
П18		Плита ПТ8-16.14	1	448	
Пк1	серія 3.006.1- 2/82 вип.1	Плита П11д-8	16	270	
Пк3		Плита П15д-5	10	410	
Пк2	серія 1.243.1-4	Плита ПТ12.5-16.14	19	448	

Сходи

Сходи запроектовані збірні залізобетонні, а також з металевих косоурів та залізобетонних сходинок. Косоури виготовлені з швелерів [24 по ГОСТ 8240-89; сходинок залізобетонні по ГОСТ 87170-84*, довжиною 1200мм. Ширина сходової клітки 2540 мм.

Специфікація елементів сходів

Марка поз.	Позначення	Найменування	К-сть	Маса од. (кг)	Прим.
ЛМП	серія 1.050.1-2 в1	Марш сходовий ЛМП57.11.18-5	14	2400	
ЛПП		Площадка ЛПП14.12в	18	500	

1ЛН	серія 1.251.1-4в1	Проступ рядовий 1ЛН12.3	14	40	
1ЛС	ГОСТ8717.0-84*	Східець рядовий ЛС12	120	128	
2ЛС		Східець рядовий ЛС12.17	127	128	
ОГ-1	серія1.050.1-2 в2	Огорожа марша ОМ18-1	13	43,9	
		Поручень ПВХ			33м.п.
БМ-1		Балка БМ-1	4	6	
КМ-1а		Косоур металевий КМ-1а		66	

Покрівля

Дах покрівлі в будівлі запроектовано з єврорубероїду в 2 шари . Верхній шар акваізол АПП-ПЕ - 4.0 П , нижній шар акваізол СХ- 3.0. Єврорубероїд укладено на прогрунтовану армовану металевою сіткою цементну стяжку . Цементна стяжка укладається на утеплювач ізовер який укладено на пароізоляцію (рубероїд наклеєний на горячий бітум). Дах над котельнею запроектовано із металочерепиці «Rannila». Покрівля багатоскатна запроектована з металевих ферм, по фермам дерев`яні лати з брусків перерізом 60×80мм з кроком 500мм.

Специфікація дерев`яних елементів покрівлі

Марка поз.	Найменування	Переріз		Довжина, мм	Кількість, шт	Обєм, м ³
		Товщина, мм	Ширина, мм			

1	Лати	60	80	250000	20	0,9
2	Прижимна планка	20	40	200000	50	0,16
3	Металочерепиця			72,6м ²		

Специфікація металевих елементів покрівлі

Марка поз.	Позначення	Найменування	К-ть	Маса од. кг	Примітка
		Ферма Ф1	4	225	
1	ГОСТ 30245-94	Профіль замкн. 120x80x4 Лобщ.	12,6 пог.м	151	
2		Профіль замкн. 80x80x4 Лобщ.	7,7 пог.м	7 4,0	
		Балка БМ1	1	1161	
3	ГОСТ 8239-89	Двутавр 36 L=8900	2	434	
4	ГОСТ19903-90	Лист- 12x350x8900	1	293	
		Балка БМ2	2	416	
5	ДСТУ 3436-96	Швелер 30 L=9050	1	288	
6	ГОСТ 19903-90	Лист- 12x150x9050	1	128	
		Балка БМ3	1	919	
7	ДСТУ 3436-96	Швелер 33 L=9050	2	331	
8	ГОСТ 19903-90	Лист-12x300x9050	1	257	

Вікна.

Вікна в значній мірі визначають ступінь комфорту в будівлі та її архітектурно-художнє рішення. В будівлі запроектовані металопластикові вікна з шестикамерного профілю та з однокамерним та двокамерним склопакетом, а також вітражі різних типорозмірів. Вікна виготовлено згідно ДСТУ Б В.2.6-15-99 . Вікна кріпляться анкерами, та запінюються монтажною піною.

Відомість віконних прорізів

Марк а поз.	Позначення	Найменування	Розмір		К- ть	Прим.
			Н	В		
ВК-1	О.Об15- 90д.Сп1.1. П.М.П.	Віконний блок метало пластиковий 3 однокамерними склопакетами	1500	900	5	
ВК-2	О.Об18- 15,70д.ССпШ .1.ПО.Д.П.	Віконний блок метало пластиковий 3 двокамерними склопакетами	800	570	24	
ВК-3	О.Об70,5- 6,90д.ССпШ. 1.ПО.Д.П	Віконний блок метало пластиковий 3 двокамерними склопакетами	7010	690	7	
ВК-4	О.Об18- 10,50д.ССпШ .1.ПО.Д.П.	Віконний блок метало пластиковий 3 двокамерними склопакетами	1800	1050	4	
ВК-5	О.Об27- 7,90д.ССпШ.	Віконний блок метало	2660	790	7	

	1.ПО.Д.П.	пластиковий 3 двокамерними склопакетами				
ВК-6	О.Об18- 14,6Од.ССпШ .1.ПО.Д.П.	Віконний блок метало пластиковий 3 двокамерними склопакетами	1800	1460	3	
ВК-7	О.Об67,5- 7,2Од.ССпШ. 3.ПО.Д.П.	Віконний блок метало пластиковий 3 двокамерними склопакетами	6750	720	4	
ВК-8	О.Об15,7- 6Од.ССпШ.1. ПО.М.П.	Віконний блок метало пластиковий 3 двокамерними склопакетами	600	1570	3	
ВК-9	О.Об18- 10,5Од.ССпШ .1.ПО.Д.А.	Віконний блок метало пластиковий 3 двокамерними склопакетами	1800	1050	17	арковий
ВК-10	О.Об44,2- 27,4Од.ССпШ .1.П.Д.Тр	Віконний блок метало пластиковий 3 однокамерними склопакетами	4420	2740	2	арковий
ВК-11	О.Об22- 12,1Од СпШ.1.П.Д.А	Віконний блок метало пластиковий 3 однокамерними склопакетами	4420	2740	2	трикутний
ВК-12	О.Об18- 15,7Од.ССпШ .1.ПО.Д.А.	Віконний блок метало пластиковий 3 двокамерними склопакетами	1800	1570	8	арковий

ВК-13	О.О630-36,6Од.ССпІ. А.	Віконний блок метало пластиковий з однокамерними склопакетами	3000	2660	4	арковий
ВК-14	О.О618-15,7Од Сп1.1ПМА	Віконний блок метало пластиковий з однокамерним склопакетом	1050	880	6	арковий
ЖВ-1	Індивідуально го по типу СГО 6-12	Дерев'яне жалюзійне вікно	1050	400	12	
В-1	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий зовнішній двійними склопакетами	3000	3000	1	включно двері 24
В-2	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий внутрішній одинарним заскленням	3000	5520	1	включно двері 25
В-3	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий внутрішній одинарним заскленням	3000	2990	1	включно двері 26
В-4	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий внутрішній одинарним заскленням	3000	2610	1	включно двері 26
В-5	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий внутрішній одинарним заскленням	3000	2540	1	включно двері 28
В-6	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий зовнішній двійними склопакетами	7200	1050	1	включно двері 29
В-7	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий	1800	2300	1	арковий

		зовнішній двійними склопакетами	3				
В-8	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий зовнішній двійними склопакетами	3	1500	2420	2	арковий
В-9	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий зовнішній двійними склопакетами	3	5400	2150	1	
В-10	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий зовнішній двійними склопакетами	3	7200	2120	3	
В-11	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий зовнішній двійними склопакетами	3	9000	2100	2	
В-12	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий внутрішній одинарним заскленням	3	3000	2470	1	
В-13	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий внутрішній одинарним заскленням	3	3000	5600	1	
В-14	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий внутрішній одинарним заскленням	3	3000	6190	1	включно двері 26
В-15	індивідуальні	Вітраж алюмінієвий зовнішній двійними склопакетами	3	8450	6750	1	

В-16	індивідуальні	Вітраж алюмінієвий зовнішній 3 двійними склопакетами	8450	9180	1	
В-17	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий зовнішній 3 двійними склопакетами	2660	1050	1	включно двері 30
В-18	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий внутрішній 3 одинарним заскленням	3000	2470	1	
В-19	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий зовнішній 3 двійними склопакетами	4600	2420	4	
В-20	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий зовнішній 3 двійними склопакетами	11990	1210	1	
В-21	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий зовнішній	7150	1310	2	
В-22	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий внутрішній 3 одинарним заскленням	3000	5600	1	
В-23	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий внутрішній 3 одинарним заскленням	3000	2790	1	
В-24	індивідуальні	Вітраж метало пластиковий внутрішній 3 одинарним заскленням	4800	19570	1	включно двері 26

Двері.

В проекті запроектовано входні двері металеві, внутрішні металопластикові. Двері виготовлені згідно ДБН В 1.1-7-2002, ДСТУ БВ 1.1-4-98, ТУ У 1348169102-98. Розміри внутрішніх дверних прорізів прийняті по ГОСТ6629-74*. Двері закріплюються на розпірних дюбелях та заповнені монтажною піною. На входних дверях встановлені пристрої для автоматичного закривання дверей.

Відомість дверних прорізів

Марк а поз.	Позначення	Найменування	Розмір		К- ть	Примітка
			Н	В		
1	індивідуальні	ДГ21-7	2070	670	17	
2	індивідуальні	ДГ21-7л	2070	670	19	
3	індивідуальні	ДГ21-8	2070	770	5	
4	індивідуальні	ДГ21-8л	2070	770	6	
5	індивідуальні	ДГ21-9	2070	870	29	
6	індивідуальні	ДГ21-9л	2070	870	35	
7	ДБН В.1.1-7-2002.ДСТУ БВ.1.1.-4-98. ТУ У13481691.02-98	ПД21-9	2070	870	5	
8	індивідуальні	ДГ21-9	2070	870	6	
9	ДСТУ Б В.2.6.-15-99	Дверний блок металопластиковий	2470	1010	2	
10	індивідуальні	ДГ21-12	2070	1170	13	
11	ДБН В.1.1-7-2002. ДСТУ БВ.1.1.-4-98. ТУ У 13481691.02-	ПД21-12	2070	1170	3	

	98					
12	індивідуальні	ДО21-12	2070	1170	10	
13	ДБН В.1.1-7-2002.	ПД21-12	2070	1170	4	
14	ДСТУ БВ.1.1.-4-98. ТУ У13481691.02-98	ПД23-15	2270	1470	1	
15	індивідуальні	ДГ23-15	2270	1470	11	
16	індивідуальні	ДГ17-9	1690	870	2	
17	ДБН В.1.1-7-2002.ДСТУ БВ.1.1.-4-98. ТУ У13481691.02-98	ПД17-9	2070	970	2	
18	індивідуальні	ДГ19-9	1870	870	2	
19	ДБН В.1.1-7-2002.ДСТУ БВ.1.1.-4-98. ТУ У13481691.02-98	ПД19-15	1870	1470	1	
20	індивідуальні	ДГ21-12	2070	1170	5	
21	індивідуальні	ДГ24-20	2370	2060	3	
22	ДБН В.1.1-7-2002.ДСТУ БВ.1.1.-4-98. ТУ У13481691.02-98	ПД19-9	1870	870	1	
23	індивідуальні	ДГ15-9	1470	870	1	
24	ДБН В.1.1-7-2002.ДСТУ БВ.1.1.-4-98. ТУ У13481691.02-98	ПД15-9	1470	870	2	
25	індивідуальні	ДГ21-9	2070	870	3	
26	індивідуальні	ДГ21-9л	2070	870	5	
27	ДСТУ Б В.2.6.-15-99	Дверний блок металопластик	2400	2000	1	

		вий				
28		Дверний блок металопластико вий	2400	2000	1	
29		Дверний блок металопластико вий	2100	900	3	
30		Дверний блок металопластико вий зовнішній	2400	2300	2	
31		Дверний блок металопластико вий внутрішній	2400	1200	1	
32		Дверний блок металопластико вий зовнішній	2100	1050	1	
33		Дверний блок металопластико вий зовнішній	2070	1170	1	
34		Дверний блок металопластико вий зовнішній	1950	900	1	
35	індивідуальні	Двері герметичні утеплені	1250	500	1	

Підлоги.

Номер приміщення	Тип покриття	Схема	Елементи підлоги	Площа, м²
-------------------------	---------------------	--------------	-------------------------	---------------------------------

			Сіопорбетон - 41 6. Перекриття залізобетонні плити - 220	
3-й поверх: 38, 44, 46, 47, 2-й поверх: 2, 3, 5, 6	5		1. Ламінат - 8 2. Розчин самовирівнюючий Ceresit CN-72 - 5 3. Стяжка із цем. – піщаного розчину М150 - 30 4. Теплоізоляційний шар Сіопорбетон - 37 5. Перекриття залізобетонні плити - 220	70,4
2-й поверх: 17	6		1. Килимове рокриття - 3 2. Прощарок швидкотвердіючої мастики - 1 3. Розчин самовирівнюючий Ceresit CN-72 - 5 4. Стяжка із цем. – піщаного розчину М 150 - 30 5. Теплоізоляційний шар Сіопорбетон - 41 6. Перекриття залізобетонні плити - 220	82,4

Зовнішнє та внутрішнє опорядження.

Зовнішнє опорядження :

цоколь – фасадна плитка світло-коричневого кольору, тип фактури «дикий камінь»;

крильце входу – керамічна плитка для підлоги гірчичного кольору;

стіни – цегла лицювальна Роменського цегляного заводу двох кольорів, фактура гладка;

вікна – металопластик коричневого кольору;

покрівля – металочерепиця «Rannila» коричневого кольору та євроруберойд Акваізол з посипкою сірого кольору.

металеві огороження - фарбування олійними фарбами коричневого кольору;

1.5. Інженерно-технічне обладнання.

Опалення

Опалення будівлі здійснюється від дахової котельні. В будівлі передбачені алюмінієві радіатори опалення.

Водопостачання

Водопостачання будівлі здійснюється централізовано, підключене до існуючої мережі міста.

Каналізація

Каналізаційна мережа будівля підключена до існуючої мережі міста.

Енергозабезпечення

До будівлі підведена електромережа, та існує розводка електрики до лічильників приміщень. В будівлі зроблено блискавкозахист.

Телебачення

В будівлі існує центральна супутникова телевізійна антена. В кожному приміщенні будівлі (за потребою) прокладено телевізійний кабель з підключенням до центральної антени.

Радіо

Приміщення готелю, охорони, медичний кабінет, службови приміщення забезпечені радіомережою.

Телефонізація

Запроектована будівля підключена до внутрішньоквартальної телефонної мережі, кожне приміщення (за потребою) має свій телефонний номер.

2.1. Обґрунтування вибору основних несучих конструкцій

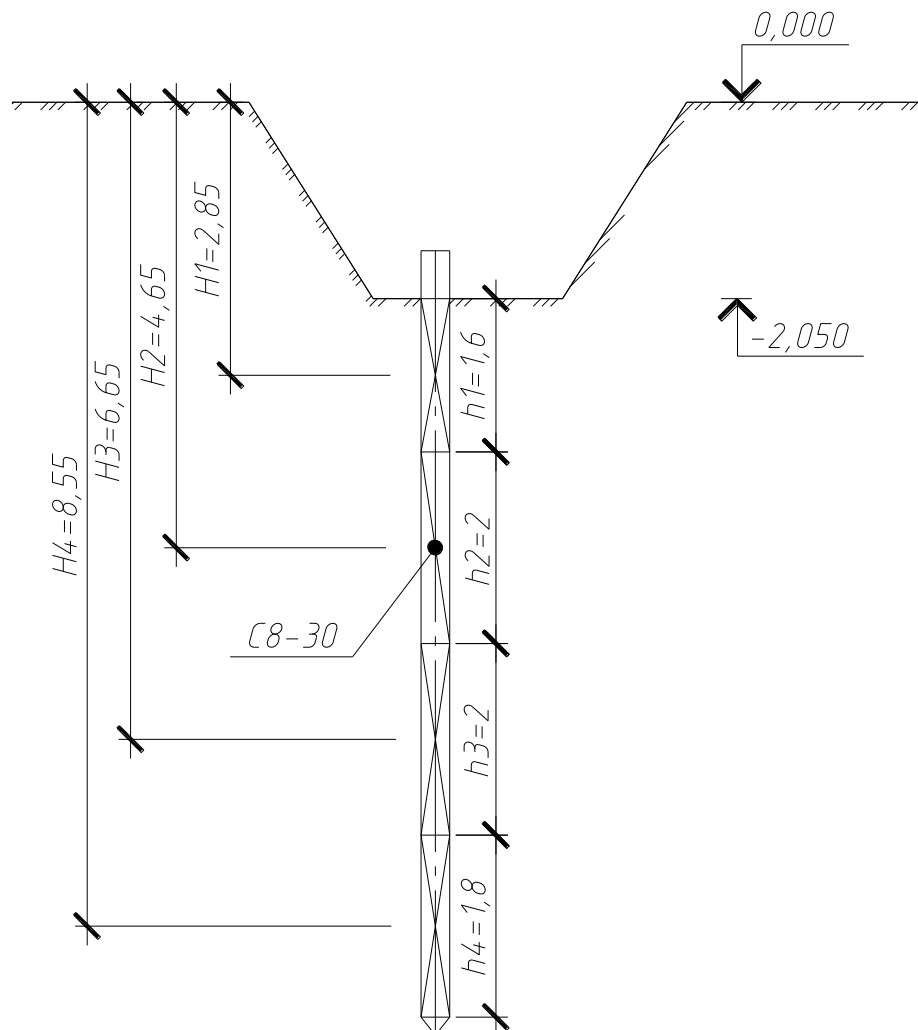
При виборі основних несучих конструкцій враховувалися інженерно-геологічні умови будівельного майданчику, на підставі яких було прийняте рішення по проектуванню пальових забивних фундаментів.

В якості перекриття в вісях 8-11, Е-У обрано металеву кроквяну ферму з паралельними поясами прольотом 18 м, яка в порівнянні з аналогічною по розмірам залізобетонною фермою, або ребристими плитами, має переваги під час монтажу за рахунок меншої власної ваги.

2.2.1. Розрахунок фундаментів

Визначення розрахункового навантаження, що допускається на забивну палю

Аналізуючи ґрунтові умови будівельного майданчику і фізико-механічні властивості ґрунтів основи пальових фундаментів можна зробити висновок, що необхідно пройти слабкі шари ґрунту та зробити опирання на стисливий шар ґрунту піску мілкого, середньої щільності.



**Зведена таблиця розрахункових значень фізико-механічних властивостей
грунта**

Табл. 2.2.1.1

№ ПГЕ	γ_n	ϕ_n	C_n	E_{np}
1	17,00	-	-	-
2	18,5	17	0,009	4,5
3	18,9	27	0	14,0
4	19,8	29	0,001	25,0

Примітка: значення приведені відповідно до СНиП 2.02.01-83

Звідси $l_n = 0,5 + 1,6 + 2 + 3,8 = 7,9$ м.

Приймаємо палю С8-30 (довжиною 8 м, перерізом 30х30 см). Несуча здатність забивної висячої палі:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

де $\gamma_c, \gamma_{cr}, \gamma_{cf}$ дорівнюють одиниці при занурюванні палі гідравлічним молотом;

$A = 0,09$ м² – площа поперечного перерізу палі;

$U = 1,2$ м – периметр поперечного перерізу палі.

Глибина занурення нижнього кінця палі від рівня природного рельєфу складає 10,5м.

Розрахунковий опір під нижнім кінцем палі згідно СНиП 2.02.03-85 табл.1:

Н, м	R, кПа
10	2600
10,5	R_x
15	2900

$$R_x = 2600 + \frac{2900 - 2600}{15 - 10} (10,5 - 10) = 2630 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір на бічній поверхні палі визначається згідно СНиП 2.02.03-85 табл.2, при цьому товщину кожного шару рекомендується приймати не більше 2 м.

Розбиваємо шари ґрунту і визначаємо середню глибину розміщення кожного шару. Шар піску мілкого, середньої щільності розбиваємо на два шари: $h_1=2$ м, $h_2=1,8$ м.

Середня глибина розміщення цих шарів:

$$H_1 = 2,05 + \frac{1,6}{2} = 2,85 \text{ м}; \quad H_2 = 2,05 + 1,6 + \frac{2}{2} = 4,65 \text{ м};$$

$$H_3 = 2,05 + 1,6 + 2 + \frac{2}{2} = 6,65 \text{ м}; \quad H_4 = 2,05 + 1,6 + 2 + 2 + \frac{1,8}{2} = 8,55 \text{ м}.$$

Розрахунковий опір ґрунтів на бічній поверхні палі для проміжних значень визначається інтерполяцією:

$H_1, \text{ м}$	$f, \text{ кПа}$
2	30
2,85	f_{x1}
3	35

$$f_{x1} = 35 - \frac{35-30}{3-2}(3-2,85) = 34,25 \text{ кПа}$$

Для супіску спочатку інтерполюємо по показнику текучості при середній глибині розміщення шару, що дорівнює 4 м:

I_L	$f, \text{ кПа}$
0,4	27
0,45	f_{x2}
0,5	22

$$f_{x2} = 27 - \frac{27-42}{0,1}0,05 = 24,5 \text{ кПа}$$

Далі при середній глибині розміщення шару, що дорівнює 5 м:

I_L	$f, \text{ кПа}$
0,4	29
0,45	f_{x2}
0,5	24

$$f_{x2} = 29 - \frac{29-24}{0,1}0,05 = 26,5 \text{ кПа}$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при розміщенні середини шару на глибині 4,65 м при показнику текучості, що дорівнює 0,45:

$H_2, \text{ м}$	$f, \text{ кПа}$
4	24,5
4,65	f_{x3}
5	26,5

$H_3, \text{ м}$	$f, \text{ кПа}$
6	42
6,65	f_{x3}
8	44

$H_4, \text{ м}$	$f, \text{ кПа}$
8	44
8,55	f_{x4}
10	46

$$f_{x3} = 44 - \frac{44-42}{8-6}(8-6,65) = 42,65 \text{ кПа}$$

$$f_{x3} = 26,5 - \frac{26,5-24,5}{5-4}(5-4,65) = 25,8 \text{ кПа}$$

$$f_{x4} = 46 - \frac{46-44}{10-8}(10-8,55) = 44,55 \text{ кПа}$$

Розрахунковий опір по бічній поверхні палі

Табл. 2.2.1.2

Середня глибина розміщення шару ґрунту, м	Розрахунковий опір по бічній поверхні палі f_i , кПа	Товщина i -го шару, що контактує з бічною поверхнею палі, м
$H_1=2,85$	$f_1=34,25$	$h_1= 1,6$
$H_2=4,65$	$f_2=28,5$	$h_2= 2$
$H_3=6,65$	$f_3=42,65$	$h_3= 2$
$H_4=8,55$	$f_4=44,55$	$h_4= 1,8$

Визначаємо несучу здатність палі:

$$F_d = 1(1 \cdot 2630 \cdot 0,09 + 1 \cdot 1,2(1,6 \cdot 34,25 + 2 \cdot 25,8 + 2 \cdot 42,65 + 1,8 \cdot 44,55)) = 1(263,7 + 1 \cdot 1,2(54,8 + 51,6 + 85,3 + 80,19)) \approx 590 \text{ кН} = 0,59 \text{ МН}$$

$$N_n = \frac{0,59}{1,4} = 0,42 \text{ МН}$$

Розрахунок пальових стрічкових фундаментів

Даним розрахунком визначаємо необхідну кількість паль на 1 м погонної довжини ростверку під стіни.

Визначаємо навантаження на палю.

Збір навантаження від покриття та перекриття

Табл. 2.2.1.3

Назва навантаження	Нормативне навантаження, (характеристичне значення) кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кН/м ²
I. Постійні навантаження покриття			
1. Покриття в вісях 7-11, А-Б			
1.1. Бетонна тротуарна плитка F 100 $\delta=60$ мм $\gamma=2000$ кг/м ³	1,2	1,1	1,32
1.2. Жорсткий цементно-пісчаний	0,36	1,3	0,468

розчин М100 $\delta=20$ мм $\gamma=1800$ кг/м ³			
1.3. Захисний шар із склотканини $\delta=1$ мм $\gamma=4,5$ кг/м ²	0,045	1,2	0,054
1.4. Єврорубероїд 2 шари: - верхній шар $\delta=4$ мм $\gamma=4,6$ кг/м ² - нижній шар $\delta=3$ мм $\gamma=3,5$ кг/м ²	0,081	1,2	0,0972
1.5. Стяжка тип С-3 із цементно-піщаного розчину $\delta=15$ мм $\gamma=1800$ кг/м ³	0,27	1,3	0,351
1.6. Теплоізоляція: скловатна плита "Isover" $\delta=80$ мм $\gamma=95$ кг/м ³	0,076	1,2	0,0912
1.7. Пароізоляція: рубероїд наклеєний на гар. Бітум $\delta=3$ мм $\gamma=600$ кг/м ³	0,018	1,2	0,0216
1.8. Похилоутворюючий шар: легкий бетон $\delta=50$ мм $\gamma=300$ кг/м ³	0,15	1,3	0,195
1.9. Залізобетонна плита покриття $\delta=220$ мм $\gamma=1418$ кг/м ³	3,12	1,2	3,744
Всього	5,32		6,342
2. Покриття в вісях 7-11, Б-Е; 4-8, Е-У; 2-8,Г-Е			
2.1. Бронююча посипка (з розміром зерен 3-10 мм) $\delta=10$ мм $\gamma=2000$ кг/м ³	0,2	1,3	0,26
2.2. Єврорубероїд 2 шари: - верхній шар $\delta=4$ мм $\gamma=4,6$ кг/м ² - нижній шар $\delta=3$ мм $\gamma=3,5$ кг/м ²	0,081	1,2	0,0972
2.3. Стяжка тип С-3 із цементно-піщаного розчину	0,27	1,3	0,351

$\delta=15$ мм $\gamma=1800$ кг/м ³			
2.4. Теплоізоляція: скловатна плита "Isover"			
$\delta=80$ мм $\gamma=95$ кг/м ³	0,076	1,2	0,0912
2.5. Пароізоляція: руберойд наклеєний на гар. Бітум			
$\delta=3$ мм $\gamma=600$ кг/м ³	0,018	1,2	0,0216
2.6. Похилоутворюючий шар: легкий бетон			
$\delta=170$ мм $\gamma=300$ кг/м ³	0,51	1,3	0,663
2.7. Залізобетонна плита покриття			
$\delta=220$ мм $\gamma=1418$ кг/м ³	3,12	1,2	3,744
Всього	4,275		5,228
3. Покриття в вісях 8-11, Е-У			
3.1. Бронююча посипка			
$\delta=10$ мм $\gamma=2000$ кг/м ³	0,2	1,3	0,26
3.2. Єврорубероїд 2 шари:			
- верхній шар $\delta=4$ мм $\gamma=4,6$ кг/м ²			
- нижній шар $\delta=3$ мм $\gamma=3,5$ кг/м ²	0,081	1,2	0,0972
3.3. Стяжка тип С-3 із цементно-піщаного розчину			
$\delta=15$ мм $\gamma=1800$ кг/м ³	0,27	1,3	0,351
3.4. Теплоізоляція: скловатна плита "Isover" $\delta=100$ мм $\gamma=95$ кг/м ³	0,095	1,2	0,114
3.5. Пароізоляція: руберойд наклеєний на гарячий бітум			
$\delta=3$ мм $\gamma=600$ кг/м ³	0,018	1,2	0,0216
3.7. Залізобетонна плита покриття			
$\delta=30$ мм	1,472	1,1	1,619
3.8. Сталева кроквяна ферма	0,151	1,1	0,166
Всього	2,287		2,629

4. Покриття в вісях 1-3, Ж-Н			
4.1. Стяжка із цементно піщаного розчину М100 арм. $\delta=30$ мм $\gamma=1800$ кг/м ³	0,54	1,3	0,702
4.2. Єврорубероїд 2 шари: - верхній шар $\delta=4$ мм $\gamma=4,6$ кг/м ² - нижній шар $\delta=3$ мм $\gamma=3,5$ кг/м ²	0,081	1,2	0,0972
4.3. Стяжка тип С-3 із цементно-піщаного розчину $\delta=15$ мм $\gamma=1800$ кг/м ³	0,27	1,3	0,351
4.4. Теплоізоляція: скловатна плита "Isover" $\delta=80$ мм $\gamma=95$ кг/м ³	0,076	1,2	0,0912
4.5. Пароізоляція: руберойд наклеєний на гар. Бітум $\delta=3$ мм $\gamma=600$ кг/м ³	0,018	1,2	0,0216
4.6. Похилоутворюючий шар: легкий бетон $\delta=170$ мм $\gamma=300$ кг/м ³	0,51	1,3	0,663
4.7. Залізобетонна плита покриття $\delta=220$ мм $\gamma=1418$ кг/м ³	3,12	1,2	3,744
Всього	4,615		5,67
II. Постійні навантаження перекриття			
1. Перекриття 3-го поверху			
1.1. Стяжка тип С-3 із цементно-піщаного розчину $\delta=25$ мм $\gamma=1800$ кг/м ³	0,45	1,3	0,585
1.2. Теплоізоляція: скловатна плита "Isover" $\delta=100$ мм $\gamma=95$ кг/м ³	0,095	1,2	0,114
1.3. Пароізоляція: руберойд наклеєний на	0,018	1,2	0,0216

гарячий бітум $\delta=3$ мм $\gamma=600$ кг/м ³			
1.4.Залізобетонна плита перекриття $\delta=220$ мм $\gamma=1418$ кг/м ³	3,12	1,2	3,744
Всього	3,683		4,4646
2. Перекриття 1-го та 2-го поверху в вісях 1-3, Ж-Н; 1-го в вісях И-Г			
2.1.Лінолеум $\delta=3$ мм $\gamma=7,6$ кг/м ²	0,076	1,2	0,0912
2.2.Прошарок швидкотвердіючої мастики $\delta=1$ мм $\gamma=2,7$ кг/м ²	0,027	1,3	0,0351
2.3. Розчин самовирівнюючий Ceresit $\delta=5$ мм $\gamma=1100$ кг/м ³	0,055	1,2	0,066
2.4.Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 $\delta=25$ мм $\gamma=1800$ кг/м ³	0,45	1,3	0,585
2.5. Звукоізоляційний шар "Сіопорбетон" $\delta=46$ мм $\gamma=400$ кг/м ³	0,184	1,3	0,2392
2.6. Залізобетонна плита перекриття $\delta=220$ мм $\gamma=1418$ кг/м ³	3,12	1,2	3,744
Всього	3,912		4,7605
3. Перекриття підвалу в вісях 1-3, Ж-Н; А-В			
3.1.Лінолеум $\delta=3$ мм $\gamma=7,6$ кг/м ²	0,076	1,2	0,0912
3.2.Прошарок швидкотвердіючої мастики $\delta=2$ мм $\gamma=2,7$ кг/м ²	0,027	1,3	0,0351
3.3. Розчин самовирівнюючий Ceresit CN-72 $\delta=5$ мм $\gamma=1100$ кг/м ³	0,055	1,2	0,066
3.4.Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 $\delta=30$ мм $\gamma=1800$ кг/м ³	0,54	1,3	0,702

3.5. Теплоізоляція: скловатна плита "Isover" $\delta=80$ мм $\gamma=95$ кг/м ³	0,076	1,2	0,0912
3.6. Залізобетонна плита перекриття $\delta=220$ мм $\gamma=1418$ кг/м ³	3,12	1,2	3,744
Всього	3,894		4,7295
4. Перекриття 1-го поверху в вісях Г-У			
4.1. Керамічна плитка $\delta=8$ мм $\gamma=25$ кг/м ²	0,25	1,2	0,3
4.2. Клеючий розчин "Ceresit" CM-11 $\delta=5$ мм $\gamma=1500$ кг/м ³	0,075	1,3	0,0975
4.4. Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 $\delta=25$ мм $\gamma=1800$ кг/м ³	0,45	1,3	0,585
2.5. Звукоізоляційний шар "Сіопорбетон" $\delta=46$ мм $\gamma=400$ кг/м ³	0,184	1,3	0,2392
4.6. Залізобетонна плита перекриття $\delta=220$ мм $\gamma=1418$ кг/м ³	3,12	1,2	3,744
Всього	4,079		4,9657
5. Перекриття підвалу			
5.1. Керамічна плитка $\delta=8$ мм $\gamma=25$ кг/м ²	0,25	1,2	0,3
5.2. Клеючий розчин "Ceresit" CM-11 $\delta=5$ мм $\gamma=1500$ кг/м ³	0,075	1,3	0,0975
5.3. Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 $\delta=25$ мм $\gamma=1800$ кг/м ³	0,45	1,3	0,585
5.4. Теплоізоляція: скловатна плита "Isover" $\delta=100$ мм $\gamma=95$ кг/м ³	0,095	1,2	0,114
5.5. Залізобетонна плита перекриття	3,12	1,2	3,744

$\delta=220 \text{ мм}$ $\gamma=1418 \text{ кг/м}^3$			
Всього	3,99		4,8405
III. Тимчасові навантаження			
1. Снігове навантаження на покриття	1,55	1,14	1,767
2. Від обладнання, людей, матеріалів що складаються	4	1,2	4,8

Збір навантаження від стін

Табл. 2.2.1.4

Стіна по висі " _ "	№ поверху	Параметри цегляної стіни			Коеф. арх.	Питома вага	Коеф. надійн	Навантаження на стіну	
		Товщ.	Висота	Коеф. проріз.				Нормати	Розрахунк
		d	H	Kпр.				g норм.	g розр.
		(м)	(м)					(кН/м)	(кН/м)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
"1"	1-3	0,60	17,10	1,00	1,00	18,00	1,30	184,68	240,08
	підвал	0,60	1,8	1,00	1,00	25,00	1,10	27,00	29,70
Всього								211,68	269,78
"2"	1-3	0,38	17,10	1,00	1,00	18,00	1,30	116,96	152,05
	підвал	0,40	1,8	1,00	1,00	25,00	1,10	18,00	19,80
Всього								134,96	171,85
"3"	1-3	0,38	17,10	1,00	1,00	18,00	1,30	116,96	152,05
	підвал	0,40	1,8	1,00	1,00	25,00	1,10	18,00	19,80
Всього								134,96	171,85
"4"	1-2	0,60	7,40	1,00	1,00	18,00	1,30	79,92	103,90
	підвал	0,60	1,8	1,00	1,00	25,00	1,10	27,00	29,70
Всього								106,92	133,60
"5"	1-2	0,38	7,40	1,00	1,00	18,00	1,30	50,62	65,80
	підвал	0,40	1,8	1,00	1,00	25,00	1,10	18,00	19,80

"Л"	1-3	0,38	17,10	1,00	1,00	18,00	1,30	116,96	152,05
	підвал	0,40	1,8	1,00	1,00	25,00	1,10	18,00	19,80
Всього								134,96	171,85
"Н"	1-3	0,60	17,10	1,00	1,00	18,00	1,30	184,68	240,08
	підвал	0,60	1,8	1,00	1,00	25,00	1,10	27,00	29,70
Всього								211,68	269,78
"Р"	1-2	0,38	10,58	1,00	1,00	18,00	1,30	72,37	94,08
	підвал	0,40	1,8	1,00	1,00	25,00	1,10	18,00	19,80
Всього								90,37	113,88
"С"	1-2	0,38	10,58	1,00	1,00	18,00	1,30	72,37	94,08
	підвал	0,40	1,8	1,00	1,00	25,00	1,10	18,00	19,80
Всього								90,37	113,88
"У"	1-2	0,38	10,00	1,00	1,00	18,00	1,30	68,40	88,92
	підвал	0,40	1,8	1,00	1,00	25,00	1,10	18,00	19,80
Всього								86,40	108,72

Розрахункове навантаження на рівні верхнього обрізу ростверку

Табл. 2.2.1.5

Стіна	Навантаження				Довжина грузової площі	Всього
	Покри- ття	Перекры- ття	Від стін	Тимчас ова		
"вісь"	кН/м ²	кН/м ²	кН/м	кН/м ²	м	кН/м
"1"	0	0	269,78	8,838	0,6	275,0868
"2"	0	0	171,85	8,838	0,38	175,21164
"3"	0	0	171,85	8,838	0,38	175,21164
"4"	5,228	9,8062	133,60	8,838	3,14	208,554708
"5"	5,228	9,8062	85,60	8,838	3,14	160,559508
"7"	0	0	163,17	8,838	0,6	168,4746
"11", А-Е	0	0	163,17	8,838	0,6	168,4746
"11", Е-У	3,0218	4,8405	187,11	8,838	9/3,2	271,6378

"А"	6,342	4,8405	148,34	8,838	3	208,3995
"В"	5,228	9,8062	94,94	8,838	6	238,1706
"Г"	5,228	9,8062	94,94	8,838	4,5	202,3623
"Д"	5,228	9,601	94,94	8,838	4,5	201,4389
"Ж"	5,67	18,7151	269,78	8,838	3,2	376,09792
"К"	5,67	13,9546	171,85	8,838	4,3	294,24238
"Л"	5,67	13,9546	171,85	8,838	4,3	294,24238
"Н"	5,67	18,7151	269,78	8,838	3,2	376,09792
"Р"	5,228	9,8062	113,88	8,838	1,5	149,68566
"С"	5,228	9,8062	113,88	8,838	2,5	173,55786
"У",4-8	5,228	9,8062	108,72	8,838	3,4	189,88548
"У",8-11	3,0218	4,8405	108,72	8,838	3,4	165,50102

Необхідну кількість паль визначаємо за формулою:

$$n = \frac{N_i}{N_n}$$

Розрахунок ведемо в табличній формі

Табл. 2.2.1.6

Стіна	Навантаження	Необхідна кількість паль на 1 м	Відстань між двома палями
"вісь"	МН	$n_i = N/N_{св}$ (шт.)	м
"1"	0,275	0,65	1,53
"2"	0,175	0,42	2,40
"3"	0,175	0,42	2,40
"4"	0,209	0,50	2,01
"5"	0,161	0,38	2,62
"7"	0,168	0,40	2,49
"11", "А-Е"	0,168	0,40	2,49
"11", "Е-У"	0,272	0,65	1,55
"А"	0,208	0,50	2,02

"В"	0,238	0,57	1,76
"Г"	0,202	0,48	2,08
"Д"	0,201	0,48	2,08
"Ж"	0,376	0,90	1,12
"К"	0,294	0,70	1,43
"Л"	0,294	0,70	1,43
"Н"	0,376	0,90	1,12
"Р"	0,150	0,36	2,81
"С"	0,174	0,41	2,42
"У", 4-8	0,190	0,45	2,21
"У", 8-11	0,166	0,39	2,54

Конструємо ростверк стрічкового фундаменту

Перевіряємо розрахункове навантаження на палю:

$$N = \frac{N_{1\phi}}{n} \leq N_n$$

де $N_{1\phi}$ – розрахункове стискуjące зусилля в площині підшви ростверку;

n – кількість палей, що сприймають розрахункове навантаження;

$$N_{1\phi} = (N_1 + G_p + G_{zp}) \cdot l_i$$

G_p – вага ростверку; G_{zp} – вага ґрунту зворотної засипки на обрізах ростверку;

$$G_p = 1,1 \cdot b_p \cdot h_p \cdot \gamma_{зб}$$

$\gamma_{зб} = 25 \text{ кН/м}^3$ - питома вага залізобетону.

$$G_{zp} = 1,1(b_p - b_{cm})h_{zp}\gamma_{zp} = 0 \text{ кН/м.}$$

Вісь «1»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 25 = 8,25 \text{ кН/м} = 0,00825 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,251 + 0,00825 + 0) \cdot 1,53 = 0,4 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4}{1} = 0,4 \text{ МН} < 0,42 \text{ МН} - \text{ умова виконується. Маючи запас приймаємо відстань між}$$

осями палей 1,55 м.

Вісь «2»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 = 5,5 \text{ кН/м} = 0,0055 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,175 + 0,0055 + 0) \cdot 2,40 = 0,4332 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4332}{1} = 0,4332 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями}$$

паль, але не менше $l_{min} = 3d = 3 \cdot 0,3 = 0,9$ м (згідно СНиП 2.02.03-85), отже приймаємо 1,50 м.

Вісь «3»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 = 5,5 \text{ кН/м} = 0,0055 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,175 + 0,0055 + 0) \cdot 2,40 = 0,4332 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4332}{1} = 0,4332 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями}$$

паль - приймаємо 1,50 м.

Вісь «4»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 25 = 8,25 \text{ кН/м} = 0,00825 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,209 + 0,00825 + 0) \cdot 2,01 = 0,4367 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4367}{1} = 0,4367 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями}$$

паль - приймаємо 1,56 м.

Вісь «5»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 = 5,5 \text{ кН/м} = 0,0055 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,161 + 0,0055 + 0) \cdot 2,62 = 0,4362 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4362}{1} = 0,4362 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями}$$

паль - приймаємо 2,0 м.

Вісь «7»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 25 = 8,25 \text{ кН/м} = 0,00825 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,168 + 0,00825 + 0) \cdot 2,49 = 0,4389 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4389}{1} = 0,4389 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями}$$

паль - приймаємо 2,0 м.

Вісь «11», «А-Е»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 25 = 8,25 \text{ кН/м} = 0,00825 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,168 + 0,00825 + 0) \cdot 2,49 = 0,4389 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4389}{1} = 0,4389 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями}$$

паль - приймаємо 2,0 м.

Вісь «11», «Е-У»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 25 = 8,25 \text{ кН/м} = 0,00825 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,272 + 0,00825 + 0) \cdot 1,55 = 0,4143 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4143}{1} = 0,4143 \text{ МН} < 0,42 \text{ МН} - \text{ умова виконується. Приймаємо відстань між осями}$$

паль 1,55 м.

Вісь «А»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 25 = 8,25 \text{ кН/м} = 0,00825 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,208 + 0,00825 + 0) \cdot 2,02 = 0,4368 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4368}{1} = 0,4368 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями}$$

паль - приймаємо 1,93 м.

Вісь «В»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 = 5,5 \text{ кН/м} = 0,0055 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,238 + 0,0055 + 0) \cdot 1,76 = 0,4085 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4085}{1} = 0,4085 \text{ МН} < 0,42 \text{ МН} - \text{ умова виконується. Приймаємо відстань між осями}$$

паль 1,85 м.

Вісь «Г»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 = 5,5 \text{ кН/м} = 0,0055 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,202 + 0,0055 + 0) \cdot 2,08 = 0,4016 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4016}{1} = 0,4016 \text{ МН} < 0,42 \text{ МН} - \text{ умова виконується. Приймаємо відстань між осями}$$

паль 2,08 м.

Вісь «Д»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 = 5,5 \text{ кН/м} = 0,0055 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,201 + 0,0055 + 0) \cdot 2,08 = 0,4016 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4016}{1} = 0,4016 \text{ МН} < 0,42 \text{ МН} - \text{ умова виконується. Приймаємо відстань між осями}$$

паль 2,08 м.

Вісь «Ж»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 25 = 8,25 \text{ кН/м} = 0,00825 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,376 + 0,00825 + 0) \cdot 1,12 = 0,43 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,43}{1} = 0,43 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями паль}$$

- приймаємо 0,91 м.

Вісь «К»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 = 5,5 \text{ кН/м} = 0,0055 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,294 + 0,0055 + 0) \cdot 1,43 = 0,4282 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4282}{1} = 0,4282 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями}$$

паль - приймаємо 1,1 м.

Вісь «Н»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 25 = 8,25 \text{ кН/м} = 0,00825 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,376 + 0,00825 + 0) \cdot 1,12 = 0,43 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,43}{1} = 0,43 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями паль}$$

- приймаємо 0,91 м.

Вісь «Р»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 = 5,5 \text{ кН/м} = 0,0055 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,174 + 0,0055 + 0) \cdot 2,42 = 0,4344 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4344}{1} = 0,4344 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями}$$

паль - приймаємо 2,1 м.

Вісь «С»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,4 \cdot 0,5 \cdot 25 = 5,5 \text{ кН/м} = 0,0055 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,174 + 0,0055 + 0) \cdot 2,42 = 0,4344 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4344}{1} = 0,4344 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями}$$

паль - приймаємо 2,1 м.

Вісь «У», «4-8»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 25 = 8,25 \text{ кН/м} = 0,00825 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,190 + 0,00825 + 0) \cdot 2,21 = 0,4381 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4381}{1} = 0,4381 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями}$$

паль - приймаємо 1,6 м.

Вісь «У», «8-11»:

$$G_p = 1,1 \cdot 0,6 \cdot 0,5 \cdot 25 = 8,25 \text{ кН/м} = 0,00825 \text{ МН/м}$$

$$N_{1\phi} = (0,166 + 0,00825 + 0) \cdot 2,54 = 0,4426 \text{ МН}$$

$$N = \frac{0,4426}{1} = 0,4426 \text{ МН} > 0,42 \text{ МН} - \text{ умова не виконується. Зменшуємо відстань між осями}$$

паль - приймаємо 1,89 (2.0) м.

Розрахунок пальового фундаменту під колону

По вісі «5», «6»:

$$S_{cp} = (1,27 + 3) \cdot (3 + 3) = 25,62 \text{ м}^2$$

$$N = g_k + g_p + (g_{нок} + g_{пер} + v) \cdot S_{cp}$$

$$N = 45,5 + 25,5 \cdot 3 + (5,228 + 4,9657 + 4,8405 + 8,838) \cdot 25,62 = 733,60 \text{ кН} = 0,734 \text{ МН}$$

$$n = N/N_n$$

$$n = 0,734 / 0,42 = 1,75 \text{ паль}$$

Приймаємо 3 палі.

По вісі «8»:

$$S_{cp} = (3 + 3) \cdot (2,835 + 3,165) = 36 \text{ м}^2$$

$$S_{cp2} = 31,20 \text{ м}^2$$

$$S_{cp3} = 54 \text{ м}^2$$

$$S_{cp4} = 18 \text{ м}^2$$

$$N = 45,5 + 25,5 \cdot 3 + 6,432 \cdot 54 + 5,228 \cdot 18 + 4,9657 \cdot 31,2 + 4,8405 \cdot 36 + 8,838 \cdot 72) \cdot 25,62 = \\ = 1528,96 \text{ кН} = 1,53 \text{ МН}$$

$$n = 1,53 / 0,42 = 3,64 \text{ паль}$$

Приймаємо 4 палі.

По вісі «Б»:

$$S_{cp} = (3+3) \cdot (3,1+3) = 36,6 \text{ м}^2$$

$$N = 22,8 + 25,5 + (6,342 + 4,7295 + 8,838) \cdot 36,6 = 776,98 \text{ кН} = 0,777 \text{ МН}$$

$$n = 0,777 / 0,42 = 1,85 \text{ паль}$$

Приймаємо 3 палі.

Розрахунок і конструювання ростверку при однорядному розміщенні паль

Розрахунок проводимо по найбільш завантаженій ділянці по вісі «Ж», на якій діє розрахункове навантаження на 1 м погонний довжини ростверку $g = 376,1 \text{ кН/м}$. Відстань між вісями паль С8-30 складає 0,90 м. Переріз ростверку – 0,5 м х 0,6 м. Бетон ростверку В20 ($R_b = 11,5 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}$), армування арматурою класу А-400С ($R_s = 355 \text{ МПа}$). Модуль пружності: бетону – $2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; цегляної кладки – $3,4 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ (цегла М100, розчин М 75).

Знаходимо розрахунковий прогін:

$$L_p = 1,05(0,91 - 0,3) = 0,64 \text{ м.}$$

Визначаємо довжину пів-основи епюри навантаження:

$$a = 3,14 \cdot \sqrt[3]{\frac{2,7 \cdot 10^4 \cdot 0,6 \cdot 0,5^3}{3,4 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 12}} = 1,33 \text{ м}$$

Розрахункове навантаження на рівні низу ростверку:

$$g_o = 376,1 + 0,6 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1,1 = 384,35 \text{ кН/м.}$$

Розрахунковий опорний момент:

$$M_{on} = \frac{384,35 \cdot 0,64^2}{12} = 13,12 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Прольотний момент:

$$M_{np} = \frac{384,35 \cdot 0,64^2}{24} = 6,56 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Перерізуюча сила:

$$Q = \frac{384,35 \cdot 0,64}{2} = 123 \text{ кН.}$$

Площа поперечного січення арматури в ростверку, см^2 :

$$A_s = \frac{M \cdot 10^3}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{13,12 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 45 \cdot 355} = 3,16 \text{ см}^2,$$

де $h_0 = h - a = 50 - 5 = 45$ см.

Знаходимо площу поперечного січення нижньої арматури в прольоті, см²:

$$A_s = \frac{6,56 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 45 \cdot 280} = 0,58 \text{ см}^2.$$

Згідно рекомендацій, щодо поздовжнього армування ростверку приймаємо арматуру класу А-400С: верхню - 2Ø16 з $A_s = 4,00$ см²; нижню - 2Ø8 з $A_s = 1,00$ см².

Розрахунок міцності по похилим перерізам виконуємо на діючу максимальну поперечну силу при умові:

$$Q > 0,6 \cdot R_{br} \cdot b \cdot h_0$$

$$0,6 \cdot R_{br} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 0,75 \cdot 0,6 \cdot 0,45 = 0,1245 \text{ МПа}$$

Оскільки $Q = 123$ кН < 124,5 кН, то розрахунок на дію поперечної сили не обов'язковий. Арматуру встановлюємо з конструктивних міркувань класу А-240С Ø8 мм, ростверк армуємо вертикальними зварними сітками.

Розрахунок та конструювання ростверку під збірну залізобетонну колону

Розрахунок виконуємо на ростверк по вісі «8», що має навантаження: $N = 1530$ кН; $M = \pm 180$ кН·м; $T = \pm 60$ кН. Бетон ростверку В20 ($R_b = 11,5$ МПа; $R_{br} = 0,9$ МПа), армування арматурою класу А-400С ($R_s = 355$ МПа), $\gamma_{bl} = 0,85$.

Конструюємо ростверк, приймаючи 4 палі і відстань між вісями паль 0,90 м. Глибину закладання ростверку визначаємо із умови:

$$H_p = 0,15 + a_k + 0,05 + 0,4 = 0,15 + 0,4 + 0,05 + 0,5 = 1,1 \text{ м}, \text{ а висота ростверку } 1,05 \text{ м}.$$

Розміри підколінника в плані:

- в сторону дії моменту

$$a_n = a_k + 2 \cdot 0,075 + 2 \cdot 0,2 = 0,4 + 2 \cdot 0,075 + 2 \cdot 0,2 = 0,95 \text{ м}$$

- в протилежну сторону

$$b_n = b_k + 2 \cdot 0,075 + 2 \cdot 0,2 = 0,4 + 2 \cdot 0,075 + 2 \cdot 0,2 = 0,95 \text{ м}$$

Виконуємо розрахунок ростверку на продавлювання колоною за формулою:

$$F_{pez} \leq \frac{2h_0 R_{br}}{\alpha} \left[\frac{h_0}{C_1} (b_k + C_2) + \frac{h_0}{C_2} (a_k + C_1) \right]$$

Значення реакції паль від навантаження, що передається на ростверк на рівні верхньої грані ростверку:

$$F_1 = \frac{N}{n} + \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} = \frac{1530}{4} + \frac{180 \cdot 0,9}{4 \cdot 0,9^2} = 382,5 + 50 = 432,5 \text{ кН}$$

Продавлююча сила:

$$F_{pez} = 2 \sum F_i = 2(432,5 + 432,5) = 1730 \text{ кН.}$$

Робоча висота при товщині дна стакану 50 см:

$$h_0 = h - a = 50 - 10 = 40 \text{ см.}$$

Відстань від граней колони до відповідних найближчих граней палі:

$$C_1 = 90 - 40 - 15 = 35 \text{ см}; \quad C_2 = \frac{90}{2} - 20 - 15 = 10 \text{ см};$$

$$\frac{h_0}{C_1} = \frac{40}{35} = 1,143; \quad \frac{h_0}{C_2} = \frac{40}{10} = 4;$$

Так як $1 \leq \frac{h_0}{C} \leq 2,5$, приймаємо $\frac{h_0}{C_1} = 1$; $\frac{h_0}{C_2} = 2,5$.

Для визначення коефіцієнта α розраховуємо площу бокової поверхні колони, що закладена в стакан ростверку:

$$A_f = 2(a_k + b_k)h_s = 2(0,4 + 0,4)0,6 = 0,96 \text{ м}^2 = 0,96 \cdot 10^6 \text{ мм}^2$$

$$\alpha = 1 - \frac{0,4 \cdot R_{br} \cdot A_f}{N} = 1 - \frac{0,4 \cdot 0,9 \cdot 0,96 \cdot 10^6}{1530 \cdot 10^3} = 1 - 0,19 = 0,81$$

$$F_{pez} \leq F = \frac{2 \cdot 0,4 \cdot 10^3 \cdot 0,9}{0,81} [1(0,4 + 0,1) + 2,5(0,4 + 0,35)] = 1759,26 \text{ кН} - \text{ умова виконується,}$$

тобто міцність на продавлювання забезпечена.

Розраховуємо ростверк на прогин. Визначаємо згинаючі моменти:

- в січенні по грані колони:

$$M_{a1} = 2F \max 0,6 = 2 \cdot 432,5 \cdot 0,6 = 519 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- в січенні по грані підколонника:

$$M_{a2} = 2F \max 0,25 = 2 \cdot 432,5 \cdot 0,25 = 216,25 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- в січенні по грані колони (перпендикулярно до осі «8»):

$$M_{b3} = 3F \max 0,25 = 3 \cdot 432,5 \cdot 0,25 = 324,38 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Визначаємо площу поперечного січення арматури в плиті ростверку, приймаючи арматуру із сталі класу А-400С:

- в січенні по грані колони:

$$A_{s1} = \frac{519 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 130 \cdot 355} = 2,43 \text{ см}^2$$

- в січенні по грані підколонника:

$$A_{s1} = \frac{216,25 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 85 \cdot 355} = 1,47 \text{ см}^2$$

- в січенні по грані колони (перпендикулярно до осі «8»):

$$A_{s1} = \frac{324,38 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 85 \cdot 355} = 2,07 \text{ см}^2$$

Розрахунковими для підбору арматури являються січення 1 та 3. Приймаємо арматуру класу А-400С: в продольному напрямі - 2Ø14 мм з $A_s=3,1 \text{ см}^2$, в поперечному 2Ø14 мм з $A_s=3,1 \text{ см}^2$.

Армування плити ростверку може виконуватися, як зварними сітками, так і окремими стержнями.

Розрахунок осадки пального фундаменту з використанням розрахункової схеми лінійно-деформуючого шару

Пальовий фундамент з висячими палями умовно приймають за масивний жорсткий фундамент мілкого закладання.

Визначаємо умовний діаметр підшви фундаменту:

$$d_y = d_c + 2L \operatorname{tg} \alpha,$$

де d_c – діаметр спайного поля, м; L – вільна довжина палі, м; α – кут передачі сил тертя.

$$\alpha = \frac{24}{4} = 6^\circ; d_y = 15,050 + 2 \cdot 8 \cdot 0,105 = 16,73 \text{ м.}$$

Так як діаметр умовного фундаменту $16,73 \text{ м} > 10 \text{ м}$, а модуль деформації ґрунтів, що знаходяться в межах товщі, що стискується, $E > 10 \text{ МПа}$, то осадку пального фундаменту визначаємо методом лінійно-деформуючого шару.

Знаходимо ширину підшви умовного фундаменту:

$$b = \sqrt{\frac{3,14 \cdot 16,73^2}{4}} = 14,82 \text{ м.}$$

Визначаємо коефіцієнт, що враховує ширину підшви фундаменту:

$$K_z = \frac{8}{b} + 0,2 = \frac{8}{14,82} + 0,2 = 0,74$$

Розрахунковий тиск на ґрунт:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} (M_g \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d \cdot \gamma_{II} + M_c \cdot C_{II}) = \\ = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1,1} (0,72 \cdot 0,74 \cdot 14,82 \cdot 19,8 + 3,87 \cdot 10,05 \cdot 9,25 + 6,45 \cdot 0,001) = 619 \text{кПа} = 0,619 \text{МПа}$$

Максимальний, мінімальний та середній тиск під подошвою умовного фундаменту, МПа:

$$P_{\text{min}}^{\text{max}} = \frac{N_{II} + G_{II}}{A_y} \pm \frac{\sum M_{II}}{W}$$

Знаходимо вагу умовного фундаменту:

$$G = G_p + G_n + G_{cp} = 124,16 + 311,1 + 0 = 435,26 \text{кН}$$

Визначаємо тиск:

$$P_{\text{min}}^{\text{max}} = \frac{0,376 + 0,435}{247,94} \pm \frac{0,8}{\frac{3,14 \cdot 16,73}{32}} = 0,0033 \pm 0,49$$

$$P_{\text{max}} = 0,0033 + 0,49 = 0,493 \text{МПа} < 0,619 \cdot 1,2 = 0,7428 \text{МПа}$$

$$P_{\text{min}} = 0,0033 - 0,49 = -0,4867 \text{МПа}$$

$$P_{cp} = 0,0033 \text{МПа} < 0,619 \text{МПа}$$

Визначаємо стискуючу товщу основи в припущенні, що вона складена суглинками:

$$H_T = (9 + 0,15 \cdot 16,73) \cdot 1,13 = 13,01 \text{м}$$

Або піском :

$$H_T = (6 + 0,10 \cdot 16,73) \cdot 1,13 = 8,67 \text{м}$$

Розрахункове значення товщі, що стискується:

$$H_T = 8,67 + (19 - 12) / 3 = 11 \text{м}$$

При відносній товщі шару $\xi = 1,768$ згідно СНиП2.02.01-83, $K_c = 1,3$. Значення коефіцієнта K_m при діаметрі подошви фундаменту 16,73 м $K_m = 1,35$.

Знаходимо осадку пальового фундаменту:

$$S = \frac{0,0033 \cdot 16,73 \cdot 1,3}{1,35} \left(\frac{0,262 - 0,01}{14} - \frac{0,374 - 0,262}{25} \right) = 0,025 \text{м} = 2,5 \text{см} < S_n = 8 \text{см}$$

розрахункова осадка не перевищує граничного нормативного значення.

2.2.2. Розрахунок сталевій кроквяної ферми з паралельними поясами прольотом

Проектування кроквяної ферми полягає у визначенні вузлових навантажень і зусиль у стержнях ферми, а також у підборі й перевірці перерізів стержнів ферми, конструюванні й розрахунках її вузлів.

Визначення навантажень, що діють на ферму

У вузлах верхнього пояса ферми передається навантаження від власної ваги покриття та снігу. Підрахунок навантажень приведений у таблиці.

Табл. 2.2.2.1

Вид навантаження	Нормативне навантаження, Н/м ²	1. Коефіцієнт, γ _г	3.1 о з р а х у н - к о в е н а в а н - т а ж е н н я , Н / м ²
------------------	---	-------------------------------	--

1	2	2. 3	3.1
Постійна: Бронююча посипка (зрозміром зерен 3-10мм) $t=10$ мм, $\rho=2000$ кг/м ³	200	1,3	260
Еврорубероїд 2 шари	81	1,2	97,2
Стяжка тип С-3 15мм , $\rho=1800$ кг/м ³	27	1,3	3.1 5 , 1
Теплоізоляція – 100 мм, $\rho= 550$ кг/м ³	95	1,2	3.1 1 4
Пароізоляція	30	1,2	3.1 6
Від ваги плити покриття з бетоном замонолічування	1472	1,1	1619,2
Всього:	$g^n=1905$		$g=2161,5$

Тимчасове навантаження від снігу:

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну поверхню визначаємо згідно ДБН В.1.2-2-2006 по формулі:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C,$$

де $\gamma_{fm}=1,14$ – коефіцієнт надійності за граничним значенням навантаження.

$S_0=1550$ Па – характеристичне значення снігового навантаження для м. Києва.

$$S_m = 1,14 \cdot 1550 = 1767 \text{ Па}$$

Вузлове навантаження:

Від покриття:

$$F = 2161,5 \cdot 9 = 19453,5H = 19,4535kH$$

$$F = 2161,5 \cdot 18 = 38907H = 38,907kH$$

Від снігу:

$$F = 1767 \cdot 9 = 15903H = 15,903kH$$

$$F = 1767 \cdot 18 = 31806H = 31,806kH$$

Визначення зусиль у стержнях ферми

Зусилля (стискаючі й розтягувальні поздовжні сили) у стержнях ферми визначаємо за допомогою програмного комплексу LIRA 9.6 R3.

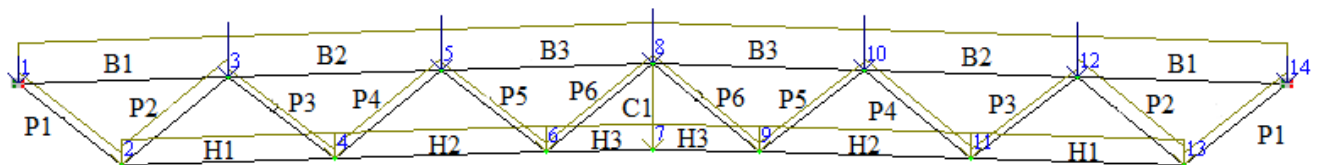


Рис. 2.2.2.1. Розрахункова схема кроквяної ферми

Розрахункові зусилля в стержнях

Табл.2.2.2.2

№ елем.	№ перер.	Вид зусилля			№№ зав.
		N (кН)	M _y (кН*м)	Q _z (кН)	
1	1	302.427	0.322	-0.239	1 2 3
1	2	302.293	-0.284	-0.410	1 2 3
2	1	136.695	-0.322	0.906	1 2 3
2	2	136.728	0.726	-0.200	1 2 3
2	2	77.222	0.267	-0.397	1 2

3	1	-313.095	0.179	-0.035	1 2 3
3	1	-176.568	0.107	0.025	1 2
3	2	-312.867	-0.157	-0.310	1 2 3
4	1	479.084	-0.463	0.869	1 2 3
4	2	479.108	0.958	0.077	1 2 3
4	2	270.499	0.436	-0.149	1 2
5	1	189.785	0.126	-0.046	1 2 3
5	1	107.477	0.060	0.003	1 2
5	2	189.691	-0.076	-0.168	1 2 3
6	1	-254.832	0.442	1.134	1 2 3
6	2	-254.799	2.169	0.016	1 2 3
6	2	-143.890	1.114	-0.219	1 2
7	1	-194.768	0.056	0.120	1 2 3
7	2	-194.623	0.120	-0.054	1 2 3
7	2	-109.422	0.054	-0.070	1 2
8	1	579.433	0.825	0.195	1 2 3
8	1	439.960	0.366	0.294	1 2
8	2	579.457	0.221	-0.598	1 2 3
9	1	76.339	0.257	-0.184	1 2 3
9	2	76.246	-0.206	-0.305	1 2 3
10	1	-465.309	2.031	0.821	1 2 3
10	2	-465.275	2.818	-0.297	1 2 3
10	2	-262.641	1.466	-0.414	1 2
11	1	696.210	-0.043	2.433	1 2 3
11	2	696.221	3.311	2.037	1 2 3
12	1	-73.095	0.059	0.082	1 2 3
12	2	-72.994	0.099	-0.040	1 2 3
12	2	-40.945	0.048	-0.048	1 2
13	1	49.774	0.000	0.000	1 2 3
13	2	49.677	0.000	0.000	1 2 3
14	1	696.210	-0.043	2.433	1 2 3
14	2	696.221	3.311	2.037	1 2 3
15	1	-73.095	0.059	0.082	1 2 3
15	2	-72.994	0.099	-0.040	1 2 3
15	2	-40.945	0.048	-0.048	1 2
16	1	-465.309	2.031	0.821	1 2 3
16	2	-465.275	2.818	-0.297	1 2 3
16	2	-262.641	1.466	-0.414	1 2
17	1	76.339	0.257	-0.184	1 2 3
17	2	76.246	-0.206	-0.305	1 2 3
18	1	579.433	0.825	0.195	1 2 3
18	1	439.960	0.366	0.294	1 2
18	2	579.457	0.221	-0.598	1 2 3
19	1	-194.768	0.056	0.120	1 2 3
19	2	-194.623	0.120	-0.054	1 2 3
19	2	-109.422	0.054	-0.070	1 2

20	1	-254.832	0.442	1.134	1 2 3
20	2	-254.799	2.169	0.016	1 2 3
20	2	-143.890	1.114	-0.219	1 2
21	1	189.785	0.126	-0.046	1 2 3
21	1	107.477	0.060	0.003	1 2
21	2	189.691	-0.076	-0.168	1 2 3
22	1	479.084	-0.463	0.869	1 2 3
22	2	479.108	0.958	0.077	1 2 3
22	2	270.499	0.436	-0.149	1 2
23	1	-313.095	0.179	-0.035	1 2 3
23	1	-176.568	0.107	0.025	1 2
23	2	-312.867	-0.157	-0.310	1 2 3
24	1	136.695	-0.322	0.906	1 2 3
24	2	136.728	0.726	-0.200	1 2 3
24	2	77.222	0.267	-0.397	1 2
25	1	302.427	0.322	-0.239	1 2 3
25	2	302.293	-0.284	-0.410	1 2 3

Визначення та перевірка перерізів стержнів ферми

Визначення перерізів стержнів кроквяної ферми і їх перевірку робимо в табличній формі (табл.2.2.2.3.).

При визначенні перерізів стержнів ферми особливу увагу слід звернути на визначення їх розрахункових довжин і компонування перерізів.

Визначення та перевірка перерізів стержнів ферми

Таблиця 2.2.2.3.

Елемент ферми	Позначення стрижня	Переріз (2 кутника)	Площа A , cm^2	Розрахункове зусилля N , кН	Розрахункова довжина, см		Радіус інерції, см		Гнучкість			Коефіцієнт умов роботи γ_c	Коефіцієнт φ для стиснутих стержнів	Напруження σ , кН/см ²		
					l_x	l_y	i_x	i_y	λ_x	λ_y	$[\lambda]$			-	+	
					6	7	8	9	10	11	12			13	14	15
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
Пояси	верхні	B1	$\Gamma\Gamma$ 125x9	44,00	136,728	300	300	3,86	5,63	78	53	120	0,95		4,44	
		B2			-254,832	300	300	3,86	5,63	78	53	120	0,95	0,6996	8,29	
		B3			-465,309	300	300	3,86	5,63	78	53	120	0,95	0,6996	15,12	
	нижні	H1	$\Gamma\Gamma$ 100x8	31,20	479,108	300	300	3,07	4,62	98	65	400	0,95		15,3	
		H2			579,457	300	300	3,07	4,62	98	65	400	0,95		18,57	
		H3			696,221	300	300	3,07	4,62	98	65	400	0,95		22,31	
Розкоси	P1	$\Gamma\Gamma$ 70x5	13,72	302,427	192	300	2,16	3,38	89	89	400	0,95		22,04		
	P2	$\Gamma\Gamma$ 80x7	21,70	-313,095	192	300	2,46	3,79	78	79	120	0,95	0,6928	20,83		
	P3	$\Gamma\Gamma$ 50x5	9,60	189,785	192	300	1,53	2,61	125	114	400	0,95		19,77		
	P4	$\Gamma\Gamma$ 70x5	13,72	-194,768	192	300	2,16	3,38	89	89	120	0,95	0,6194	22,46		
	P5	$\Gamma\Gamma$ 50x5	9,60	76,339	192	300	1,53	2,61	120	114	400	0,95		7,95		
	P6	$\Gamma\Gamma$ 50x5	9,60	-73,095	192	300	1,53	2,61	120	114	120	0,80	0,419	18,17		
Стійки	C15	Γ 50x5	9,60	-49,774	96	120	1,53	2,61	63	46	120	0,80		5,18		

З метою забезпечення рівності стиснутих стержнів при $lx = 0,8 \cdot l$ доцільне застосування рівнобоких кутників, що забезпечить більшу стійкість із площини під час перевезення й монтажу (переріз верхнього пояса робиться не змінним). Розтягнуті розкоси сітки звичайно встановлюють із двох рівнобоких кутників.

Товщину фасок приймаємо 14 мм.

Розрахунок стиснутих стержнів

Для визначення перерізу стиснутих стержнів необхідно попередньо задатися їхньою гнучкістю в межах $\lambda_3 = 80 \dots 100$ (Задамося $\lambda_3 = 80$). За прийнятим значенням λ_3 знайдемо значення коефіцієнта поздовжнього згину φ_3 (для $\lambda_3 = 80$ коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi_3 = 0,686$). Визначаємо необхідну площу перерізу стрижня.

Необхідну площу двох кутників стиснутого стержня визначають по формулі:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

де N – розрахункове зусилля в стрижні;

R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$ для С255;

γ_c – коефіцієнт умов роботи; для верхнього пояса ферми $\gamma_c = 0,95$; для стійок ферми $\gamma_c = 0,8$; для стиснутих розкосів крім опорного $\gamma_c = 0,8$; для опорного розкосу $\gamma_c = 0,95$;

По сортаменту підбираємо близькі по необхідній площі кутники, з яких відповідно до наведених вище рекомендацій komponуємо переріз стержня. Випишуємо необхідні геометричні характеристики перерізу A , i_x і i_y , і визначаємо гнучкості стержня в площині та із площини ферми λ_x , λ_y по формулах:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y}.$$

Гнучкість стислих стержнів обмежена; вона не повинна перевищувати граничних значень гнучкості. Так як для верхнього поясу й опорного розкосу $[\lambda] = 120$; для решти розкосів і стійок $[\lambda] = 150$. Задовольнивши умови граничної гнучкості, перевіряємо напруження в стержні по формулі:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де N – розрахункове зусилля в стержні;

φ_{min} – коефіцієнт поздовжнього згину, прийнятий по більшій із отриманих гнучкостей λ_x , λ_y ;

A - площа перетину двох прийнятих кутників;

R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 24$ кН/см²;

γ_c – коефіцієнт умов роботи.

При великому запасі в міцності необхідно зменшити переріз прийнятого кутника й перерахувати величини λ_x , λ_y і σ при нових значеннях A , i_x і i_y , підбираючи більш прийнятний переріз стержня.

Стержні В1, В2, В3:

Переріз цих стержнів приймається однаковим по найбільшому зусиллю в стержні N^{B3} :

$$A_{ном}^{B1} = A_{ном}^{B2} = A_{ном}^{B3} = \frac{N^{B3}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{465,309}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 29,75 \text{ см}^2;$$

Приймаємо переріз стержнів В1, В2, В3 з 2-х кутників Γ 125x9 з $A=44$ см².

Знаходимо гнучкості стержня:

$$\lambda_x^{B1} = \lambda_x^{B2} = \lambda_x^{B3} = \frac{300}{3,86} = 78; \quad \lambda_y^{B1} = \lambda_y^{B2} = \lambda_y^{B3} = \frac{300}{5,63} = 53;$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 120$.

По максимальній гнучкості $\lambda_{max} = \lambda_x = 78$ знаходимо коефіцієнт $\varphi_{min} = 0,6996$.

Перевіряємо напруження в стержні з найбільшим навантаженням В3:

$$\sigma^{B3} = \frac{N^{B3}}{\varphi_{min} \cdot A^{B3}} = \frac{465,309}{0,6996 \cdot 44} = 15,12 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \quad - \text{ умова виконується};$$

Стержень має невеликий запас міцності, отже, переріз стержнів В1, В2, В3 приймаємо з 2-х кутників Γ 125x9. Визначаємо напруження в стержнях В1, В2:

$$\sigma^{B1} = \frac{N^{B1}}{\varphi_{min} \cdot A^{B1}} = \frac{136,728}{0,6996 \cdot 44} = 4,44 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma^{B2} = \frac{N^{B2}}{\varphi_{min} \cdot A^{B2}} = \frac{254,832}{0,6996 \cdot 44} = 8,29 \text{ кН/см}^2.$$

Стержень В1 та В2 приймаємо перерізом рівним перерізу стержня В3, як елемент верхнього поясу ферми без змінного перерізу.

Стержень P2:

$$A_{nom}^{P2} = \frac{N^{P2}}{\phi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{313,095}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 20,02 \text{ см}^2;$$

Приймаємо переріз стержня P2, з 2-х кутників $\neg\neg 80 \times 7$ $A = 21,7 \text{ см}^2$.

Визначаємо гнучкості стержня:

$$\lambda_x^{P2} = \frac{192}{2,46} = 78; \quad \lambda_y^{P2} = \frac{300}{3,79} = 79;$$

Значення гнучкості елемента не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 120$.

По максимальній гнучкості $\lambda_{max} = \lambda_x = 79$ знаходимо коефіцієнт $\phi_{min} = 0,6928$.

Перевіряємо напруження в стержні:

$$\sigma^{P2} = \frac{N^{P2}}{\phi_{min} \cdot A^{P2}} = \frac{313,095}{0,6928 \cdot 21,7} = 20,83 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 - \text{ умова виконується};$$

Стержень має невеликий запас міцності, отже, переріз стержня P2 приймаємо з 2-х кутників $\neg\neg 80 \times 7$.

Стержень P4:

$$A_{nom}^{P4} = \frac{N^{P4}}{\phi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{194,768}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 12,45 \text{ см}^2;$$

Приймаємо переріз стержня P4 з 2-х кутників $\neg\neg 70 \times 5$ $A = 13,78 \text{ см}^2$.

Визначаємо гнучкість стержня:

$$\lambda_x^{P4} = \frac{192}{2,16} = 89; \quad \lambda_y^{P4} = \frac{300}{3,38} = 89;$$

Значення гнучкості елемента не перевищують граничної гнучкості $[\lambda] = 150$. По максимальній гнучкості $\lambda_{max} = \lambda_x = 89$ знаходимо коефіцієнт $\phi_{min} = 0,6194$.

Перевіряємо напругу в стержні:

$$\sigma^{P4} = \frac{N^{P4}}{\phi_{min} \cdot A^{P4}} = \frac{194,768}{0,6194 \cdot 13,78} = 22,46 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 - \text{ умова виконується};$$

Переріз стержня Р4 приймаємо з 2-х кутників Γ 70x5.

Стержень Р6:

$$A_{\text{ном}}^{P6} = \frac{N^{P6}}{\phi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{73,095}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,8} = 5,56 \text{ см}^2$$

Приймаємо переріз стержня Р6 з 2-х кутників Γ 50x5 $A = 9,6 \text{ см}^2$. Визначаємо гнучкості стержня:

$$\lambda_x^{P6} = \frac{192}{1,53} = 120; \quad \lambda_y^{P6} = \frac{300}{2,61} = 114;$$

Значення гнучкості елементу не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 150$.

По максимальній гнучкості $\lambda_{\text{max}} = \lambda_x = 120$ знаходимо коефіцієнт $\phi_{\text{min}} = 0,419$.

Перевіряємо напруги в стержні:

$$\sigma^{P6} = \frac{N^{P6}}{\phi_{\text{min}} \cdot A^{P6}} = \frac{73,095}{0,419 \cdot 9,6} = 18,17 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,8 = 19,2 - \text{умова виконується};$$

Стержень має невеликий запас міцності, отже, переріз стержня Р6 приймаємо з 2-х кутників Γ 50x5.

Розрахунок розтягнутих стержнів

Необхідна площа перерізу розтягнутих стержнів визначається по формулі:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c},$$

де N – розрахункове зусилля в стержні;

R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи; для нижнього пояса ферми $\gamma_c = 0,95$; для розтягнутих розкосів $\gamma_c = 0,95$;

По сортаменту приймаємо найближчі по площі кутники, komponуємо відповідно до рекомендацій переріз і виписуємо геометричні характеристики перерізу A , i_x і i_y . Після цього приймаємо гнучкості стержня в площині та із площини ферми λ_x , λ_y .

Гнучкість розтягнутих стержнів не повинна перевищувати $[\lambda] = 400$. Далі перевіряємо міцність стержнів по формулі:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де N – розрахункове зусилля в стержні;

A - площа перерізу двох прийнятих кутників;

R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи; $\gamma_c = 0,95$ (для всіх розтягнутих елементів).

Стержні Н1, Н2, Н3:

$$A_{\text{ном}}^{H1} = A_{\text{ном}}^{H2} = A_{\text{ном}}^{H3} = \frac{696,221}{24 \cdot 0,95} = 30,54 \text{ см}^2;$$

Приймаємо переріз стержня Н1 з однакового профілю – з 2-х кутників Γ 100x8 $A = 31,2 \text{ см}^2$. Знаходимо гнучкості стержня:

$$\lambda_x^{H1} = \lambda_x^{H2} = \lambda_x^{H3} = \frac{300}{3,07} = 98; \quad \lambda_y^{H1} = \lambda_y^{H2} = \lambda_y^{H3} = \frac{300}{4,62} = 65;$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$.

Перевіряємо міцність стержня:

$$\sigma^{H1} = \frac{N^{H1}}{A_n^{H1}} = \frac{479,108}{31,20} = 15,3 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \quad - \text{ умова виконується};$$

$$\sigma^{H2} = \frac{N^{H2}}{A_n^{H2}} = \frac{579,457}{31,20} = 18,57 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \quad - \text{ умова виконується};$$

$$\sigma^{H3} = \frac{N^{H3}}{A_n^{H3}} = \frac{696,221}{31,20} = 22,31 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \quad - \text{ умова виконується}.$$

Стержень Р1:

$$A_{\text{ном}}^{P1} = \frac{N^{P1}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{302,427}{24 \cdot 0,95} = 13,26 \text{ см}^2;$$

Приймаємо переріз стержня Р1 з 2-х кутників Γ 70x5 $A = 13,72 \text{ см}^2$.

Визначаємо гнучкості стержня:

$$\lambda_x^{P1} = \frac{192}{2,16} = 89; \quad \lambda_y^{P1} = \frac{300}{3,38} = 89;$$

Значення гнучкості елемента не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$.

Перевіряємо міцність стержня:

$$\sigma^{P1} = \frac{N^{P1}}{A_n^{P1}} = \frac{302,427}{13,72} = 22,04 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \quad - \text{ умова виконується};$$

Стержень P3:

$$A_{nom}^{P3} = \frac{N^{P3}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{189,785}{24 \cdot 0,95} = 8,32 \text{ см}^2;$$

Приймаємо преріз стержня P3 з 2-х кутників Γ 50x5 $A = 9,6 \text{ см}^2$. Визначаємо гнучкості стержня:

$$\lambda_x^{P3} = \frac{192}{1,53} = 120; \quad \lambda_y^{P3} = \frac{300}{2,61} = 114;$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$.

Перевіряємо міцність стержня:

$$\sigma^{P3} = \frac{N^{P3}}{A_n^{P3}} = \frac{189,785}{9,6} = 19,77 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 0,95 = 22,8 \quad - \quad \text{умова виконується.}$$

Стержень P5:

$$A_{nom}^{P5} = \frac{N^{P5}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{76,339}{24 \cdot 0,95} = 3,35 \text{ см}^2;$$

Приймаємо преріз стержня P5 з 2-х кутників Γ 50x5 $A = 9,6 \text{ см}^2$. Визначаємо гнучкості стержня:

$$\lambda_x^{P5} = \frac{192}{1,53} = 120; \quad \lambda_y^{6-8} = \frac{300}{2,61} = 114;$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$.

Перевіряємо міцність стержня:

$$\sigma^{P5} = \frac{N^{P5}}{A_n^{P5}} = \frac{76,339}{9,6} = 7,95 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \quad - \quad \text{умова виконується.}$$

Маємо значний запас мійності, але з конструктивних міркувань та згідно рекомендацій преріз стержня не зменшуємо.

Стержень C1:

$$A_{nom}^{C1} = \frac{N^{C1}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{49,774}{24 \cdot 0,95} = 2,18 \text{ см}^2;$$

Приймаємо преріз стержня C1 з 2-х кутників Γ 50x5 $A = 9,6 \text{ см}^2$. Визначаємо гнучкості стержня:

$$\lambda_x^{C1} = \frac{96}{1,53} = 63; \quad \lambda_y^{C1} = \frac{120}{2,61} = 46;$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$.

Перевіряємо міцність стержня:

$$\sigma^{C1} = \frac{N^{C1}}{A_n^{C1}} = \frac{49,774}{9,6} = 5,18 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \quad - \text{ умова виконується.}$$

Маємо значний запас міцності, але з конструктивних міркувань та згідно рекомендацій переріз стержня не зменшуємо.

При конструюванні стержнів слід звернути увагу на розміщення сполучних прокладок, що забезпечують спільну роботу двох кутників, з яких складається стержень (Рис. 2.2.2.2).

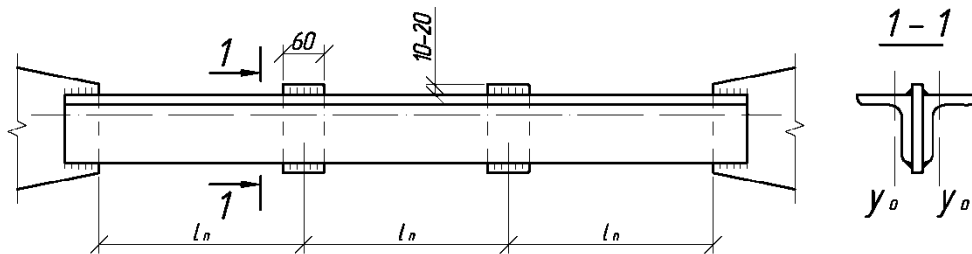


Рис. 2.2.2.2 Розміщення сполучних прокладок.

Сполучні прокладки в стиснутих стержнях ставляться на відстанях $l_n \leq 40 \cdot i_{y_o}$ й не менш двох прокладок на стержні, а в розтягнутих ставляться на відстанях $l_n \leq 80 \cdot i_{y_o}$ й не менш однієї прокладки на стержні (i_{y_o} – радіус інерції одного кутника щодо осі, паралельної площини прокладки).

Розрахунок та конструювання вузлів ферми

Порядок конструювання й розрахунків вузлів кроквяних ферм наступний:

- провести осьові лінії елементів так, щоб вони сходилися в центрі вузла;
- до осьових ліній «прив'язати» поясні кутники. Для цього визначити по сортаменту розмір Z_0 від центру ваги кутника до обушка й округлити його за правилом округлення до 5 мм, одержавши тим самим відстань від обушка кутника до осьової лінії. У такий же спосіб нанести контурні лінії стержнів сітки. Відстань між краями елементів сітки й поясу у вузлах слід приймати рівним $a = 6 \cdot t - 20$ мм, але не більше 80 мм (тут t - товщина фасонки, мм);
- розрахувати кріплення стержнів сітки до фасонки кутковими швами. Зусилля N , що діє в прикріпленому стрижні, розподіляється між швами по перу й обушку кутника (рис. 2.2.2.3).

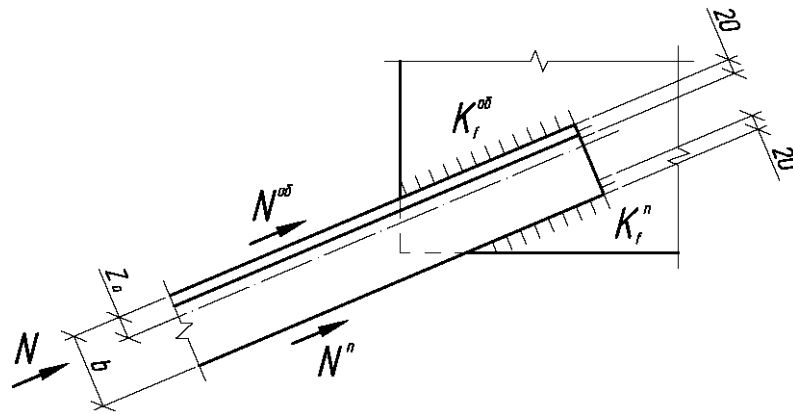


Рис. 2.2.2.3 До розрахунків зварених швів.

Зусилля, що діють на зварені шви по обушкові й по перу, визначаються по формулі:

$$N^n = \alpha \cdot N; \quad N^{ob} = (1 - \alpha) \cdot N,$$

де N – розрахункове зусилля в стрижні;

α – коефіцієнт розподілу зусиль по зварених швах, прийнятий приблизно: для рівнобоких кутників $\alpha = 0,3$; для нерівнобоких кутників, що прикріплюються вузькою полицею, $\alpha = 0,25$; для нерівнобоких кутників, що прикріплюються широкою полицею, $\alpha = 0,35$.

Необхідна довжина зварювальних швів визначається по формулах:

$$l_w^n = \frac{N_n}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f^n \cdot R_{wf}} + 2K_f^n; \text{ - для шва по перу;}$$

$$l_w^{ob} = \frac{N_{ob}}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f^{ob} \cdot R_{wf}} + 1K_f^{ob} - \text{для шва по обушкові.}$$

де N_{ob} – розрахункове зусилля на шов по обушкові; N_n – розрахункове зусилля на шов по перу; β_f – коефіцієнт глибини проварювання шва. Для автоматичного зварювання при катеті шва до 8мм $\beta_f = 0,7$; K_f^{ob} – катет кутового шва по обушкові; K_f^n – катет кутового шва по перу; R_{wf} – розрахунковий опір кутового шва. Для зварювання електродами Е-42 $R_{wf} = 18\text{кН/см}^2$.

Розрахунки зварених швів у вузлах ферми для зручності виконаємо в табличній формі (табл. 2.2.2.4). Розміри фасонки залежать від довжини швів кріплення до неї стержнів сітки.

Таблиця 2.2.2.4.

Елемент	Позначення стержня	Розрахункові зусилля N, кН	Шов по обушкові			Шов по перу		
			N_{ob} , кН	K_f^{ob} , см	l_w^{ob} , см	N_n , кН	K_f^n , см	l_w^n , см
Пояси	В1	136,728	95,71	0,6	7,53(8)	41,02	0,6	3,9(4)
	Н1	479,108	335,38	0,6	23,4(24)	143,73	0,6	10,71(11)
Розкоси	Р1	302,427	211,70	0,5	17,8 (18)	90,73	0,5	8,2 (9)
	Р2	313,095	219,17	0,5	18,39 (19)	93,93	0,5	8,45 (9)
	Р3	189,785	132,85	0,5	11,54 (12)	56,94	0,5	5,52 (6)
	Р4	194,768	136,34	0,5	11,82 (12)	58,43	0,5	5,63 (6)
	Р5	76,339	53,44	0,5	5,24 (6)	22,90	0,5	2,8 (3)
	Р6	73,095	51,17	0,6	4,28 (5)	21,93	0,6	2,65(3)
Стойки	С1	49,774	34,84	0,6	3,5 (4)	14,93	0,6	2,19(3)

Повинні дотримуватися наступні умови: $l_w \leq 85 \cdot \beta_f \cdot K_f$; $l_w \geq 4 \cdot k_f$; $l_w \geq 40\text{мм}$. Перша умова виконується у всіх випадках. Де не виконується друга й третя умова, довжину швів приймаємо $l_w = 40\text{мм}$. Отримані значення довжин швів округляються в більшу сторону до цілого числа.

Конструювання й розрахунок верхнього вузла стику напівферми

Верхній вузол стику напівферми приймаємо з листових накладок. Стик перекривається за допомогою двох горизонтальних накладок, що з'єднують горизонтальні полки кутників, і двох вертикальних накладок, що з'єднують фасонки відправних елементів.

При конструюванні й розрахунку цього вузла спочатку розраховуємо шви кріплення розкосів і стійок до фасонки, по довжині яких визначається розмір фасонки по висоті. Причому довжина фасонки повинна бути не менш довжини стикових горизонтальних накладок.

Розміри накладок підбираються з умови рівномірності стику основним стержням з елементами, що перекриваються.

Товщину горизонтальної накладки приймають рівною товщині полиці кутника, що перекривається: $t_{г.н.} = t_{кут} = 9\text{мм} = 0,9\text{см}$.

Ширина горизонтальної накладки приймається ширше полиці кутника, що перекривається, на 15-20мм: $b_{г.н.} = b_{пц} + (15\dots 20\text{мм}) = 125 + 20 = 145\text{мм} = 14,5\text{см}$.

Довжину горизонтальної накладки визначаємо по формулі:

$$L_{г.н.} = 2 \cdot l_w^n + 30,$$

де l_w^n – довжина прямої ділянки шва, що з'єднує горизонтальну накладку з кутником.

Довжина шва визначається по формулі:

$$l_w^n = 0,7 \cdot \sum l_w + 1,$$

де $\sum l_w$ – необхідна сумарна довжина шва, що з'єднує горизонтальну накладку з кутником.

Необхідна сумарна довжина шва визначається по формулі:

$$\sum l_w = \frac{N_n^2}{\beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf}},$$

де β_f – коефіцієнт глибини проварювання шва. Для напівавтоматичного зварювання при катеті шва до 9-12мм $\beta_f = 0,8$;

K_f – катет кутового шва; $K_f = 1,0\text{см}$;

R_{wf} – розрахунковий опір кутового шва. Для зварювання електродами Е-42 $R_{wf} = 18\text{кН/см}^2$;

N_n^z – граничне зусилля, що сприймається накладкою. Граничне зусилля визначається по формулі:

$$N_n^z = b_{z.n.} \cdot t_{z.n.} \cdot R_y,$$

де R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$;

$$N_n^z = 12 \cdot 0,8 \cdot 24 = 313,2 \text{ кН};$$

$$\sum l_w = \frac{313,2}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 18} = 21,75 \text{ см};$$

$$l_w^i = 0,7 \cdot 21,75 + 1 = 16,225 \text{ см};$$

$$L_{z.n.} = 2 \cdot 16,225 + 30 = 62,45 \text{ см}.$$

Приймаємо довжину горизонтальної накладки $L_{z.n.} = 65 \text{ см}$.

Ширина вертикальної накладки рівна $b_{в.н.} = 100 \text{ мм} = 10 \text{ см}$.

Товщина вертикальної накладки задається рівній товщині фасонки $t_{в.н.} = t_\phi = 14 \text{ мм} = 1,4 \text{ см}$.

Висота вертикальної накладки $h_{в.н.}$ визначається міцністю зварних швів, що передають зусилля в стику. Величина зусилля в стику визначається по формулі:

$$N_{cm} = \alpha \cdot N_1 + N_2 \cdot \cos \beta,$$

де α – коефіцієнт розподілу зусиль по зварних швах, прийнятий для рівнобоких кутників, що прикріплюються вузькою полицею, $\alpha = 0,3$;

N_1 – зусилля в елементі верхнього пояса; $N_1 = 465,309 \text{ кН}$;

N_2 – зусилля в розкосі; $N_2 = 73,095 \text{ кН}$;

$\cos \beta$ – косинус кута нахилу розкосу до пояса, визначається геометрично по формулі:

$$\cos \beta = \frac{d}{\sqrt{h_{оф}^2 + d^2}},$$

де d – довжина панелі верхнього пояса; $d = 3,0 \text{ м}$;

$h_{оф}$ – розрахункова висота ферми; $h_{оф} = 1,2 \text{ м}$;

$$\cos \beta = \frac{3,0}{\sqrt{1,2^2 + 3,0^2}} = 0,90;$$

$$N_{cm} = 0,23 \cdot 465,309 + 73,095 \cdot 0,9 = 205,38 \text{ кН}.$$

Висота вертикальної накладки визначається по формулі:

$$h_{в.н.} = \frac{1,2 \cdot N_{cm}}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf}} + 1,$$

де 1,2 – коефіцієнт, що враховує можливість передачі зусилля з ексцентриситетом;

N_{cm} – зусилля в стику; $N_{cm} = 205,38\text{кН}$;

βf – коефіцієнт глибини проварювання шва. Для напівавтоматичного зварювання при катеті шва до 9-12мм $\beta f = 0,8$;

Kf – катет кутового шва; $Kf = 1,0\text{см}$;

R_{wf} – розрахунковий опір кутового шва. Для зварювання електродами Е-42 $R_{wf} = 18\text{кН/см}^2$;

$h_{в.н.} = \frac{1,2 \cdot 205,38}{2 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 18} + 1 = 8,5\text{ см}$. Приймаємо висоту вертикальної накладки $h_{в.н.} = 10\text{см}$.

Конструювання й розрахунки нижнього вузла стику напівферм

Нижній вузол стику напівферм приймаємо також, як і верхній з листовими накладками. Стик перекривається за допомогою двох горизонтальних накладок, що з'єднують горизонтальні полки кутників, і двох вертикальних накладок, що з'єднують фасонки відправних елементів.

Принцип розрахунків верхнього вузла стику аналогічний розрахункам верхнього вузла, за деяким виключенням. У нижньому вузлі присутні розкоси, а у верхньому їх немає. Отже, зусилля у швах накладки будуть виникати тільки від стержнів нижнього пояса. Крім того горизонтальні накладки згинаються, щоб надати ухил ферми 3% і забезпечити будівельний підйом ферми.

Товщину горизонтальної накладки приймають рівній товщині полиці кутника, що перекривається: $t_{г.н.} = t_{yz} = 8\text{мм} = 0,8\text{см}$.

Ширини горизонтальної накладки приймаються ширше полки кутника, що перекривається, на 15-20мм: $b_{г.н.} = b_{yz} + (15 \dots 20\text{мм}) = 100 + 20 = 120\text{мм} = 12\text{см}$.

Визначаємо граничне зусилля, сприймане накладкою:

$$N_n^z = 12 \cdot 0,8 \cdot 24 = 230,4\text{кН}.$$

Визначаємо необхідну сумарну довжину шва:

$$\sum l_w = \frac{230,4}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 18} = 16\text{ см};$$

Визначаємо довжину прямої ділянки шва, що з'єднує горизонтальну накладку з кутником:

$$l_w^i = 0,7 \cdot 16 + 1 = 12,2\text{ см};$$

Визначаємо довжину горизонтальної накладки:

$$L_{г.н.} = 2 \cdot 12,2 + 30 = 54,4 \text{ см}$$

Приймаємо довжину горизонтальної накладки $L_{г.н.} = 60 \text{ см}$.

Ширину вертикальної накладки також задаємо рівній $b_{в.н.} = 100 \text{ мм} = 10 \text{ см}$.

Товщина вертикальної накладки задається рівній товщині фасонки $t_{в.н.} = t_{ф} = 14 \text{ мм} = 1,4 \text{ см}$.

Висота вертикальної накладки $h_{в.н.}$ визначається міцністю зварених швів, що передають зусилля в стику. Так як у вузлі відсутні розкоси, то величина зусилля в стику буде визначатися по формулі:

$$N_{ст} = \alpha \cdot N_1,$$

де α – коефіцієнт розподілу зусиль по зварених швах, прийнятий для рівнобоких кутників $\alpha = 0,3$;

N_1 – зусилля в елементі нижнього поясу; $N_1 = 696,221 \text{ кН}$;

$$N_{ст} = 0,3 \cdot 696,221 = 208,87 \text{ кН}$$

Визначаємо висоту вертикальної накладки:

$$h_{в.н.} = \frac{1,2 \cdot 208,87}{2 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 18} + 1 = 9,7 \text{ см.}$$

Приймаємо висоту вертикальної накладки $h_{в.н.} = 10 \text{ см}$.

2.2. ПРОЕКТУВАННЯ СТРОПИЛЬНОЇ ФЕРМИ

Проектування кроквяної ферми полягає у визначенні вузлових навантажень і зусиль у стрижнях ферми, а також у підборі й перевірці перерізів стрижнів ферми, конструюванні й розрахунках її вузлів.

2.2.1. Визначення навантажень, що діють на ферму

У вузлах верхнього пояса ферми передається навантаження від власної ваги покриття та снігу. Визначення навантажень і зусиль. Підрахунок навантажень приведений у таблиці.

Вид навантаження

**Нормати-
вне наван-
таження,
Н/м²**

**3. Кое-
фіці-
єнт,
γ_f**

1	2	4. 3	
Постійна: Бронююча посипка (зрозміром зерен 3-10мм) $t = 10 \text{ мм}, \rho = 2000 \text{ кг/м}^3$	200	1,3	260
Еврорубероїд 2 шари	81	1,2	97,2
Стяжка тип С-3 15мм , $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$	27	1,3	
Теплоізоляція – 100 мм, $\rho = 550 \text{ кг/м}^3$	95	1,2	
Пароізоляція	30	1,2	
Від ваги плити покриття з бетоном замонолічування	1472	1,1	1619,2
Всього:	$g^n = 1905$		$g = 2161,5$

Тимчасове навантаження від снігу:

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну поверхню визначаємо згідно ДБН В.1.2-2-2006 по формулі:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C,$$

де $\gamma_{fm} = 1,14$ – коефіцієнт надійності за граничним значенням навантаження.

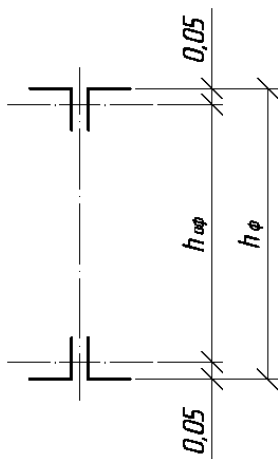
$S_0 = 1550 \text{ Па}$ – характеристичне значення снігового навантаження для м. Суми.

$$S_m = 1,14 \cdot 1550 = 1767 \text{ Па}$$

6.2. Визначення зусиль у стрижнях ферми

Зусилля (стискаючі й розтягувальні поздовжні сили) у стрижнях ферми визначаємо аналітичним методом.

Для цього необхідно визначити розрахункову висоту ферми $h_{оф}$ і синус кута нахилу розкосів до осі поясів ферми $\sin\alpha$.



Розрахункова висота ферми приймається однакою відстані між осями поясів ферми (мал.3.2). Відстань від осей поясів ферми до обушків поясних кутників приймаємо (для розрахунків) рівним 50мм (0,05м). Отже, розрахункову висоту ферми можна знайти по формулі:

$$h_{оф} = h_{\phi} - 2 \cdot 0,05,$$

де h_{ϕ} – висота ферми по обушках поясних кутників; $h_{\phi} = 3,15$ м;

$$h_{оф} = 3,15 - 2 \cdot 0,05 = 3,05 \text{ м.}$$

Рис.6.2. Визначення розрахункової висоти ферми.

Синус кута нахилу розкосів до осі поясів ферми визначається геометрично по формулі:

$$\sin \alpha = \frac{h_{оф}}{\sqrt{h_{оф}^2 + d^2}},$$

$$\sin \alpha = \frac{3,05}{\sqrt{3,05^2 + 3,0^2}} = 0,713.$$

Будуємо епюри моментів і поперечних сил, що виникають у ригелі-балці (мал.6.3). Т.як. навантаження ригеля симетричне щодо центру, і сам ригель (ферма) має симетричну конструкцію, то епюри можна побудувати тільки для лівої частини, а праву частину добудувати симетрично.

Визначаємо величини моментів у крапках перелому епюри М:

$$M_1 = F_{он} \cdot d = 194,4 \cdot 3,0 = 583,2 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$M_2 = 2 \cdot F_{он} \cdot d - P \cdot d = 2 \cdot 194,4 \cdot 3,0 - 43,2 \cdot 3,0 = 1036,8 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$M_3 = 3 \cdot F_{он} \cdot d - 3 \cdot P \cdot d = 3 \cdot 194,4 \cdot 3,0 - 3 \cdot 43,2 \cdot 3,0 = 1360,8 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$M_4 = 4 \cdot F_{on} \cdot d - 6 \cdot P \cdot d = 4 \cdot 194,4 \cdot 3,0 - 6 \cdot 43,2 \cdot 3,0 = 1555,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$M_5 = 5 \cdot F_{on} \cdot d - 10 \cdot P \cdot d = 5 \cdot 194,4 \cdot 3,0 - 10 \cdot 43,2 \cdot 3,0 = 1620 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

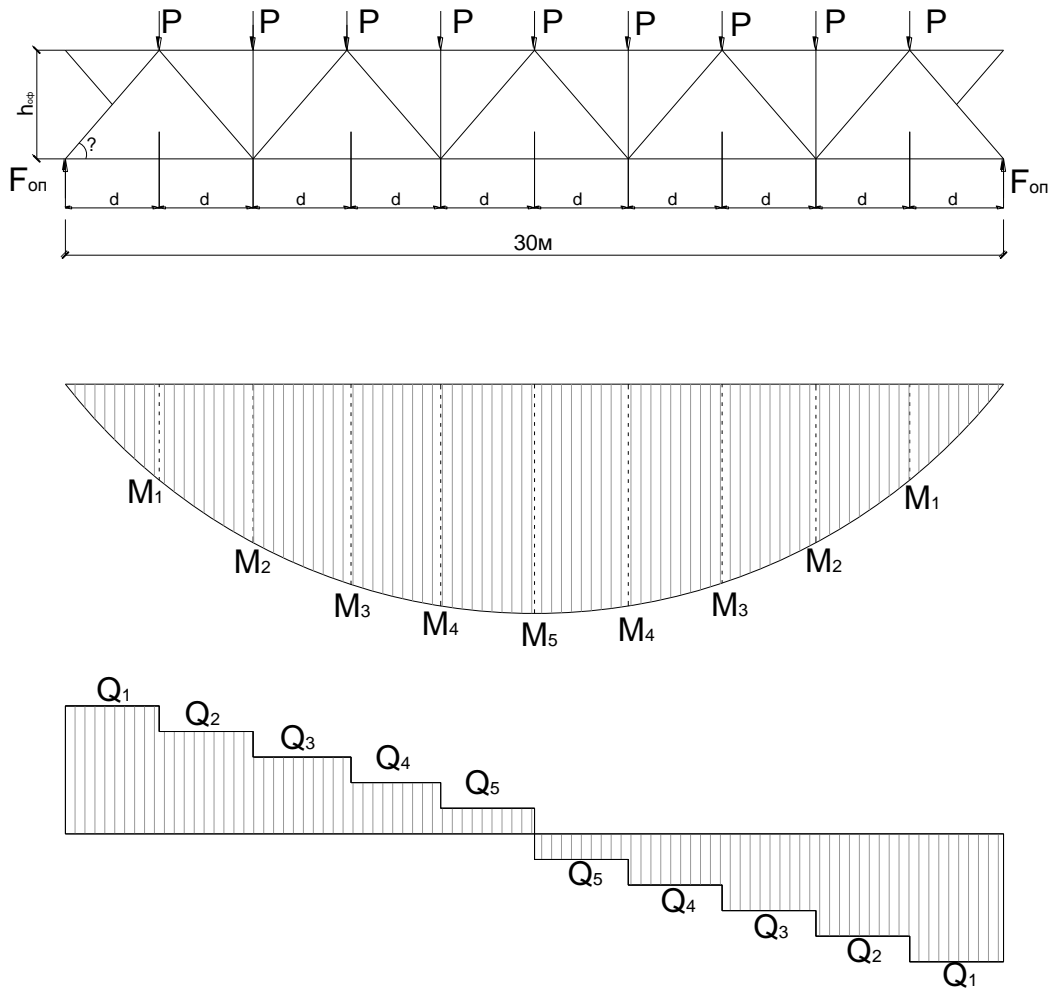


Рис. 6.3. Розрахункова схема й епюри зусиль у кроквяній фермі.

Визначаємо величини поперечних сил для кожної «щабля» епюри:

$$Q_1 = F_{on} = 194,4 \text{ кН}.$$

$$Q_2 = F_{on} - P = 194,4 - 43,2 = 151,2 \text{ кН}.$$

$$Q_3 = F_{on} - 2 \cdot P = 194,4 - 2 \cdot 43,2 = 108 \text{ кН}.$$

$$Q_4 = F_{on} - 3 \cdot P = 194,4 - 3 \cdot 43,2 = 64,8 \text{ кН.}$$

$$Q_5 = F_{on} - 4 \cdot P = 194,4 - 4 \cdot 43,2 = 21,6 \text{ кН.}$$

Пронумеруємо вузли ферми (мал.6.4).

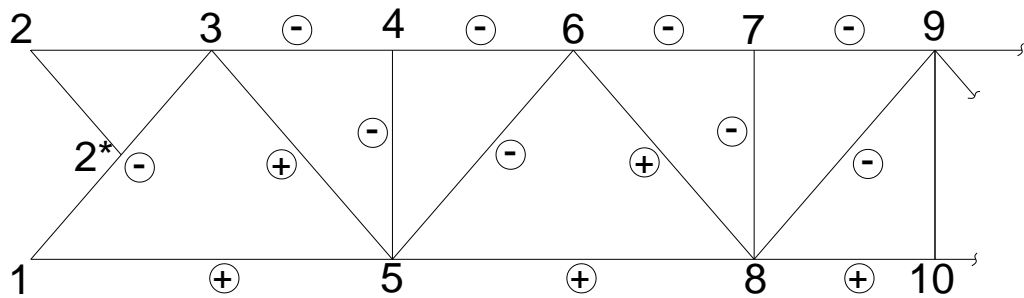


Рис. 6.4. Нумерація вузлів кроквяної ферми.

Зусилля в стійках ферми рівні відповідним до вузлових навантажень:

$$N_{4-5} = N_{7-8} = N_{9-10} = 43,2 \text{ кН.}$$

Зусилля в елементах (2-3) і (2-2*) ферми дорівнюють нулю:

$$N_{2-3} = N_{2-2*} = 0 \text{ кН.}$$

Зусилля в поясах ферми визначаються по формулі:

$$N_{\text{пояса}} = \frac{M_i}{h_{\text{оф}}},$$

де M_i – величина моменту на лінії вершини трикутного гнізда ферми, підставою якої служить даний пояс;

$h_{\text{оф}}$ – розрахункова висота ферми; $h_{\text{оф}} = 3,05 \text{ м.}$

$$N_{3-4} = N_{4-6} = \frac{M_2}{h_{\text{оф}}} = \frac{1036,8}{3,05} = 339,9 \text{ кН.} \quad / \ominus$$

$$N_{6-7} = N_{7-9} = \frac{M_4}{h_{\text{оф}}} = \frac{1555,2}{3,05} = 509,9 \text{ кН.} \quad / \ominus$$

$$N_{1-5} = \frac{M_1}{h_{оф}} = \frac{583,2}{3,05} = 191,2 \text{ кН.} \quad / \oplus$$

$$N_{5-8} = \frac{M_3}{h_{оф}} = \frac{1360,8}{3,05} = 446,2 \text{ кН.} \quad / \oplus$$

$$N_{8-10} = \frac{M_5}{h_{оф}} = \frac{1620}{3,05} = 531,1 \text{ кН.} \quad / \oplus$$

Зусилля в розкосах ферми визначаються по формулі:

$$N_{\text{розкоса}} = \frac{Q_i}{\sin \alpha},$$

де Q_i – величина поперечної сили під проекцією розкосу ферми на горизонтальну лінію;

$\sin \alpha$ – синус кута нахилу розкосів до осі поясів ферми; $\sin \alpha = 0,713$.

$$N_{1-3} = \frac{Q_1}{\sin \alpha} = \frac{194,4}{0,713} = 272,6 \text{ кН.} \quad / \ominus$$

$$N_{3-5} = \frac{Q_2}{\sin \alpha} = \frac{151,2}{0,713} = 212,06 \text{ кН.} \quad / \oplus$$

$$N_{5-6} = \frac{Q_3}{\sin \alpha} = \frac{108}{0,713} = 151,47 \text{ кН.} \quad / \ominus$$

$$N_{6-8} = \frac{Q_4}{\sin \alpha} = \frac{64,8}{0,713} = 90,88 \text{ кН.} \quad / \oplus$$

$$N_{8-9} = \frac{Q_5}{\sin \alpha} = \frac{21,6}{0,713} = 30,29 \text{ кН.} \quad / \ominus$$

6.3. Визначення та перевірка перерізів стрижнів ферми

Визначення перерізів стрижнів кроквяної ферми і їх перевірку робимо в табличній формі (табл.6.1).

При визначенні перерізів стрижнів ферми особливу увагу слід звернути на визначення їх розрахункових довжин і компонування перерізів.

Розрізняють розрахункову довжину стрижня в площині (l_x) і із площини (l_y) ферми. Розрахункова довжина поясів ферми в площині приймається рівною відстані між вузлами (тобто довжині панелі), а із площини - відстані між місцями закріплення вузлів.

Верхній пояс закріплюється із площини панелями або плитами покриття, привареними до нього. Якщо обпирання покрівлі відбувається у вузлах, то відстань між вузлами дорівнює розрахунковій довжині із площини. Таким чином, для верхнього пояса (стрижнів 2-3, 3-4, 4-6, 6-7, 7-9) $l_x = l_y = 3,0\text{м} = 300\text{см}$ (довжина панелі ферми $d = 3,0\text{м}$).

Для нижнього пояса (стрижнів 1-5, 5-8 і 8-10) довжина між вузлами стрижнів рівна $6,0\text{м}$, значить $l_x = 6,0\text{м} = 600\text{см}$. Нижній пояс закріплюється від зсуву із площини розпирками. Розпірки розташовуються по краях ферм і по колонах. Таким чином, для нижнього пояса l_y дорівнює відстані між розпирками, тобто: $l_y = L - 2 \cdot (2 \cdot d) = 30 - 2 \cdot (2 \cdot 3,0) = 18,0\text{м} = 1800\text{см}$.

Розрахункова довжина всіх стрижнів сітки (розкосів і стійок) із площини ферми l_y дорівнює геометричній довжині стрижня l (тобто відстані між центрами ваги вузлів). Їхня розрахункова довжина в площині ферми залежить від того, скільки розтягнутих стрижнів примикає до стислого стрижня. Якщо з однієї сторони стислого стрижня сітки примикають два розтягнуті стрижні пояса, що створюють часткове защемлення, то для одержання розрахункової довжини (l_x) геометричну довжину (l) слід помножити на коефіцієнт приведення довжини $\mu = 0,8$. Таким чином, для таких стрижнів $l_x = 0,8 \cdot l$, $l_y = l$. Отже, для стійок (стрижнів 4-5, 7-8) розрахункові довжини будуть рівні: $l_x = 0,8 \cdot 3,05 = 2,44\text{м} = 244\text{см}$; $l_y = 3,05\text{м} = 305\text{см}$. Для розкосів крім опорного (стрижнів 3-5, 5-6, 6-8, 8-9) розрахункові довжини будуть рівні: $l_x = 0,8 \cdot 4,28 = 3,42\text{м} = 3,42\text{см}$; $l_y = 4,28\text{м} = 428\text{см}$.

Для опорного розкосу (стрижень 1-3) розрахункові довжини будуть рівні: у площині ферми половині геометричної довжини стрижня (за рахунок розкосу 2-2*) $l_x = l/2 = 4,28/2 = 2,14\text{м} = 214\text{см}$; із площини ферми – геометричній довжині стрижня: $l_y = l = 4,28\text{м} = 428\text{см}$.

Для стрижня 2-2* розрахункові довжини будуть мати однакову довжину й будуть дорівнюють геометричній довжині $l_x = l = 2,14\text{м} = 214\text{см}$.

Співвідношення розрахункових довжин l_x і l_y визначає конструктивну форму перерізу стрижня.

Визначення і перевірка перерізів стрижнів ферми

Таблиця 6.1

Елемент ферми		Позначення стрижня	Переріз (2 кутника)	Площа A , cm^2	Розрахункове зусилля N , кН	Розрахункові довжини, см		Радіуси інерції, см		Гнучкості			Коефіцієнт умов роботи γ_c	Коефіцієнт φ для стиснутих стрижнів	Напруга σ , kN/cm^2	
						l_x	l_y	i_x	i_y	λ_x	λ_y	$[\lambda]$			-	+
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
Пояси	верхні	B1	ГГ 125x9	44,00	136,728	300	300	3,86	5,63	78	53	120	0,95		4,44	
		B2			-254,832	300	300	3,86	5,63	78	53	120	0,95	8,29		
		B3			-465,309	300	300	3,86	5,63	78	53	120	0,95	15,12		
	нижній	H1	ГГ 100x8	31,20	479,108	300	300	3,07	4,62	98	65	400	0,95		15,3	
		H2			579,457	300	300	3,07	4,62	98	65	400	0,95		18,57	
		H3			696,221	300	300	3,07	4,62	98	65	400	0,95		22,31	
Розкоси	P1	ГГ70x5	13,72	302,427	192	300	2,16	3,38	89	89	400	0,95		22,04		
	P2	ГГ80x7	21,70	-313,095	192	300	2,46	3,79	78	79	120	0,95	-20,83			
	P3	ГГ50x5	9,60	189,785	192	300	1,53	2,61	125	114	400	0,95		19,77		
	P4	ГГ70x5	13,72	-194,768	192	300	2,16	3,38	89	89	120	0,95	-22,46			
	P5	ГГ50x5	9,60	76,339	192	300	1,53	2,61	120	114	400	0,95		7,95		
	P6	ГГ50x5	9,60	-73,095	192	300	1,53	2,61	120	114	120	0,80	-18,17			
Стійки	C1	ГГ50x5	9,60	-49,774	96	120	1,53	2,61	63	46	120	0,80		5,18		

З метою забезпечення рівності стислих стрижнів при $l_x = 0,8 \cdot l$ доцільне застосування рівнобоких кутників, а при $l_x = l_y$ слід скомпонувати стрижень із двох нерівнобоких кутників, з'єднаних більшими полками. Винятком може стати верхній пояс ферми, у якого $l_x = l_y$, його доцільно скласти із двох рівнобоких кутників, що забезпечить йому більшу стійкість із площини під час перевезення й монтажу (причому, переріз верхнього пояса робиться змінним, і змінюється один раз у вузлі 6). Нижній пояс ферми рекомендується скомпонувати з нерівнобоких кутників, з'єднаних меншими полками (причому, переріз нижнього пояса робиться змінним, і змінюється один раз у вузлі 5). Розтягнуті розкоси сітки звичайно встановлюють із двох рівнобоких кутників.

Товщину фасок при зусиллі в опорному розкосі $N = 272,6 \text{ кН}$ ухвалюють рівної 12 мм.

Для визначення перерізу стислих стрижнів необхідно попередньо задатися їхньою гнучкістю в межах $\lambda_3 = 80 \dots 100$ (Задамося $\lambda_3 = 80$). За прийнятим значенням λ_3 знайдемо значення коефіцієнта поздовжнього вигину φ_3 (по табл. 37 «Нормативних і довідкових матеріалів» для $\lambda_3 = 80$ коефіцієнт поздовжнього вигину $\varphi_3 = 0,686$). Визначаємо необхідну площу перерізу стрижня.

Необхідну площу двох кутників стислого стрижня визначають по формулі:

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c},$$

де N – розрахункове зусилля в стрижні;

R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, обумовлений по табл. 29 «Нормативних і довідкових матеріалів»; для верхнього пояса ферми $\gamma_c = 0,95$; для стійок ферми $\gamma_c = 0,8$; для стислих розкосів крім опорного $\gamma_c = 0,8$; для опорного розкосу $\gamma_c = 0,95$;

По сортаменту підбираємо близькі по необхідній площі кутники, з яких відповідно до наведених вище рекомендацій компонуємо переріз стрижня (слід прагнути приймати кутники з можливо більш тоншими полками). Випишуємо необхідні геометричні характеристики перерізу A , i_x і i_y , і визначаємо гнучкості стрижня в площині й із площини ферми λ_x , λ_y по формулах:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y}.$$

Гнучкість стислих стрижнів обмежена; вона не повинна перевищувати значень гнучкості, наведених у табл. 5.3 «Методичних вказівок». Так як для верхнього поясу й опорного розкосу $[\lambda] = 120$; для решти розкосів і стійок $[\lambda] = 150$. Задовольнивши умови граничної гнучкості, перевіряємо напруги в стрижні по формулі:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де N – розрахункове зусилля в стрижні;

φ_{\min} – коефіцієнт поздовжнього вигину, прийнятий по більшій зі знайдених гнучкостей λ_x, λ_y ;

A - площа перетину двох прийнятих кутників;

R_y – розрахунковий опір стали; $R_y = 23 \text{кН/див}^2$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи.

При великому запасі в міцності необхідно зменшити переріз прийнятого кутника й перерахувати величини λ_x, λ_y і σ при нових значеннях A, i_x і i_y , підбираючи більш прийнятний переріз стрижня.

Стрижні В1, В2, В3:

Переріз цих стрижнів приймається однаковим по найбільшому зусиллю в стрижнях N^{4-6} :

$$A_{\text{н\ddot{o}}}^{\hat{A}1} = A_{\text{н\ddot{o}}}^{\hat{A}2} = A_{\text{н\ddot{o}}}^{\hat{A}3} = \frac{N^{\hat{A}3}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{465,309}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 29,75 \text{ см}^2;$$

Приймаємо переріз стрижнів В1, В2, В3 з 2-х кутників $\text{ПГ } 125 \times 9$ з $A=44 \text{ см}^2$. Знаходимо гнучкості стрижня:

$$\lambda_x^{2-3} = \lambda_x^{3-4} = \lambda_x^{4-6} = \frac{300}{3,07} = 98; \quad \lambda_y^{2-3} = \lambda_y^{3-4} = \lambda_y^{4-6} = \frac{300}{4,54} = 66;$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 120$. По максимальній гнучкості $\lambda_{\text{max}} = \lambda_x = 98$ знаходимо коефіцієнт $\varphi_{\text{min}} = 0,556$. Перевіряємо напруги в стрижні з найбільшим навантаженням В3:

$$\sigma^{\hat{A}3} = \frac{N^{\hat{A}3}}{\varphi_{\text{min}} \cdot A^{\hat{A}3}} = \frac{465,309}{0,6996 \cdot 44} = 15,12 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ — \hat{a}з\ddot{u} ;}$$

Стрижень має невеликий запас міцності, отже, переріз стрижнів 2-3, 3-4, 4-6 приймаємо з 2-х кутників / $100 \times 8 \times 4$. Визначаємо напругу в стрижнях 2-3, 3-4:

$$\sigma^{\hat{A}1} = \frac{N^{\hat{A}1}}{\varphi_{\text{min}} \cdot A^{\hat{A}1}} = \frac{136,728}{0,6996 \cdot 44} = 4,44 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma^{\hat{A}2} = \frac{N^{\hat{A}2}}{\varphi_{\text{min}} \cdot A^{\hat{A}2}} = \frac{254,832}{0,6996 \cdot 44} = 8,29 \text{ кН/см}^2.$$

Стрижень Р2:

$$A_{\text{н\ddot{o}}}^{D2} = \frac{N^{D2}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{313,095}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 20,02 \text{ см}^2;$$

Визначаємо необхідні радіуси інерції: $\lambda=70 \div 100$;

$$i_x^{\text{мр\ddot{e}б}} = \frac{l_x}{\lambda_{\text{зад}}} = \frac{214}{70} = 3; \quad i_y^{\text{мр\ddot{e}б}} = \frac{l_y}{\lambda_{\text{зад}}} = \frac{428}{70} = 6,1$$

Приймаємо переріз стрижня Р2, з 2-х кутників $\text{ПГ } 80 \times 7$ $A = 21,7 \text{ см}^2$. Визначаємо гнучкості стрижня:

$$\lambda_x^{1-3} = \frac{214}{1,98} = 108; \quad \lambda_y^{1-3} = \frac{428}{5,44} = 78;$$

Значення гнучкості елемента не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 120$. По максимальній гнучкості $\lambda_{max} = \lambda_x = 108$ знаходимо коефіцієнт $\varphi_{min} = 0,425$. Перевіряємо напруги в стрижні:

$$\sigma^{D2} = \frac{N^{D2}}{\varphi_{min} \cdot A^{D2}} = \frac{313,095}{0,6928 \cdot 21,7} = 20,83 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 - \text{вірно};$$

Стрижень має невеликий запас міцності, отже, переріз стрижня Р2 приймаємо з 2-х кутників / 80x7.

Стрижень Р4

$$A_{н\ddot{o}}^{D4} = \frac{N^{D4}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{194,768}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,95} = 12,45 \text{ см}^2;$$

Приймаємо переріз стрижня Р4 з 2-х кутників $\neg \Gamma 70 \times 5$ $A = 13,78 \text{ см}^2$. Визначаємо гнучкість стрижня:

$$\lambda_x^{5-6} = \frac{342}{2,78} = 123; \quad \lambda_y^{5-6} = \frac{428}{4,11} = 104;$$

Значення гнучкості елемента не перевищують граничної гнучкості $[\lambda] = 150$. По максимальній гнучкості $\lambda_{max} = \lambda_x = 123$ знаходимо коефіцієнт $\varphi_{min} = 0,403$. Перевіряємо напругу в стрижні:

$$\sigma^{D4} = \frac{N^{D4}}{\varphi_{min} \cdot A^{D4}} = \frac{194,768}{0,6194 \cdot 13,78} = 22,8 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 0,8 = 18,4 - \text{вірно};$$

Переріз стрижня Р4 приймаємо з 2-х кутників / 70x5.

Стрижень Р6:

$$A_{н\ddot{o}}^{D6} = \frac{N^{D6}}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{73,095}{0,686 \cdot 24 \cdot 0,8} = 5,56 \text{ см}^2$$

Визначаємо необхідні мінімальні радіуси інерції:

$$i_x^{треб} = \frac{l_x}{150} = \frac{342}{150} = 2,28; \quad i_y^{треб} = \frac{l_y}{150} = \frac{428}{150} = 2,85$$

Гнучкість стрижня занадто більша, необхідно змінити переріз. Приймаємо переріз стрижня Р6 з 2-х кутників $\neg \Gamma 50 \times 5$ $A = 9,6 \text{ см}^2$. Визначаємо гнучкості стрижня:

$$\lambda_x^{8-9} = \frac{342}{2,31} = 148; \quad \lambda_y^{8-9} = \frac{428}{3,49} = 123;$$

Значення гнучкості елемента не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 150$. По максимальній гнучкості $\lambda_{max} = \lambda_x = 148$ знаходимо коефіцієнт $\varphi_{min} = 0,284$. Перевіряємо напруги в стрижні:

$$\sigma^{D6} = \frac{N^{D6}}{\varphi_{min} \cdot A^{D6}} = \frac{73,095}{0,419 \cdot 9,6} = 18,17 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,8 = 19,2 - \hat{a}^3 \hat{d} \hat{u} ;$$

Стрижень має невеликий запас міцності, отже, переріз стрижня Р6 приймаємо з 2-х кутників / 50x5.

Необхідна площа перерізу розтягнутих стрижнів визначається по формулі:

$$A_{mp} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c},$$

де N – розрахункове зусилля в стрижні;

R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, обумовлений по табл.29 «Нормативних і довідкових матеріалів»; для нижнього пояса ферми $\gamma_c = 0,95$; для розтягнутих розкосів $\gamma_c = 0,95$;

По сортаменту приймаємо найближчі більші по площі кутники, komponуємо відповідно до рекомендацій, переріз і виписуємо геометричні характеристики перерізу A , i_x і i_y . Після цього приймаємо гнучкості стрижня в площині x і y з площини ферми λ_x , λ_y по формулах:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_y}{i_y}.$$

Гнучкість розтягнутих стрижнів не повинна перевищувати $[\lambda] = 400$. Далі перевіряємо міцність стрижнів по формулі:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де N – розрахункове зусилля в стрижні;

A - площа перерізу двох прийнятих кутників;

R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 24 \text{ кН/см}^2$;

γ_c – коефіцієнт умов роботи; $\gamma_c = 0,95$ (для всіх розтягнутих елементів).

Стрижні Н1, Н2, Н3;

$$A_{\text{н0}}^{i1} = A_{\text{н0}}^{i2} = A_{\text{н0}}^{i3} = \frac{696,221}{24 \cdot 0,95} = 30,54 \text{ см}^2;$$

Приймаємо переріз стрижня Н1 з однакового профілю – з 2-х кутників Γ 100x8 ($A = 31,2 \text{ см}^2$, $i_x = 2,29 \text{ см}$, $i_y = 6,11 \text{ см}$ при $t_l = 12 \text{ мм}$). Знаходимо гнучкості стрижня:

$$\lambda_x^{5-8} = \lambda_x^{8-11} = \frac{600}{2,29} = 262; \quad \lambda_y^{5-8} = \lambda_y^{8-11} = \frac{2400}{6,11} = 393;$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$.
Перевіряємо міцність стрижня:

$$\sigma^{i1} = \frac{N^{i1}}{A_n^{i1}} = \frac{479,108}{31,20} = 15,3 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 0,95 = 22,8 - \hat{a}^3 \delta \hat{u};$$

$$\sigma^{i2} = \frac{N^{i2}}{A_n^{i2}} = \frac{579,457}{31,20} = 18,57 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 0,95 = 22,8 - \hat{a}^3 \delta \hat{u};$$

$$\sigma^{i3} = \frac{N^{i3}}{A_n^{i3}} = \frac{696,221}{31,20} = 22,31 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 0,95 = 22,8 - \hat{a}^3 \delta \hat{u}.$$

Стрижень Р1:

$$A_{\text{н0}}^{D1} = \frac{N^{D1}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{302,427}{24 \cdot 0,95} = 13,26 \text{ см}^2;$$

Приймаємо переріз стрижня Р1 з 2-х кутників Γ 70x5 ($A = 13,72 \text{ см}^2$, $i_x = 1,72 \text{ см}$, $i_y = 2,76 \text{ см}$ при $t_l = 12 \text{ мм}$). Визначаємо гнучкості стрижня:

$$\lambda_x^{3-5} = \frac{342}{1,72} = 199; \quad \lambda_y^{3-5} = \frac{428}{2,76} = 155;$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$.
Перевіряємо міцність стрижня:

$$\sigma^{D1} = \frac{N^{D1}}{A_n^{D1}} = \frac{302,427}{13,72} = 22,04 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 - \hat{a}^3 \delta \hat{u};$$

Стрижень Р3:

$$A_{\text{н0}}^{D3} = \frac{N^{D3}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{189,785}{24 \cdot 0,95} = 8,32 \text{ см}^2;$$

Приймаємо преріз стрижня P3 з 2-х кутників Γ 50x5 ($A = 2 \cdot 4,38 = 9,6 \text{ см}^2$, $i_x = 1,73 \text{ см}$, $i_y = 2,73 \text{ см}$ при $t_l = 12 \text{ мм}$). Визначаємо гнучкості стрижня:

$$\lambda_x^{6-8} = \frac{342}{1,73} = 198; \quad \lambda_y^{6-8} = \frac{428}{2,73} = 157;$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$.
Перевіряємо міцність стрижня:

$$\sigma^{D3} = \frac{N^{D3}}{A_n^{D3}} = \frac{189,785}{9,6} = 19,77 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 23 \cdot 0,95 = 22,8 \quad - \quad \hat{a}^3 \hat{\delta} \hat{u} \quad .$$

Стрижень P5:

$$A_{\hat{u}\hat{o}}^{D5} = \frac{N^{D5}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{76,339}{24 \cdot 0,95} = 3,35 \text{ см}^2;$$

Приймаємо преріз стрижня P5 з 2-х кутників Γ 50x5 ($A = 2 \cdot 4,38 = 9,6 \text{ см}^2$, $i_x = 1,53 \text{ см}$, $i_y = 2,61 \text{ см}$ при $t_l = 12 \text{ мм}$). Визначаємо гнучкості стрижня:

$$\lambda_x^{6-8} = \frac{342}{1,73} = 198; \quad \lambda_y^{6-8} = \frac{428}{2,73} = 157;$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$.
Перевіряємо міцність стрижня:

$$\sigma^{D5} = \frac{N^{D5}}{A_n^{D5}} = \frac{76,339}{9,6} = 7,95 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 22,8 \quad - \quad \hat{a}^3 \hat{\delta} \hat{u} \quad .$$

Стрижень C1:

$$A_{\hat{u}\hat{o}}^{\hat{N}1} = \frac{N^{\hat{N}1}}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{49,774}{24 \cdot 0,95} = 2,18 \text{ см}^2;$$

Приймаємо преріз стрижня C1 з 2-х кутників Γ 50x5 ($A = 2 \cdot 4,38 = 8,76 \text{ см}^2$, $i_x = 1,73 \text{ см}$, $i_y = 2,73 \text{ см}$ при $t_l = 12 \text{ мм}$). Визначаємо гнучкості стрижня:

$$\lambda_x^{6-8} = \frac{342}{1,73} = 198; \quad \lambda_y^{6-8} = \frac{428}{2,73} = 157;$$

Значення гнучкості елементів не перевершують граничної гнучкості $[\lambda] = 400$.
Перевіряємо міцність стрижня:

$$\sigma^{\hat{N}1} = \frac{N^{\hat{N}1}}{A_n^{\hat{N}1}} = \frac{49,774}{9,6} = 5,18 \text{ кН/см}^2 \leq R_y \cdot \gamma_c = 24 \cdot 0,95 = 21,85 \quad - \quad \hat{a}^3 \hat{\delta} \hat{u} \quad .$$

Визначивши необхідні перерізи всіх стрижнів ферми, потрібно простежити, щоб кутники різних типорозмірів у фермі прольотом 30м було не більш 7-8. У нашому випадку ця умова дотримується. Але в стрижнів 4-5, 7-8, 9-10 переріз складається з 2-х кутників / 56x5, а в стрижня 6-8 переріз складається з 2-х кутників /56x4. Для зменшення кількості типорозмірів профілів можливо переріз стрижня 6-8 замінити перерізом з 2-х кутників / 56x5.

При конструюванні стрижнів слід звернути увагу на розміщення сполучних прокладок, що забезпечують спільну роботу двох кутників, що становлять стрижень (мал. 6.5).

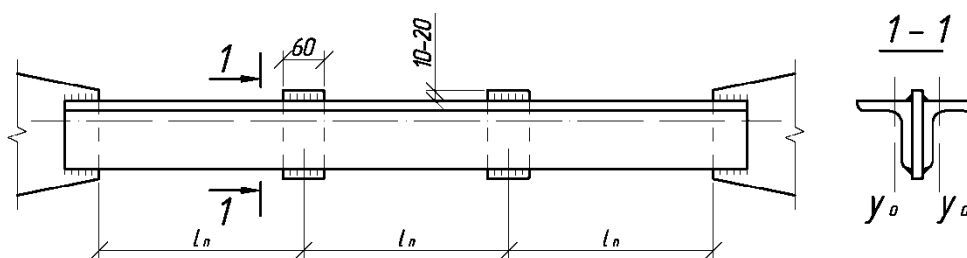


Рис. 6.5. Розміщення сполучних прокладок.

Сполучні прокладки в стислих стрижнях ставляться на відстанях $l_n \leq 40 \cdot i_{y_o}$ й не менш двох прокладок на стрижні, а в розтягнуті ставляться на відстанях $l_n \leq 80 \cdot i_{y_o}$ й не менш однієї прокладки на стрижні (i_{y_o} – радіус інерції одного кутника щодо осі, паралельної площини прокладки).

6.4. Розрахунки й конструювання вузлів кроквяних ферм

Порядок конструювання й розрахунків вузлів кроквяних ферм наступний:

- провести осьові лінії елементів гак, щоб вони сходилися в центрі вузла;

– до осьових ліній «прив'язати» поясні кутники. Для цього визначити по сортаменту розмір Z_0 від центру ваги кутника до обушка й округлити його за правилом округлення до 5 мм, одержавши тим самим відстань від обушка кутника до осьової лінії. У такий же спосіб нанести контурні лінії стрижнів сітки. Відстань між краями елементів сітки й поясу у вузлах слід приймати рівним $a = 6 \cdot t - 20$ мм, але не більше 80 мм (тут t - товщина фасонки, мм);

– розрахувати прикріплення стрижнів сітки до фасонки кутними швами. Зусилля N , що діє в прикріпленому стрижні, розподіляється між швами по перу й обушку

(мал. 6.6).

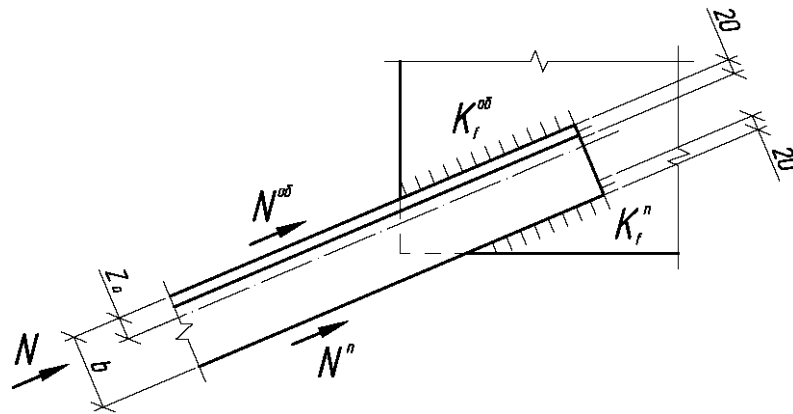


Рис. 6.6. До розрахунків зварених швів.

Зусилля, що діють на зварені шви по обушкові й по перу, визначаються по формулі:

$$N^n = \alpha \cdot N \quad N^{ob} = (1 - \alpha) \cdot N,$$

де N – розрахункове зусилля в стрижні;

α – коефіцієнт розподілу зусиль по зварених швах, прийнятий приблизно: для рівнобоких кутників $\alpha = 0,3$; для нерівнобоких кутників, що прикріплюються вузькою полицею, $\alpha = 0,25$; для нерівнобоких кутників, що прикріплюються широкою полицею, $\alpha = 0,35$.

Необхідна довжина зварених швів визначається по формулах:

- для шва по перу:

$$l_w^n = \frac{N_n}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f^n \cdot R_{wf}} + 1;$$

- для шва по обушкові:

$$l_w^{ob} = \frac{N_{ob}}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f^{ob} \cdot R_{wf}} + 1,$$

де N_{ob} – розрахункове зусилля на шов по обушкові;

N_n – розрахункове зусилля на шов по перу;

β_f – коефіцієнт глибини проварювання шва, обумовлений по табл.20 «Нормативних і довідкових матеріалів». Для напівавтоматичного зварювання при катеті шва до 8мм $\beta_f = 0,9$;

K_f^{ob} – катет кутового шва по обушкові, прийнятий рівним: для опорного розкосу 1,0см; для наступного розкосу 0,8см; для третього розкосу 0,6см; для інших розкосів і стійок 0,4см;

K_f^n – катет кутового шва по перу, прийнятий рівним: для опорного розкосу 0,8см; для наступного розкосу 0,6см; для інших розкосів і стійок 0,4см;

R_{wf} – розрахунковий опір кутового шва, обумовлене по табл.19 «Нормативних і довідкових матеріалів». Для зварювання електродами Э-42 $R_{wf} = 18\text{кН/см}^2$.

Розрахунки зварених швів у вузлах ферми для зручності виконаємо в табличній формі (табл. 6.2). Розміри фасонок залежать від довжини швів кріплення до неї стрижнів сітки.

Таблиця 6.2.

Елемент	Позначення стрижня	Розрахункові зусилля N, кН	Шов по обушкові			Шов по перу		
			$N_{об}$, кН	$K_f^{об}$, см	$l_w^{об}$, см	N_n , кН	K_f^n , см	l_w^n , см
Розкоси	P1	302,427	211,70	0,5	17,8 (18)	90,73	0,5	8,2 (9)
	P2	313,095	219,17	0,5	18,39 (19)	93,93	0,5	8,45 (9)
	P3	189,785	132,85	0,5	11,54 (12)	56,94	0,5	5,52 (6)
	P4	194,768	136,34	0,5	11,82 (12)	58,43	0,5	5,63 (6)
	P5	76,339	53,44	0,5	5,24 (6)	22,90	0,5	2,8 (3)=4
	P6	73,095	51,17	0,6	4,28 (5)	21,93	0,6	2,65(3)=4
Стійки	C1	49,774	34,84	0,6	3,5 (4)	14,93	0,6	2,19(3)=4
	H1	479,108	335,38	1	15,31(16)	143,73	1	7,7(8)

Повинні дотримуватися наступні умови: $l_w \leq 85 \cdot \beta f \cdot K_f$; $l_w \geq 4 \cdot k_f$; $l_w \geq 40$ мм. Перша умова виконується у всіх випадках. Де не виконується друга й третя умова, довжину швів приймаємо $l_w = 40$ мм. Отримані значення довжин швів округляються в більшу сторону до цілого числа.

Конструювання й розрахунки верхнього вузла стику напівферми.

Нижній вузол стику напівферми приймаємо з листових накладок (мал.6.7). Стик перекривається за допомогою двох горизонтальних накладок, що з'єднують горизонтальні полки кутників, і двох вертикальних накладок, що з'єднують фасонки відправних елементів.

При конструюванні й розрахунках цього вузла спочатку розраховуємо шви кріплення розкосів і стійок до фасонки, по довжині яких визначається розмір фасонки по висоті. Причому довжина фасонки повинна бути не менш довжини стикових горизонтальних накладок.

Розміри накладок підбираються з умови рівномірності стику основним стрижням з елементами, що перекриваються.

Товщину горизонтальної накладки приймають рівною товщині полиці кутника, що перекривається: $t_{г.н.} = t_{гг} = 9\text{мм} = 0,9\text{см}$.

Ширина горизонтальної накладки приймається ширше полки кутника, що перекривається, на 15-20мм: $b_{г.н.} = b_{гг} + (15...20\text{мм}) = 125 + 20 = 145\text{мм} = 14,5\text{см}$.

Довжину горизонтальної накладки визначаємо по формулі:

$$L_{г.н.} = 2 \cdot l_w^n + 30,$$

де l_w^n – довжина прямої ділянки шва, що з'єднує горизонтальну накладку з кутником.

Довжина шва визначається по формулі:

$$l_w^n = 0,7 \cdot \sum l_w + 1,$$

де $\sum l_w$ – необхідна сумарна довжина шва, що з'єднує горизонтальну накладку з кутником.

Необхідна сумарна довжина шва визначається по формулі:

$$\sum l_w = \frac{N_n^2}{\beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf}},$$

де β_f – коефіцієнт глибини проварювання шва, обумовлений по табл.20 «Нормативних і довідкових матеріалів». Для напівавтоматичного зварювання при катеті шва до 9-12мм $\beta_f = 0,8$;

K_f – катет кутового шва; $K_f = 1,0\text{см}$;

R_{wf} – розрахунковий опір кутового шва, визначаємо по табл.19 «Нормативних і довідкових матеріалів». Для зварювання електродами Э-42 $R_{wf} = 18 \text{кН/див}^2$;

N_n^z – граничне зусилля, сприймане накладкою. Граничне зусилля визначається по формулі:

$$N_n^z = b_{z.n.} \cdot t_{z.n.} \cdot R_y,$$

де R_y – розрахунковий опір сталі; $R_y = 23 \text{кН/см}^2$;

$$N_n^z = 12 \cdot 0,8' \cdot 24 = 313,2 \text{кН};$$

$$\sum l_w = \frac{313,2}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 18} = 21,75 \text{см};$$

$$l_w^i = 0,7 \cdot 21,75 + 1 = 16,225 \text{см};$$

$$L_{a.i.} = 2 \cdot 16,225 + 30 = 62,45 \text{см}.$$

Ухвалюємо довжину горизонтальної накладки рівної $L_{z.n.} = 65 \text{см}$.

Ширина вертикальної накладки задається рівна $b_{z.n.} = 100 \text{мм} = 10 \text{см}$.

Товщина вертикальної накладки задається рівній товщині фасонки $t_{z.n.} = t_\phi = 14 \text{мм} = 1,4 \text{см}$.

Висота вертикальної накладки $h_{z.n.}$ визначається міцністю зварених швів, що передають зусилля в стику. Величина зусилля в стику визначається по формулі:

$$N_{cm} = \alpha \cdot N_1 + N_2 \cdot \cos \beta,$$

де α – коефіцієнт розподілу зусиль по зварених швах, прийнятий для нерівнобоких кутників, що прикріплюються вузькою полицею, $\alpha = 0,3$;

N_1 – зусилля в елементі нижнього пояса; $N_1 = 465,309 \text{кН}$;

N_2 – зусилля в розкосі; $N_2 = 73,095 \text{кН}$;

$\cos \beta$ – косинус кута нахилу розкосу до пояса; визначається геометрично по формулі:

$$\cos \beta = \frac{d}{\sqrt{h_{o\phi}^2 + d^2}},$$

де d – довжина панелі верхнього пояса; $d = 3,0 \text{м}$;

$h_{o\phi}$ – розрахункова висота ферми; $h_{o\phi} = 1,2 \text{м}$;

$$\cos \beta = \frac{3,0}{\sqrt{1,2^2 + 3,0^2}} = 0,90;$$

$$N_{\bar{n}o} = 0,23 \cdot 465,309 + 73,095 \cdot 0,9 = 205,38 \text{ кН.}$$

Висота вертикальної накладки визначається по формулі:

$$h_{в.н.} = \frac{1,2 \cdot N_{cm}}{2 \cdot \beta_f \cdot K_f \cdot R_{wf}} + 1,$$

де 1,2 – коефіцієнт, що враховує можливість передачі зусилля з ексцентриситетом;

N_{cm} – зусилля в стику; $N_{cm} = 154 \text{ кН}$;

β_f – коефіцієнт глибини проварювання шва, обумовлений по табл.20 «Нормативних і довідкових матеріалів». Для напівавтоматичного зварювання при катеті шва до 9-12мм $\beta_f = 0,8$;

K_f – катет кутового шва; $K_f = 1,0 \text{ см}$;

R_{wf} – розрахунковий опір кутового шва, обумовлене по табл.19 «Нормативних і довідкових матеріалів». Для зварювання електродами Э-42 $R_{wf} = 18 \text{ кН/см}^2$;

$$h_{а.т.} = \frac{1,2 \cdot 205,38}{2 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 18} + 1 = 8,5 \text{ см. Приймаємо висоту вертикальної накладки } h_{в.н.} = 10 \text{ см.}$$

Конструювання й розрахунки нижнього вузла стику напівферм.

Верхній вузол стику напівферм приймаємо також як і нижній з листовими накладками (мал.6.8). Стик перекривається за допомогою двох горизонтальних накладок, що з'єднують горизонтальні полки кутників, і двох вертикальних накладок, що з'єднують фасонки відправних елементів.

Принцип розрахунків верхнього вузла стику аналогічний розрахункам нижнього вузла, за деяким виключенням. У нижньому вузлі присутні розкоси, а у верхньому їх немає. Отже, зусилля у швах накладки будуть виникати тільки від стрижнів верхнього пояса. Крім того горизонтальні накладки згинаються, щоб додати ухил ферми 1,5% і забезпечити будівельний підйом ферми.

Товщину горизонтальної накладки приймають рівній товщині полиці кутника, що перекривається: $t_{г.н.} = t_{yz} = 8 \text{ мм} = 0,8 \text{ см}$.

Ширини горизонтальної накладки приймаються ширше полки кутника, що перекривається, на 15-20мм: $b_{г.н.} = b_{yz} + (15 \dots 20 \text{ мм}) = 100 + 20 = 120 \text{ мм} = 12 \text{ см}$.

Визначаємо граничне зусилля, сприймане накладкою:

$$N_i^a = 12 \cdot 0,8 \cdot 24 = 230,4 \text{ кН.}$$

Визначаємо необхідну сумарну довжину шва:

$$\sum l_w = \frac{230,4}{0,8 \cdot 1,0 \cdot 18} = 16 \text{ см};$$

Визначаємо довжину прямої ділянки шва, що з'єднає горизонтальну накладку з кутником:

$$l_w^i = 0,7 \cdot 16 + 1 = 12,2 \text{ см};$$

Визначаємо довжину горизонтальної накладки:

$$L_{\bar{a}.i.} = 2 \cdot 12,2 + 30 = 54,4 \text{ см. Приймаємо довжину горизонтальної накладки рівної } L_{z.n.} = 60 \text{ см.}$$

Ширину вертикальної накладки також задаємо рівної $b_{в.н.} = 100 \text{ мм} = 10 \text{ см}$.

Товщина вертикальної накладки задається рівній товщині фасонки $t_{в.н.} = t_{\phi} = 14 \text{ мм} = 1,4 \text{ см}$.

Висота вертикальної накладки $h_{в.н.}$ визначається міцністю зварених швів, що передають зусилля в стику. Так у вузлі відсутні розкоси, то величина зусилля в стику буде визначатися по формулі:

$$N_{cm} = \alpha \cdot N_1,$$

де α – коефіцієнт розподілу зусиль по зварених швах, прийнятий для рівнобоких кутників $\alpha = 0,3$;

N_1 – зусилля в елементі нижнього поясу; $N_1 = 696,221 \text{ кН}$;

$$N_{\bar{n}\delta} = 0,3 \cdot 696,221 = 208,87 \text{ кН.}$$

Визначаємо висоту вертикальної накладки:

$$h_{\bar{a}.i.} = \frac{1,2 \cdot 208,87}{2 \cdot 0,8 \cdot 1,0 \cdot 18} + 1 = 9,7 \text{ см. Приймаємо висоту вертикальної накладки } h_{в.н.} = 10 \text{ см.}$$

3.1. Організаційно-технологічна характеристика об'єкту та умови будівельного виробництва

Розважальний комплекс, що проектується, розташовано у м. Києві. Майданчик вільний від забудов, рельєф місцевості будівництва спокійний. На будівельному майданчику передбачається місце для складування будівельних матеріалів, складських, адміністративних та санітарно-побутових приміщень. В межах будівельного майданчику розроблені тимчасові автомобільні шляхи. За несучий шар ґрунту прийнято – пісок мілкий, водонасичений, середньої щільності.

Глибина промерзання ґрунту в зимовий період 1,2м. Джерелом енергозабезпеченням об'єкту, що будується і будівельного майданчику служать існуючі мережі міста. В районі будівництва діє виробнича база по виготовленню будівельних матеріалів, конструкцій, бази механізації та автотранспорту. Всі будівельні матеріали і конструкції надходять на будівельний майданчик в загальноприйнятому порядку, в строки і об'ємі, котрі визначаються сітовим графіком будівництва.

3.2. Обґрунтування термінів будівництва

Нормативну тривалість будівництва визначено згідно СНиП 1.04.03-85* та ДБН-А43-5-96. Для клубів і будинків культури (Танцювальна зала на 350 пар. Будівля цегляна об'ємом 15 тис. м³) загальна нормативна тривалість будівництва складає 16 місяців, отже для об'єму 24048,14 м³ $T_p = (24048,14 * 16) / 15000 = 25.6$ місяців. Розрахункову тривалість будівництва одержана при розробці календарного плану і складає 21.1 місяців. Розрахункова тривалість, менша за нормативну за рахунок раціональної організації, суміщення потоків та ін. заходів.

3.3. Визначення складу та об'ємів будівельно-монтажних робіт та ресурсів

В якості нормативних джерел приймаємо IV частину СНиП та збірники типових калькуляцій витрат труда, складені на основі ЕНП. Обсяги робіт винесені в табл.3.1;табл..3.2.

Визначення номенклатури робіт та їх об'єму проведені на основі:

- креслень та пояснювальної записки архітектурно-будівельної частини;
- норм РЕКН 2000 – Ресурсні елементи кошторисних норм методів виконання будівельно-монтажних робіт;

Відомість
необхідних матеріалів, виробів та ресурсів

Основа:

1. Відомість підрахунку матеріалів та ресурсів.
2. Норми РЕКН-2000

табл.3.2.

№ п/п	Найменування матеріалів та виробів	Вимірні к	Кількість	Примітка
1	2	3	4	5
1	Азбест хризолітовий, марка П-3-50	т	0,955605	
2	Азбест хризолітовий, марка К-6-30	т	0,14619	
3	Бензин авіаційний Б-70	т	0,015586	
4	Бітуми нафтові ізоляційні, марка БНИ-IV-3, БНИ-IV, БНИ-V	т	0,631249	
5	Бітуми нафтові	т	2,86	
6	Бітуми нафтові будівельні, марка БН-90/10	т	2,94414	
7	Бітуми нафтові будівельні, марка БН-70/30	т	0,347204	
8	Бітуми нафтові покрівельні, марка БНК-45/180	т	8,85968	
9	Бітуми нафтові для покрівельних мастик, марка БНМ-55/60	т	7,1043	
10	Болти із шестигранною головкою оцинковані, діаметр різьби 12-[14] мм	т	0,0001126	
11	Папір для шліфувальних шкурок вологостійкий ОВ-120	1000м2	0,218349	
12	Цвяхи будівельні з конічною головкою 4,0x100 мм	т	0,02252	
13	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,6x50 мм	т	0,3022	
14	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,8x50 мм	т	0,00797	
14	Цвяхи будівельні з плоскою головкою 1,8x60 мм	т	0,015423	
16	Гіпсові в'язучі Г-3	т	0,315028	
17	Грунтовка В-КФ-093 червоно-коричнева, сіра,	т	0,03945	

	чорна			
18	Вапно будівельне негашене грудкове, сорт 1	т	0,05221	
19	Плитки керамічні глазуровані для внутрішнього облицювання стін гладкі білі без завалу	м2	15,48	
21	Плитки керамічні для підлог гладкі неглазуровані однокольорові з барвником квадратні, розмір 200x200x13 мм	м2	2784,906	
22	Канати прядив'яні просочені	т	0,0000256	
23	Гас для технічних цілей, марка КТ-1, КТ-2	т	2,427654	
24	Кисень технічний газоподібний	м3	41,154	
25	Клей НТ-150	кг	4000	
26	Фарба водно-дисперсійна акрілатна	т	5,398	
27	Фарба земляна густотерта олійна, мумія, сурик залізний, МА-015	т	0,0056304	
28	Лінолеум полівінілхлоридний одношаровий маслобензостійкий, товщина 2 мм	м2	862,73	
29	Лінолеум полівінілхлоридний на тканинній підоснові, марка А, товщина 1,6 мм	м2	862,7262	
30	Лінолеум полівінілхлоридний на теплозвукоізолювальній підоснові, марка ПР-ВТ, ВК-ВТ, ЭК-ВТ, товщина 3,6 мм	м2	84,048	
31	Мастика бітумна покрівельна гаряча	т	3,10268	
32	Мастика бітумно-латексна покрівельна	т	0,29242	
33	Мастика морозостійка бітумно-масляна МБ-50	т	1,12704	
34	Тирса деревна	м3	0,01548	
35	Поковки з квадратних заготовок, маса 1,8 кг	т	0,359669	
36	Катанка гарячекатана у мотках, діаметр 6,3-6,5 мм	т	0,133237	
37	Дріт зварювальний легований, діаметр 2 мм	т	0,278575	
38	Дріт сталевий низьковуглецевий різного призначення світлий, діаметр 1,1 мм	т	0,044572	
39	Поручень полівінілхлоридний	пог.м	33	
40	Килимове покриття	м2	84,04	
41	Руберойд покрівельний з пиловидною засипкою РКП-350Б	м2	1880,604	

42	Руберойд підкладний з пиловидною засипкою РПП-300Б	м2	1762,683	
43	Сітка дротяна тканина з квадратними чарунками N 05 без Покриття	м2	290,87548	
44	Мастило, солідол жировий "Ж"	т	0,008073	
45	Фасонний гарячекатаний прокат із сталі вуглецевої звичайної якості марки СтЗкп, кутовий рівнополичковий, товщина 11-30 мм, ширина полички 180-200 мм	т	0,10656	
46	Швелери N 40 з гарячекатаного прокату із сталі вуглецевої звичайної якості, марка Ст0	т	0,000497	
47	Портландцемент загальнобудівельного призначення бездобавковий, марка 400	т	0,00619	
48	Цемент для приготування розчину в умовах будови та в інших подібних випадках	т	0,0495	
49	Шпаклівка	кг	4380	
50	Шурупи з напівкруглою головкою, діаметр стрижня 6 мм, довжина 40 мм	т	0,000099	
51	Електроди, діаметр 2 мм, марка Э42	т	0,0001024	
52	Електроди, діаметр 4 мм, марка Э46	т	0,001024	
53	Електроди, діаметр 4 мм, марка Э50	т	0,3105	
54	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	0,28942	
55	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42А	т	0,078	
56	Фарба водно-дисперсійна акрілатна	т	5,398	
57	Фарба земляна густотерта олійна, мумія, сурик залізний, МА-015	т	0,0056304	
58	Лінолеум полівінілхлоридний одношаровий маслобензостійкий, товщина 2 мм	м2	862,73	
59	Лінолеум полівінілхлоридний на тканинній підоснові, марка А, товщина 1,6 мм	м2	862,7262	

60	Лінолеум полівінілхлоридний на теплозвукоізолювальній підоснові, марка ПР-ВТ, ВК-ВТ, ЭК-ВТ, товщина 3,6 мм	м2	84,048	
61	Мастика бітумна покрівельна гаряча	т	3,10268	
62	Мастика бітумно-латексна покрівельна	т	0,29242	
63	Мастика морозостійка бітумно-масляна МБ-50	т	1,12704	
1	2	3	4	5
64	Тирса деревна	м3	0,01548	
65	Поковки з квадратних заготовок, маса 1,8 кг	т	0,359669	
66	Катанка гарячекатана у мотках, діаметр 6,3-6,5 мм	т	0,133237	
67	Дріт зварювальний легований, діаметр 2 мм	т	0,278575	
68	Дріт сталевий низьковуглецевий різного призначення світлий, діаметр 1,1 мм	т	0,044572	
69	Поручень полівінілхлоридний	пог.м	33	
70	Килимове покриття	м2	84,04	
71	Руберойд покрівельний з пиловидною засипкою РКП-350Б	м2	1880,604	
72	Руберойд підкладний з пиловидною засипкою РПП-300Б	м2	1762,683	
73	Сітка дротяна тканя з квадратними чарунками N 05 без покриття	м2	290,87548	
74	Масило, солідол жировий "Ж"	т	0,008073	
75	Фасонний гарячекатаний прокат із сталі вуглецевої звичайної якості марки Ст3кп, кутовий рівнополічковий, товщина 11-30 мм, ширина полицки 180-200 мм	т	0,10656	
76	Швелери N 40 з гарячекатаного прокату із сталі вуглецевої звичайної якості, марка Ст0	т	0,000497	
77	Портландцемент загальнобудівельного призначення бездобавковий, марка 400	т	0,00619	
78	Цемент для приготування розчину в умовах будови та в інших подібних випадках	т	0,0495	
79	Шпаклівка	кг	4380	
80	Шурупи з напівкруглою головкою, діаметр стрижня 6 мм, довжина 40 мм	т	0,000099	

81	Електроди, діаметр 2 мм, марка Э42	т	0,0001024
82	Електроди, діаметр 4 мм, марка Э46	т	0,001024
83	Електроди, діаметр 4 мм, марка Э50	т	0,3105
84	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	0,28942
85	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42А	т	0,078
86	Сітка з оцинкованого дроту, діаметр 2 мм, плетена	м2	2,1045
87	Ацетилен газоподібний технічний	м3	2,6588
88	Бензин розчинник	т	1,0416123
89	Папір шліфувальний	м2	14,08
90	Дрантя	кг	61,76026
91	Дисперсія полівінілацетатна непластифікована, марка Д50Н	кг	5398,5198
92	Клей бустилат	т	0,422905
93	Клей ПВА	кг	0,54384
94	Пластикат полівінілхлоридний (шнур)	м	24,5552
95	Рядно	м2	76,925
96	Руберойд морозостійкий, марка РРМ-300	м2	3238
97	Толь з крупнозернистою посипкою гідроізоляційна, марка ТГ-350	м2	49,09716
98	Смола кам'яновугільна	т	0,198727
99	Болти будівельні з гайками та шайбами	т	0,014695
100	Цвяхи оцинковані будівельні	т	0,39581
101	Тальк мелений, 1 сорт	т	0,95561
102	Сіопорбетон	м3	78,52
103	Шпаклівка клейова	т	6,969453
104	Шпаклівка полімерцементна	кг	1,5656
105	Бруски обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 40-75 мм, I сорт	м3	0,000264
106	Бруски обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 40-75 мм, III сорт	м3	5,09507
107	Ламінат	м2	71,45
108	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 25 мм, II сорт	м3	6,13715
109	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 25 мм, III сорт	м3	0,12192
110	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 32,40 мм, IV сорт	м3	0,098
111	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5	м3	1,155337

	м, ширина 75-150 мм, товщина 44 мм і більше, III сорт			
112	Дошки обрізні з хвойних порід, довжина 4-6,5 м, ширина 75-150 мм, товщина 44 мм і більше, IV сорт	м3	0,03174	
113	Бруски обрізні з хвойних порід, довжина 2-3,75 м, ширина 75-150 мм, товщина 40-75 мм, III сорт	м3	0,58607	
1	2	3	4	5
114	Дошки необрізні з хвойних порід, довжина 2-3,75 м, усі ширини, товщина 32, 40 мм, IV сорт	м3	0,14621	
115	Дрова оброблені, довжина 1 м, з сосни, вільхи	м3	6,0894	
116	Щити паркетні, облицьовані паркетними планками з деревини дуба, ясеня, ільма, клена	м2	71,456	
117	Дошки дубові, сорт II	м3	0,84456	
118	Шпонки вкладні торцеві	шт	429,44	
119	Мати технічні МТ-35	м3	129,54	
120	Плити теплоізоляційні з пінопласту полістирольного, марка ПСБС-40	м3	99,46	
121	Щебінь	м3	93,19	
122	Профнастил	м2	72,8	
123	Окремі конструктивні елементи будівель та споруд [колони, балки, ферми, зв'язки, ригелі, стояки тощо] з перевагою гарячекатаних профілей, середня маса складальної одиниці понад 0,1 до 0,5 т	т	0,000256	
124	Деталі кріплення рейок, елементи кріплення підвісних	т	0,019706	

	стель, трубопроводів, повітроводів, закладні деталі, деталі кріплення стінових панелей, ворот, рам, ґрат тощо масою не більше 50 кг, з перевагою товстолистової сталі, такі, що складаються з двох та більше деталей, з отворами та без отворів, які з'єднуються на зварюванні			
125	Деталі кріплення рейок, елементи кріплення підвісних стель, трубопроводів, повітроводів, закладні деталі, деталі кріплення стінових панелей, ворот, рам, ґрат тощо масою не більше 50 кг, з перевагою профільного прокату, такі, що складаються з двох та більше деталей, з отворами та без отворів, які з'єднуються на зварюванні	т	0,7316	
126	Блоки віконні металопластикові	м2	261	
127	Вітражи	м2	497	
128	Блоки дверні металопластикові	м2	460	
129	Блоки дверні металеві	шт	36	
130	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м2	104,03512	
131	Гарячекатана арматурна сталь періодичного профілю, клас А-III, діаметр 20-22 мм	т	0,3933	
132	Арматура	т	12,5	
133	Металеви конструкції	т	0,256	
134	Вода	м3	525,10255	
135	Грунтовка ГФ-021 червоно-коричнева	т	0,000079	
136	Борошно андезитове кислототривке, марка А	т	2,28424	
137	Натрій фтористий технічний, марка А, I сорт	т	0,003117	
138	Натрій кремнієфтористий технічний, I сорт	т	0,01428	
139	Розчинник, марка Р-4	т	0,000015	
140	Щебінь із природного каменю для будівельних робіт, фракція 40-70 мм, марка М400	м3	93,34794	
141	Пісок природний, рядовий	м3	68,7301	
142	Цегла керамічна	1000шт	541,191	
143	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В7,5	м3	29,9778	

	[M100], крупність заповнювача більше 40 мм			
144	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В3,5 [M50], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м3	31,3854	
145	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В7,5 [M100], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м3	149,1342	
146	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [M200], крупність заповнювача більше 20 до 40 мм	м3	113,6586	
147	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В10 [M150], крупність заповнювача більше 10 до 20 мм	м3	3,6778	
148	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [M200], крупність заповнювача більше 10 до 20 мм	м3	70,908768	
149	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В10 [M150], крупність заповнювача 10 мм і менше	м3	1,03	
150	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В15 [M200], крупність заповнювача 10 мм і менше	м3	6,3825	
151	Суміші бетонні готові важкі, клас бетону В22,5 [M300], крупність заповнювача 10 мм і менше	м3	12,136	
152	Суміші бетонні	м3	149,13	
153	Суміші бетонні готові легкі на керамзитовому гравії, клас бетону В5 [M75], крупність заповнювача 10 мм і менше	м3	78,52	
154	Розчин готовий опоряджувальний	м3	148,76	
155	Розчин готовий	м3	110,43	
156	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М75	м3	0,069	
157	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М100	м3	65,9322	
158	Розчин готовий кладковий важкий цементний, марка М150	м3	159,15856	
159	Розчин готовий кладковий важкий цементно- вапняковий, марка М50	м3	316,47554	
160	Розчин готовий опоряджувальний цементний 1:3	м3	0,2322	

161	Розчин готовий опоряджувальний цементний 1:2	м3	0,16698	
162	Розчин готовий опоряджувальний цементно-вапняковий 1:1:6	м3	131,6685	
163	Розчин готовий опоряджувальний вапняковий 1:2,5	м3	17,501	
164	Канат подвійного звивання, тип ТК, оцинкований, з дроту марки В, маркірувальна група 1770 Н/мм2, діаметр 5,5 мм	10м	0,00479	
165	Пропан-бутан технічний	м3	280,02404	
166	Блоки фундаментні	шт	518	
167	Палі забивні залізобетонні	шт	383	
168	Колони з/б	шт	26	
169	Ригелі з/б	шт	69	
170	Перемички з/б	шт	610	
171	Плити покриття КЖС 3x18	шт	10	
172	Панелі перекриття з/б	шт	570	
173	Балки фундаментні з/б	шт	5	
174	Плити перекриття	шт	42	
175	Східці з/б	шт	247	
176	Сходові марші залізобетонні	шт	14	
177	Сходові площадки залізобетонні	шт	18	
	Енергоносії машин, врахованих в складі загальнопромислових витрат			
178	Електроенергія	кВт-год	963,29028 31	
179	Мастильні матеріали	кг	17,800639 82	
180	Гідралічна рідина	кг	0,0035328	

3.4. Вибір методів виконання робіт

№ п/п	Цикл (комплекси) Опис прийнятих методів робіт	Норм. джерела	Основні машини та механізми (тип, марка, потужність)
1	2	3	4
1	1. Земляні роботи		1. Бульдозер ДЗ-42 (потужністю 59кВт)
	<u>1.1. Планування площ під забудову та зрізання рослинного шару,недобор ґрунту, зворотна засипка ґрунту, виконується бульдозером ДЗ-42 траншейно - смуговим способом при переміщенні ґрунту до 10 м.</u>		2. Екскаватор ЕО-3322А з ковшем 0,5-0,63 м ³ (потужністю 59 кВт)
	<u>1.2. Розробка ґрунту у відвал,з навантаженням на автомобілі самоскидирозробляється екскаватором ЕО-3322А зворотна лопата з ковшем 0,5-0,63 в одну зміну у відвал і на вивіз на автосамскиди марки САЗ-53Б; зачистка дна виїмок виконується бульдозером (75%) і вручну (25%).</u>	СНиП-III-8-76	3. Автосамскид САЗ-53Б вантажопідємністю до 7 т
	<u>1.3. Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками ІЕ-4502 шарами по 40 см</u>	ТТК-1 типова техн. карта на земляні роботи	4. Трамбівка ІЕ-4502 (потужністю 0,4кВт)
2.	2. Фундаменти		5. <u>Liebherr LRB 125</u> 6. Бетонолом ІЕ-4216
	<u>2.1. Заглиблення гідро молотом Н 40 на пальозабивній установці Liebherr LRB 125,вирубубання бетону з арматурного каркасу що виконуються палейбійним агрегатом Liebherr LRB 125, та бетоноломом ІЕ-4216.</u>		7. Бетононасос С-252(потужність 28кВт) 8. Вібратор ІВ-105 (потужність 4,5кВт) 9. Кран КБ- 654 А (потужність -157 кВт)
	<u>2.2.Улаштування бетонної підготовки,улаштування ростверка,улаштування бетонних підпірних стін виконуються за допомогою електричних бетононасосів С-252 потужністю 28кВ, вібраторів ІВ-105 потужністю 4,5 кВт</u>		
	<u>2.3. Установлення блоків стін підвалу, виконується за допомогою крана</u>		
3.	3. Надземна частина		10.Кран автомобільний МКА-16
	<u>3.1. Монтаж залізобетонного каркасу (колон, ригелів, плит покриття, балок) виконується краном . Для зварювання арматурних випусків використовується зварювальний агрегат ТСК-500. При замонолічуванні швів цементно-піщаним розчином,</u>	ТТК-5 типова техн. карта на монтаж каркасу	11. Зварювальний агрегат ТСК-500 (потужністю 20кВт)

	використовують розчинонасос С-251 і глибинний вібратор КВ-112.		12. Розчинонасос С-251 (1,7 кВт) 13. Глибинний вібра-тор КВ-112
4.	4.Стіни і перегородки		(потужність 0,55кВт)
	<u>4.1. Мурування цегляних зовнішніх стін товщиною 380 мм, 600мм, внутрішніх стін товщиною 380 мм,перегородок неармованих товщиною ½ цегли виконується краном .</u>	ТТК-7 типова техн. карта на цегляну кладку	14. Кутова шліфувальна машина ІЕ2106 (потужність 0,6кВт).
5.	5. Вікна,вітражи,двері.		15. Електричні ножиці ІЕ - 5404(потужність 0,23 кВт).
	a. <u>Заповнення дверних і віконних блоків із металопластику</u> встановлюється за допомогою ручних перфораторів ІЕ-4713 потужністю 0,35кВт		16. Перфоратор ІЕ-4713(потужність 0,35 кВт).
	b.		
6.	6. Покрівельні роботи		17. Розчинонасос СО-171 (потужність 7,5 кВт).
	<u>6.1. Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-пісчаних</u> виконуються за допомогою розчинонасоса СО-171 потужністю 7,5 кВт		18. Агрегат для перекачки мастик СО-119А (потужність 2,2 кВт).
	<u>6.2. Улаштування пароізоляції обклеювальної в один шар , теплоізоляції за допомогою агрегата для перекачування бітумних мастик СО-119А потужністю 2,2 кВт та машини для нанесення бітумних мастикСО-122 А потужністю 4,9 кВт.</u>	ТТК-9 типова техн. карта на покрівельні роботи	19. Агрегат для нанесення бітум. Мاستики СО-122 А(потужність 4,9 кВт).
	<u>6.3. Улаштування покрівлі із 2 шарів рулонних матеріалів методом наплавлення за допомогою агрегата «Пламя» конструкції ЕПКБ</u>		20. Агрегат «Пламя» конструкції ЕПКБ.
	<u>6.4. Улаштування покрівель із профнастила за допомогою</u>		21. Віброрейка СО-131А (потужністю 0,3кВт
7.	7. Влаштування підлог		22.Бетононасос С-252(потужність 28кВт
	<u>7.1. Влаштування бетонних підлог</u> Бетон для виконання підлог подають бетононасосом С-252. Заливають підлогу, а потім ущільнюють вібро рейкою СО-131А, після набуття проектної міцності підлогу вирівнюють затирочною машиною СО-89А	ТТК-13 типова техн. карта на підлоги	23. Затирочна машина СО-89А (потужністю 0,6кВт)
	<u>7.2.Влаштування підлоги із лінолеуму</u> Для зварювання лінолеуму використовують		24. Машина для зварювання

	машину СО -104 А.		лінолеуму СО-104 А (потужність 2,125 кВт).
	<u>7.3. Влаштування підлоги з керамічної плитки</u> виконують за допомогою растворомешалки С-206 Р		25. Разчинозмішувач С-206Р
	<u>7.4. Влаштування підлоги з ламінату</u> виконують за допомогою електричних лобзиків типу Макіта 325. та перфораторів для утворення отворів ІЕ-47-13		(потужністю 4,3кВт). 26. Електричний лобзик Макіта-325(потужність 0,8 кВт).
	<u>7.5. Влаштування килимового покриття підлог</u> виконують за допомогою електричних ножиць ІЕ-54-04		27. Перфоратор ІЕ 47-13(потужність 0,3 кВт).
8	8. Опорядження внутрішнє		28. Електричні ножиці ІЕ-54-04(потужність 0,23 кВт).
	<u>8.1. Високоякісне штукатурення цементно-вапняним розчином стін, віконних і дверних відкосів</u> виконуються за допомогою штукатурної станції СО-57А, Після висихання штукатурки поверхня вирівнюється за допомогою штукатурно-затирочною машиною СО-55.		29. Штукатурна станція СО-57А (потужністю 3кВт) 30. Шпаклюв. агрегат ІЕ-2201-Б (потужністю 0.3кВт)
	<u>8.2. Оздоблювальне шпаклювання стель</u> виконується за допомогою шпаклювального агрегат ІЕ-2201-Б		31. Штукатурно-затирочна машина СО-55 потужністю 0,2 кВт
	<u>8.3. Високоякісне фарбування стель, стін</u> виконуються фарборозпилювачем СО-74 і фарбувальним агрегатом С-491-Е. Для підготовки до малярних робіт необхідно вимити поверхні, що будуть офарбовуватися, мийною машиною СО-113.	ТТК-15 типова техн. карта на малярні роботи	15. 32. Фарборозпилювач СО-74 потужність 0,27 кВт 33. Фарбувальний агрегат С-491-Е потужність 0,2 кВт 34. Мийна машина СО-113. потужність 6кВт

3.5. Вибір складу будівельної техніки та будівельних бригад

На підставі вибору методів робіт та відомості об'ємів скомплектовано кількість будівельних машин та обладнання за основними видами БМР (табл. 3.3;) в одночас були використані "типові" "Технологічні карти та карти трудових процесів" (табл.3.4.)

Таблиця 3.3

№	Назва	Марка	Характеристики	Кількість
1. Земляні роботи				
1.	Екскаватор	ЄО-3322А	Ємність ковша 0,5 м ³ Глибина копання 4,2 м Потужність 59 кВт Маса 14,5 т	1
2.	Бульдозер	ДЗ-42	Довжина відвалу 2,52 м Марка трактору ДТ-75-С2 Потужність 59кВт Маса обладнання 1,02т	1
3.	Автосамскид	САЗ-53Б	Вантажопідємність до 7 т	3
4.	Трамбівка	ІЕ-4502	Глибина ущільнення 40см Розміри 350×450мм Частота ударів 9,3 уд/хв Потужність 0,4кВт	4
2. Улаштування фундаментів				
1.	Палейка	Liebherr LRB 125+H40	Довжина в робочому стані,мм5100,00 Висота в робочому стані,мм26660,00 Ширина в робочому стані,мм4200,00 Радіус розвороту поворотної частини,мм 5000,00 Найбільший розріз палі,мм 620 Найбільша довжина палі, мм 15500,00	1
2.	Бетонолом	ІЕ-4216	Потужність 1.68 кВт Маса 21 кг.	1
3.	Бетононасос	С-252	Потужність 28 кВт,	1

			Продуктивність 20 м ³ за годину	
4.	Вібратор	ИВ-105	Потужність 4,5 кВт Маса 80 кг	2
5.	Кран	КБ-654 А	Потужність 157	1
6.	Кран автомобільний	МКА-16	Вантажопідйомність 16 т	1
3. Монтаж каркасу				
1.	Кран	КБ-654 А	Потужність 157 кВт	1
2.	Кран автомобільний	МКА-16	Вантажопідйомність 16 т	1
3.	Зварювальний агрегат	ТСК-500	Потужність 20кВт	2
3.	Розчинонасос	С-251	Потужність 1,7кВт Продуктивність 1м ³ /год	2
4.	Глибинний вібратор	КВ-112	Потужність 0,55кВт	2
5.	Кутова шліфувальна машина	ІЕ-2106	Потужність 0,6кВт	2
6.	Електричні ножиці	ІЕ-5404	Потужність 0,23кВт Товщина різання 3 мм	1
4. Стіни і перегородки				
1.	Кран	КБ-654 А	Потужність 157 кВт	1
5. Вікна, вітражи, двері				
1.	Перфоратор	ІЕ-4713	Потужність 0,35 кВт	
6. Покрівельні роботи				
1.	Агрегат для перекачування бітумних мастик	СО-119А	Потужність 2,2 кВт Продуктивність 1,5м ³ /год	1
2.	Розчинонасос	СО-171	Потужність 7,5кВт Продуктивність 4 м ³ /год	1
3.	Агрегат для нанесення бітумної мастики	СО-122 А	Потужність 4,9кВт Продуктивність 0,9 м ³ /год	1
4.	Агрегат для наклеювання евро рубероїду	«Пламя» ЕПКБ	Продуктивність 250 м ² /год	1
7. Влаштування підлог				
1.	Бетононасос	С-252	Потужність 28 кВт, Продуктивність 20 м ³ за годину	1
2.	Віброрейка	СО-131А	Потужність 0,3кВт Продуктивність 90 м ³ /год	1
3.	Затирочна машина	СО-89А	Потужність 0,6кВт Продуктивність 60 м ³ /год	2
4.	Машина для зварювання лінолеуму	СО-104А	Потужність 2,125 кВт Продуктивність 50-80 м ² /год	1
5.	Розчинозмішувач	С-206Р	Потужність 4,3 кВт Продуктивність 5,4 м ³ /год	2
6.	Електричний лобзик	Макіта-325	Потужність 0,8 кВт Продуктивність 150 м/год	2

7.	Перфоратор	IE 47-13	Потужність 0,3 кВт	2
8.	Електричні ножиці	IE-54-04	Потужність 0,23 кВт	1
8. Опорядження				
1.	Штукатурна станція	СО-57А	Потужність 3кВт Продуктивність 2 м ³ /год	2
2.	Шпаклюв. агрегат	ИЕ-2201-Б	Потужність 0.3кВт Продуктивність 250 м ³ /год	2
3.	Фарбувальний агрегат	С-491-Е	Потужність 0.2кВт Продуктивність 4,1 л/хв	2
4.	Мийна машина	СО-113.	Потужність 6 кВт Продуктивність 35 м ² /год	1

3.6. Розробка технології виконання будівельних процесів

Технологічна карта на влаштування пального фундаменту

3.6.1. Область застосування технологічної карти

Технологічна карта розроблена на провадження робіт по зануренню забивних паль довжиною 8 м при однорядному та кущовому їхньому розташуванні для влаштування пального фундаменту «Розважального комплексу на 500 відвідувачів у м. Києві».

При влаштуванні паливих фундаментів запроектовані залізобетонні палі квадратного перетину 300х300 мм:

- С8-30 (ГОСТ 19804.1-79)

При цьому крім технологічної карти варто керуватися наступними нормативними документами:

- СНиП III-4-80 «Безопасность труда в строительстве»;

- ДБН А.3.2-2-2009. «Охорона праці і промислова безпека в будівництві»;

- СНиП 3.02.01 - 83 «Основания и фундаменты»;

- СНиП III - 16 -80 «Бетонные и железобетонные конструкции сборные»

Влаштування паливих фундаментів передбачається комплексно - механізованим способом із застосуванням устаткування, що випускається серійно, і засобів механізації. Калькуляція трудових витрат, графік виконання робіт, схеми занурення паль, матеріально - технічні ресурси й техніко-економічні показники виконані для забивних паль довжиною 8 м перетином 300х300 мм.

До складу робіт, розглянутих картою, входять наступні процеси:

- розвантаження паль і складування в штабелі;
- розкладка й комплектація паль біля місць занурення;
- розмітка паль і нанесення горизонтальних рисок;
- підготовка копра до виробництва навантажувальних робіт;
- занурення паль (стропування й підтягування паль до копра, підйом палі на копер і заведення в наголовник, наведення палі на місце занурення, занурення палі до проектної позначки або відмови);
- зрубка голів залізобетонних паль.

Всі роботи із занурення паль виконуються в 2 зміни, у м. Києві.

3.6.2. Склад бригади

Роботу із занурення паль виконують наступні монтажні ланки:

- розвантаження й розкладку паль - ланка № 1: машиніст 5р. - 1 чол.,
такелажники
(бетонники) 3р. - 2 чол.
- розмітку, занурення паль - ланка № 2: машиніст 6 р. - 1 чол.,
копровщик 5р. - 1 чол.,
копровщик 3 р. - 1 чол.
- зрубку голів паль - ланка № 1: машиніст 5р. - 1 чол.,
такелажники
(бетонники) 3р. - 2 чол.
- зрізку стрижнів арматури - ланка № 3: газорізчик 4р. - 1 чол.

Усі ланки, що працюють на зануренні паль, включають у комплексну бригаду.

3.6.3. Калькуляція витрат праці й машинного часу

Калькуляція розроблена на основі відомості обсягів робіт з використанням нормативних документів (збірник ЕНІР Е - 12 «Свайные работы»)

Калькуляція витрат праці, машинного часу

Таблиця 3.6.3.

Основа по ЕНиР	Найменування робіт і процесів	Одиниці обмірювани й. V роб.	V робіт	Нчас		Тр		Склад. ланки по ЕНиР
				<i>чел – час</i>	<i>маш – час</i>	<i>чел – час</i>	<i>маш – час</i>	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Е 12 - 83 – 2	Розвантаження й складування паль стріловим краном	100 паль	3,83	$\frac{22,2}{7,4}$	$\frac{85,06}{28,34}$			такелажники 3р-2 машиніст 5р-1
Е 12 – 83-3	Перекидання паль автокраном для розмітки рисок	100 паль	3,83	$\frac{22,84}{7,1}$	$\frac{87,47}{27,19}$			такелажники 3р-2 машиніст 5р-1
Е 12 – 97	Розмітка паль фарбою через 1 м	100 м палі	36,64	1,2	43,97			такелажники 3р-2 машиніст 5р-1
Е 12 – 83-1	Подача паль до місця занурення краном	100 паль	3,83	$\frac{29,1}{9,7}$	$\frac{111,45}{37,15}$			покрівельники 3р-1 5р-1
Е 12 –28-2	Вертикальне занурення (L=8 м) гусеничним копром СП-50	1 паля	383	$\frac{1,59}{0,53}$	$\frac{608,97}{202,99}$			такелажники 3р-2 машиніст 6р-1
Е 12 –39-2	Срубка оголовків паль перетином 300*300 мм відбійним молотком	1 паля	383	0,31	118,73			такелажники 3р-2 машиніст 5р-1
Е 12 - 40-1а	Відгинання стрижнів арматурного каркаса	100 стрижнів	15,32	1,9	29,11			монтажник 3р-1
Разом:						$\frac{1084,76}{295,67}$		

3.6.4. Техніко-економічні показники

Найменування	Один. виміру	За нормою	прийнято
Об`єм робіт	шт	383	383
Загальна трудомісткість	л- дні	36,95	33,21
Виробіток	л- день	10,36	11,53
% виконання	%	100	110

3.6.5. Організація й технологія виконання робіт

Відомість обсягів робіт

Таблиця 3.6.5.1.

№ п/п	Найменування процесу	Одиниця виміру по ЕНиР	Кількість
1	Розвантаження й складування паль автомобільним краном.	100 шт	3,83
2	Перекидання паль краном для розмітки осей і рисок.	100 шт	3,83
3	Подача паль до місця занурення.	100 св	3,83
4	Розмітка паль фарбою через 1 м.	100 м палі	$(8 \cdot 383) / 100 = 30,64$
5	Вертикальне занурення паль (1-12м) гусеничним копром.	1 св	383
6	Зрубка оголовків паль перетином 300*300 мм.	1 св	383
7	Відгинання стрижнів арматурного каркаса палі.	100 стрижнів	$(4 \cdot 383) / 100 = 15,32$

5. Специфікація елементів паль

Таблиця 3.6.5.2.

Найменування	Марка	Кіл-В	Маса, т		Примітки
			Один.	Всього	
Паля залізобетонна ГОСТ 19804.1-79	C8-30	383	1,83	700,89	Обсяг бетону: $V_{б\text{,п}} = 0,72 \text{ м}^3$ $V_{б\text{,заг}} = 275,76 \text{ м}^3$ Витрати сталі: $P_{п} = 49,9 \text{ кг}$ $P_{заг} = 11111,7 \text{ кг}$

Вибір машин і механізмів для виробництва пального

Відповідно до умов провадження робіт і типорозміру пального при однорядному й кущовому розташуванні прийнято серійно випускаємий копер LRB 125 марки Liebherr. З однієї стоянки можливе забивання декількох палів.

У якості основного робочого органа копрового устаткування прийнятий гідравлічний молот Н 40.

Технічні характеристики гідравлічного молота Н 40

Характеристика	Значення	Одиниці вимірювання
Вага ударної частини	2500	кг
Максимальна енергія удару	20	кДж
Частота ударів при максимальній енергії	40	ударів/хв
Максимальна частота ударів	80	ударів/хв
Вага молота з ударною частиною	4500	кг

Технічні характеристики копра LRB 125

Характеристика	Значення	Одиниці вимірювання
Довжина мачти	12,5	м
Роб. навантаження	12	т
Максимальна вага молота	6	т
Максимальна вага пали	6	т
Максимальне тяглове зусилля	20	т
Максимальний крутний момент	120	кНм
Робочий виліт: - мінімальний - максимальний	3,36 5,56	м
Зміна нахилу мачти в напрямі: - поперечному - прокольному - назад в продольному	±1:20 1:6 1:3	
Вертикальне регулювання положення мачти вище рівню ґрунта	5	м
Поворот мачти	±90	°

Виконуємо перевірку попередньо вибраного копра для виробництва пального робіт.

Необхідну для забивання пали максимальну енергію удару молоту E_k визначаємо по формулі:

$$E_h = 0,045 \cdot N, \text{ Дж,}$$

де $N = 400$ кН – розрахункове навантаження на палю.

$$E_h = 0,045 \cdot 420 = 18,9 \text{ кДж.}$$

$$E_d = 20 \text{ кДж} > E_h = 18,9 \text{ – умова виконується.}$$

Прийнятий тип молота з розрахунковою енергією удару повинен задовольняти умову:

$$\frac{m_1 + m_2 + m_3}{E_d} < K,$$

де $m_1 = 2$ т – маса молоту;

$$m_2 = M_n + M_{\text{н}} = 1,83 + 0,18 = 2,01 \text{ т – маса палі і наголовника;}$$

$$m_3 = 0 \text{ т – маса підбабка;}$$

$K = 0,6$ т/кДж – коефіцієнт для гідро молотів і залізобетонної палі .

$$\frac{2 + 2,01 + 0}{20} = 0,20 < K = 0,6 \text{ т/кДж – умова виконується, отже прийняті тип і марка}$$

гідро молота Н 40 задовольняють вимогам СНиП при забиванні палі С8-30 з $N = 420$ кН .

Визначаємо значення мінімально припустимої відмови палі в залежності від енергії удару E_d обраного молота та несучої здатності палі F_d , що повинно задовольняти умові:

$$S_a \leq \frac{\eta A E_d}{F_d (F_d + \eta A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3},$$

де $\eta = 1500$ кН/м² для залізобетонних паль;

$A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09$ м² – площа, обмежена зовнішнім контуром суцільного або полого-поперечного перерізу ствола палі (незалежно від наявності або відсутності наконечника);

ε – коефіцієнт відновлення швидкості при ударі, приймаємо при забивці залізобетонних паль молотами ударної дії з використанням наголовника з дерев'яним вкладишем $\varepsilon^2 = 0,2$.

$$F_d = k_n \cdot N = 1,4 \cdot 420 = 588 \text{ кН}$$

$$S_a \leq \frac{1500 \cdot 0,09 \cdot 20}{588(588 + 1500 \cdot 0,09)} \cdot \frac{30 + 0,2(20,1 + 0)}{30 + 20,1 + 0} = 0,006 \text{ м} > 0,002 \text{ м – умова виконується, за}$$

вимогою СНиП 3.22.01.-87.

Прийнятий молот допускається приймати для заглиблення палі С8-30 з розрахунковим навантаженням 42 тс.

Для розвантаження палі у штабелі й розкладку їх у місць занурення прийнятий автомобільний кран МКА-16.

Технічні характеристики:

1. Довжина стріли - 25,8 м
2. Виліт стріли - 8-23 м
3. Вантажопідйомність:
 - при min 1 стр = 8 м - 16 т
 - при max 1 стр = 23 м - 1 т
4. Висота підйому стріли 14 - 24 м

Для вирубування бетону з арматурного каркасу прийнятий бетонолом ІЕ-4216

Технологія виробництва палевих робіт

До початку занурення палі повинні бути виконані наступні роботи:

- відривка котловану й планування його дна;
- улаштування водостоків і водовідливу з робочої площадки (дна котловану);
- прокладені під'їзні колії, підведена електроенергія;
- виконана геодезична розбивка осей і розмітка положення палі і палевих рядів відповідно до проекту;
- виконана комплектація й складування палі;
- виконане перевезення й монтаж копрового встаткування;
- виконане пробне занурення палі.

Після закінчення підготовчих робіт складають двосторонній акт про готовність і приймання будівельного майданчика, котловану й інших об'єктів, передбачених ППР.

Доставлені на будівельний майданчик залізобетонні палі довжиною 12 м розвантажують гусеничним стріловим краном МКА - 16 за допомогою двухветвєвого стропа 2СК-5,0. Підйом роблять за монтажні петлі, а при їхній відсутності - петлею - "зашморгом".

Палі на будівельному майданчику розвантажують у штабелі з розсортуванням по марках. Висота штабеля не повинна перевищувати 2,5м. Палі

укладають на дерев'яні підкладки товщиною 12 см з розташуванням вістрями в одну сторону. Розкладку паль у робочій зоні копра, на відстані не більше 10 м роблять за допомогою баштового крана на підкладки в один ряд. На об'єкті повинен бути запас паль не менш чим на 2 - 3 дні.

До занурення кожен палець за допомогою сталевих рулеток розмічають на метри від вістря до голови. Метрові відрізки й проектну глибину занурення маркують яскравими олівцевими ризиками, цифрами (вказувати метри) і буквами "ПГ" (проектна глибина занурення). Від ризику "ПГ" у бік вістря за допомогою шаблона наносять ризики через 20 мм (на відрізок 20 див) для зручності визначення відмови (занурення палі від одного удару молота). Ризики на бічній поверхні пального ряду дозволяють бачити глибину забивання палі в цей момент і визначати число ударів молота на кожний метр занурення. За допомогою шаблона на палець наносять вертикальні ризики, по яких візуально контролюють вертикальність занурення палі.

Геодезичну розбивку пального ряду роблять по закінченні розбивки основних і проміжних осей будинку. При розбивці центрів палі по пальному ряду користуються компанованою рулеткою. Розбивку виконують у поздовжньому й поперечному напрямках, керуючись робітниками кресленнями палих рядів. Місця забивання палі фіксують металевими штирями довжиною 20 - 30 див. Вертикальні оцінки головок палі прив'язують до оцінки репера.

Занурення палі роблять пальозабивною установкою Liebherr LRb 125, обладнаною гідромолотом Н 40. Для забивання палі рекомендується застосовувати н-образні литі й зварені наголовники з верхньою й нижньою виїмками. Пальові наголовники застосовують із двома дерев'яними прокладками із твердих порід (дуб, бук, граб, клен). Занурення палі виробляється в наступній послідовності:

- 1) стропування палі й підтягування до місця забивання;
- 2) установка палі в наголовник;
- 3) наведення палі в крапку забивання;
- 4) вивірка вертикальності;
- 5) занурення палі до розрахункової оцінки або розрахункової відмови.

До копра палі підтягують робочим канатом за допомогою відвідного блоку по спланованій або по дну котловану по прямої лінії.

Молот піднімають на висоту, що забезпечує установку палі. Заведення палі в наголовник роблять шляхом її підтягування до щогли з наступною установкою у вертикальне положення. Підняту на копер палю наводять на крапку забивання й розвертають пальовим ключем щодо вертикальної осі в проектне положення. Повторну вивірку роблять після занурення палі на 1 м і коректують за допомогою механізмів наведення.

Забивання перших 5 - 20 паль, розташованих у різних крапках будівельного майданчика, роблять заставами (число ударів у плинні 2 хвилин) з підрахунком і реєстрацією кількості ударів на кожний метр занурення палі. Наприкінці забивання, коли відмова палі по своїй величині близький до розрахункового, роблять його вимір. Вимір відмов роблять із точністю до 1 мм і не менш, ніж по трьох послідовних заставах на останньому метрі занурення палі. За відмову, що відповідає розрахунковому, варто приймати мінімальне значення середніх величин відмов для трьох послідовних застав.

Зрубку голів паль починають після завершення робіт із занурення паль на захвату. У місцях зрубки голів наносять ризики. Операцію по зрубке голів виконують за допомогою пневматичного відбійного молотка МО-10П. Щоб уникнути відколу бетону необхідно застосовувати інвентарні металеві хомути, які надягають на палю по лінії наміченої зрубки.

Газовим різанням роблять зрізання арматур паль.

Роботи із занурення паль повинні виконуватися у відповідності зі СНиП 12-03-2001, СНиП 12-04-2002 «Безпека праці в будівництві» і «Правилами пристрою й безпечної експлуатації вантажопідйомних кранів». Між машиністом копра й помічником повинна бути встановлена надійний сигнальний зв'язок. Кожний сигнал повинен мати тільки одне значення й подаватися однією особою. При зануренні паль забороняється перебувати в зоні роботи копрового встаткування, радіус якої перевищує висоту щогли на 5 метрів. Палі рекомендується підтягувати по прямої лінії в межах видимості машиніста копра тільки через відвідної блок, закріплений у підстави копра. Зона робіт зі срубке голів паль повинна бути тимчасово

обгороджена. Газове різання арматур необхідно виконувати з дотриманням відповідних вимог СНиП 12-03-2001

Відхилення осей паль від проектного положення й рівня паль від проектних оцінок не повинні перевищувати допусків, зазначених у СНиП 3.02.01-83 або застережених проектом.

Приймання робіт із занурення паль здійснюють на підставі:

- проекту пальових фундаментів
- паспортів на палі
- акту геодезичної розбивки пальового поля
- виконавчої схеми розташування паль
- журналу забивання паль
- зведеної відомості забитих паль
- акту огляду паль перед зануренням

Приймання робіт оформляють “актом приймання пальових рядів”

3.6.6. Техніка безпеки при забиванні паль.

Необхідно дотримувати вимог СНиП III-4-80 «Техника безопасности в строительстве».

1. Палейні машини повинні бути обладнані обмежниками висоти підйому вантажозахватного пристрою й звуковою сигналізацією.
2. Канати повинні мати сертифікат заводу - виготовлювача або акт про їхнє випробування; вантажозахватні засоби повинні бути випробувані й мати бирки або клейма, підтвердження їхньою вантажопідйомністю й дату випробування.
3. Відстань між установленими палейними машинами й розташованими поблизу їх будовами визначається ППР. При роботі зазначених машин варто встановити небезпечну зону на відстані не менш 15 м від місця забивання палі.
4. Пересувку палейних машин варто робити по заздалегідь спланованому горизонтальному шляху при проходженні конструкції машин у транспортному положенні.

3.7. Об'єктний сітьовий графік

3.7.1. Встановлення послідовності виконання БМР та складу бригад (картка-визначальник)

В цьому етапі виконується робота в порядку, яка передбачена «Формуванням спец потоків». За основу детальної розробки спец потоків також використовуємо «Відомість об'ємів робіт та вибору ресурсів», що чітко регламентується нормами РЕКН-99. При цьому слід враховувати розбивку зведення будівель на вісім основних етапів (циклів), виділяючи для кожного з них склад «ведучих робіт», тобто роботи, що мають значні об'єми робіт з участю високопродуктивних машин (фундаменти, каркаси, стіни, перекриття-покриття, покрівля, опоряджувальні роботи). Виконання «ведучих робіт» дозволяє одержати закінчену конструктивну частину будівлі і розпочати наступну роботу.

Склад та наступність виконання циклів, комплексів і видів робіт, крім розбивки на етапи, повинні включати організаційно-технологічну зв'язку процесів, дотримуючись таких умов:

- процеси (потоки) повинні розподілятися на захватки;
- додержання поточного виконання робіт з врахуванням їх максимального можливого суміщення за часом; роботи, як правило, повинні виконуватись постійним складом механізмів і числом виконавців у бригадах;

Оптимальний склад бригад, число яких визначається за формулою, встановлюється як з врахуванням прийнятої послідовності потоків, так і трудомісткості робіт, а також ступеню суміщення професій доступного рівня виконання норм виробітку.

Послідовність комплектування складу бригад найбільш раціонально виконувати в табличній формі з використанням формул.

При складанні картки-визначальника на даному етапі передбачається, в першу чергу, розглянути та проаналізувати відомості об'ємів робіт і ресурсів, визначені методи робіт і таблицю комплектування бригад.

Картка – визначальник

для комплексу робіт по будівництву: Розважального комплексу на 500 відвідувачів у м. Києві

Підстава:

1. Відомість об'ємів робіт
2. ДБН А.3.1.5-96
3. Таблиця комплектації бригад
4. Методи виконання робіт

№ п/п	Код (Шифр) робіт	Характеристика робіт						Бригада		Машини	
		Найменування робіт (спецококів)	Вимірник	Об'єм робіт	T _н -трудомісткість, люд/дн	T _с -срок виконання робіт, дн	T _{зм} -кількість змін	Професія, розряд	K _ч -число виконавців, чол.	Назва машин	Машино-зміни
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1.	1-2	Розробка ґрунту II гр. в котлованах I захватка	1000 м ³	4,35	20	5	2	машиніст екскаватора IV-Vр. землекоп	2	Екскаватор EO332 A V=0,63 м ³	10
2.	2-3	II захватка		4,35	20	5	2		2		10
3.	3-4	III захватка		4,35	20	5	2		2		10
4.	2-5	Влаштування пальових з/б фундаментів, I захватка	м ³	91,92	60	10	2	IV- V розряд монтаж., копровц., III-IV - ізолювальники	3	Пальозабивна установка Liebherr	20
5.	5-6	II захватка		91,92	60	10	2		3		20
6.	6-7	III захватка		91,92	60	10	2		3		20
7.	5-8	Установлення блоків стін підвалів	100 шт	1,73	96	12	2	Машиніст крану, II-V розряд монтаж.	4	Кран КБ-674	24
8.	8-9	II захватка		1,73	96	12	2		4		24
9.	9-10	III захватка		1,73	96	12	2		4		24
10.	8-10	Засипка траншей і	1000 м ³	0,726	12	2	2	Машиніст	3	Бульдозер	4

		котлованів бульдозером Ущільнення.						бульдозе ра Vp		ДЗ-42 Пот. 59 кВт	
11.	11-12	Установка колон I захватка	100 шт	0,17	56	4	1	Машиніс т крану Vp Монтаж- ники 10ч	14	Кран КБ-674	4
12.	12-13	-//- II захватка	100 шт	0,16	56	4	1	-//-	14	-//-	4
13.	12-14	Монтаж ригелів, балок I захватка	100 шт	0,42	55	11	1	Машиніс т крану Vp, Монтаж- ники 14ч IV-Vp.	5	Кран КБ-674	11
14.	14-15	-//- II захватка		0,42	55	11	1		5		11
15.	14-16	Мурування стін I захватка 1-й поверх	100 м ³	152	196	14	1	Муляри - 20ч III-Vp. Монтаж- ники – 8ч. II-Vp Машиніс т крану - 2ч. Vp.	14	Кран КБ-674	14
16.	16-17	-//- II захватка 1-й поверх		152	196	14	1		14		14
17.	17-18	-//- III захватка 1-й поверх		131	168	12	1		14		12
18.	18-19	-//- I захватка 2-й поверх		152	196	14	1		14		14
19.	19-20	-//- II захватка 2-й поверх		152	196	14	1		14		14
20.	20-21	-//- III захватка 2-й поверх		131	168	12	1		14		12
21.	21-22	-//- III захватка 3-й поверх		131	168	12	1		14		12
22.	22-23	-//- III захватка горище		103	140	10	1		14		10
23.	23-24	-//- III захватка котельня		55,32	84	6	1		14		6
24.	16-25	Монтаж панелей перекриття, покриття, сходових маршів, дрібних конструкцій, металевих огорож, I захватка 1-й поверх		100 шт	1,17	40	8		1		4 чоловіки

25.	25-26	-//- II захватка 1-й поверх		1,17	40	8	1	II-Vp монтажн ики	5	-насос С-251	8		
26.	26-27	-//- III захватка 1-й поверх		0,99	30	6	1		5	Глибин ний вібратор р КВ- 112	6		
27.	27-28	-//- I захватка 2-й поверх		1,17	40	8	1		5		8		
28.	28-29	-//- II захватка 2-й поверх		1,17	40	8	1	5			8		
29.	29-30	-//- III захватка 2-й поверх		0,99	30	6	1			5	6		
30.	30-31	-//- III захватка 3-й поверх		0,99	30	6	1			5	6		
31.	31-32	-//- III захватка горище		0,82	30	6	1			5	6		
32.	32-33	-//- III захватка котельня		0,54	20	4	1			5	4		
33.	25-34	Мурування перегородок I захватка 1-й поверх	100м ²	3,5	80	8	1			Муляри - 20ч III-Vp. Монтаж- ники – 8ч. II-Vp Машиніс т крану - 2ч. Vp.	10	Кран КБ-654 А	4
34.	34-35	-//- II захватка 1-й поверх		0,84	20	2	1				10		2
35.	35-36	-//- III захватка 1-й поверх		3,5	80	8	1	10	4				
36.	36-37	-//- I захватка 2-й поверх		3,5	80	8	1	10	4				
37.	37-38	-//- II захватка 2-й поверх		0,84	20	2	1	10	2				
38.	38-39	-//- III захватка 2-й поверх		3,5	80	8	1	10	4				
39.	39-40	-//- III захватка 3-й поверх		3,5	80	8	1	10	4				
40.	40-41	-//- III захватка горище		2,5	60	6	1	10	4				
41.	34-42	Установлен ня віконних, дверних блоків, вітражів I захватка 1-й поверх		1,7125	18	3	1	10 чол., III- розряд теслярі	6		Перфо- ратор ІЕ-4713		3
42.	42-43	-//- II захватка 1-й поверх		1,7125	18	3	1		6				3

43.	43-44	-//- III захватка 1-й поверх	100м ²	1,7125	18	3	1		6		3
44.	44-45	-//- I захватка 2-й поверх		1,7125	18	3	1		6		3
45.	45-46	-//- II захватка 2-й поверх		1,7125	18	3	1		6		3
46.	46-47	-//- III захватка 2-й поверх		1,7125	18	3	1		6		3
47.	47-48	-//- III захватка 3-й поверх		1,7125	18	3	1		6		3
48.	48-49	-//- III захватка горищ. та кот.		1,7125	18	3	1		6		3
49.	33-50	Покрівля: теплоізоляці йні роботи I захватка	м ³	63,5	240	16	1	14 чоловік III-IVр,	14	Розчи- нонасос СО-171	16
50.	50-51	-//- II захватка		63,5	240	16	1	ізолював- льники	14		16
51.	50-52	Наклейка килима покрівлі, влаштуванн я профнастил у	100м ²	15,83	56	4	1	14 чоловік II-Vр, покрівель- ники	14	Пламя ЕПКБ	2
52.	68-69	Електромон- тажні роботи	м ³	24048	1400	100	2	7 чо., IV- розряд електро- монтаж.	7	Перфо- ратор ІЕ-4713	240
53.	42-68	Сантехнічні роботи	м ³	24048	1200	100	2	7 чол., III-IV розряд сантехн.,	6	Перфо- ратор ІЕ-4713	270
54.	52-53	Штукатурні роботи 1-й поверх		27,97	528	44	1		12		16
55.	53-54	-//- 2-й поверх		27,97	528	44	1		12	Штука- турна станція СО-57А	16
56.	54-55	-//- 3-й поверх	100м ²	27,97	528	44	1		12		16
57.	55-56	-//- горище		4,66	96	8	1	штукатур и СБ	12		2
58.	56-57	-//- котельня		4,66	96	8	1		12		2
59.	53-58	У-ння підлог 1-й поверх		19,100 6	560	140	1		4		36
60.	58-59	-//- 2-й поверх	100м ²	19,100 6	560	140	1	10 чол., III-IV розряд	4	Розчи- нонасос	36
61.	59-60	-//-		10,91	320	80	1	опорядж	4		20

		3-й поверх						увальник		СО-171	
62.	60-61	-//- горище		2,73	80	20	1	и	4		5
63.	61-62	-//- котельня		2,73	80	20	1		4		5
64.	53-63	Високоякісн е фарбування 1-й поверх	100м ²	28,77	420	42	1	10 чол., III-IV розряд маляри	10	Фарбу- вальний агрегат С-491-Е	2
65.	63-64	-//- 2-й поверх		28,77	420	42	1		10		2
66.	64-65	-//- 3-й поверх		16,44	240	24	1		10		2
67.	65-66	-//- горище		4,11	60	6	1		10		1
68.	66-67	-//- котельня		4,11	60	6	1		10		1
		Разом:		15413	1259						1122

3.7.2. Розробка об'єктно-сітьового графіку

Для розробки сітьового графіку були використані:

- відомості об'ємів робіт та ресурсів;
- визначені та прийняті методи робіт з вибором основних машин і механізмів;
- нормативні строки зведення об'єктів та виконання спец потоків;
- таблицю комплектацій бригад.

На підставі цих документів в розділі 3.7.1 було розроблено «Картку-визначальник».

Поетапна розробка сітьових графіків включає в себе п'ять етапів: складання картки-визначальника, побудова безмасштабної моделі, розрахунок погодинних параметрів сітьового графіка, побудова сітьового графіка в масштабі часу та графіків ресурсів, корегування та оптимізація сітьових графіків.

Погодинні параметри було визначено графічним методом. Суть графічного методу – це розрахунок погодинних параметрів безпосередньо на самому сітьовому графіку, без використання таблиць. При розрахунку сітьових моделей на даному графіку кожна дія ділиться на чотири сектори, в яких подаються необхідні для розрахунку дані про роботи та події.

Розрахунок починається з визначення раннього початку роботи. Ранній початок вихідної (першої) роботи графіка приймається за нуль. Початок наступної роботи дорівнює найбільшій із сум раннього початку і тривалості наступних робіт:

$$t_{i-j}^{p.n.} = \max\{^{p.n.}(t_{n-j} + T_{n-j})\}$$

Пізнє закінчення завершальних робіт дорівнює ранньому здійсненню завершальної дії:

$$t_{j-k}^{p.n.} = \max\{^{p.n.}(t_{j-k} + T_{j-k})\}$$

Резерви часу робіт визначають за формулами:

$$R_{i-j} = t_{i-j}^{n.з.} - (t_{i-j}^{p.з.} + T_{i-j})$$

$$r_{i-j} = t_{j-k}^{p.n.} - (t_{i-j}^{p.n.} + T_{i-j})$$

3.7.3. Оцінка ОСГ – об'єктних сітьових графіків по техніко-економічних показниках

Доцільно розробляти декілька варіантів ОСГ і зіставляти їх між собою, обираючи найбільш раціональний по техніко-економічних показниках.

Варіанти ОСГ із різноманітною тривалістю виконання робіт, прийнятими в них різними методами робіт і застосовуваних машин, різноманітною технологічною послідовністю з взаємозв'язком окремих потоків порівнюють по наступних показниках.

Таблиця 3.6. Техніко-економічні показники календарного графіка

№	Назва показників	Правило підрахунку	Вимірник	Показник	
				за разра хунко м	еталон
1	2	3	4	5	6
1	Пт.б. - показник тривалості будівництва	Пт.б. - за нормами СніП 1ю04.03-85 Пт.б.пр. - за даним проектом	місяць	21,1	25,6
2.	К т.б. – коефіцієнт тривалості будівництва	Кт.б. = Пт.б.пр:Пт.б Кт.б. = 13,8 : 19=0,82	- -	0,82	1,0
3.	Тз – трудомісткість загальна (об'єктна)	Тз = ΣЗБР +ΣСР+Σінш. Р, Σ ЗБР - сума загальнобудівельних	люд.-дн	15413	17515

	Тз.н. – за РЕКН - 99 Тз.пр – за проектом	робіт, Σ СР- сума спеціальних робіт і Σ інш Р – сума інших робіт,			
4.	Тп.т. – питома трудомісткість	На 1 м3 будівельного об'єму : Тп.т. = Тз.пр : Vб, на 1м2 загальної площі будинку : Тп.т. = Тз.пр: Sб	люд-дн/м3 люд-дн/м2	0,64 2,82	0,72 3,21
5.	Ппр - продуктивність праці	Ппр =(Тзн:Тз.пр)х100	%	112	115
6.	Кср.сп.ч - числовий середньосписочний склад робітників	Кср.сп.ч = Тз.пр :Пт.б 10630чол.дн:347днів =30 12488:646=24	чол	29	33
7.	Кн.р.р. - коефіцієнт нерівномірності руху робітників	Кн.р.р = Кч.мах: Кср.сп.ч Кч.мах - максимальне число робітників за «Графіком руху бригад»	-	1,4	1,5(2)
8.	О хв.м - охоплення комплексною механізацією будівельних процесів	Охв.м = Vмех:Vз.роб, Vмех- об'єм механізованих робіт, Vз.роб.- загальний об'єм робіт	%	74	75-85
9.	К енер - коефіцієнт енергозбереження	Кенер = Pср.зв :Кср.сп.ч, Pср.зв – середньозважена потужність механізмів, кВт	кВт/чол	3,5	5-9
10.	К сум.пр – коефіцієнт суміщення процесів	К сум.пр = Σ Птр.б(гр.10) :Пт.б.пр		2,38	3-3,5
11	Кзм.р - коефіцієнт змінності робіт	Кзм.р. = (t1x3м+t2x3м+ тnx3м) :(t1+t2+tn...) t1,t2...tn-строк		1,64	1,8-2,4

		виконання робіт за дану зміну Зм – число змін, за яке виконується даний процес			
--	--	---	--	--	--

3.8. Будівельний генеральний план.

Будівельний генеральний план є основним документом по організації будівельного майданчика і правильного ведення будівельно-монтажних робіт.

Будівельний генеральний план розроблений на період зведення надземної частини будинку. Розроблений він на основі генерального плану, що входить до складу технічної документації. В основу розробки будівельного генерального плану покладені основні принципи:

- розміщення будівельних механізмів на об'єкті;
- складування будівельних матеріалів і розміщення їх на об'єкті;
- забезпечення енергоресурсами і трасою їх проходження;
- під'їзні дороги;
- створення санітарно-побутових умов для працюючих.

3.8.1. Розрахунок побутових, адміністративних і санітарно-побутових приміщень тимчасового призначення.

Розрахунок площ тимчасових будівель і споруд проводиться по максимальній кількості робітників на будівельному майданчику та нормативній площі на одного робітника, який користується даним приміщенням.

Кількість робітників визначається за формулою:

$$N_{\text{заг}} = (N_{\text{об}} + N_{\text{ітп}} + N_{\text{нп}} + N_{\text{моп}}) \times k$$

де $N_{\text{заг}}$ - загальна кількість робітників, що працюють;

$N_{\text{нв}}$ - кількість робітників неосновного виробництва

$N_{об}$ - кількість робітників основного виробництва (згідно графіка руху робочих 47);

$N_{ітп}$ -кількість інженерно-технічних працівників;

$N_{моп}$ -кількість молодшого обслуговуючого персоналу;

Кількість робітників неосновного виробництва:

$$N_{нв} = (15\% \div 20\%)N_{об}, \text{ приймаємо } N_{нв} = 0,15 \times 47 = 7 \text{ чол.}$$

Кількість інженерно-технічних працівників

$$N_{ітп} = (8\% \div 9\%)(N_{об} + N_{нв}), \text{ приймаємо } N_{ітп} = 0,085 \times (47+7) = 5 \text{ чол.}$$

Кількість молодшого обслуговуючого персоналу

$$N_{моп} = (5\% \div 8\%)(N_{об} + N_{нв}), \text{ приймаємо } N_{моп} = 0,065 \times (47+7) = 4 \text{ чол.}$$

$k = 1.05-1.06$ - коефіцієнт, що враховує відпустки та захворювання, приймаємо $k = 1,055$

Тоді:

$$N_{заг} = (47+7+5+4) \times 1,055 = 66 \text{ чол.}$$

Необхідну площу тимчасових будинків визначаємо за формулою:

$$S_б = N_{заг} \times n_{од} \times k_{вп}, \text{ де}$$

$n_{од}$ – норма площі на одного працюючого,

$k_{вп}$ - коефіцієнт використання площі.

Розрахунок виконується в табличній формі результати розрахунку наведені у таблиці 4.

Відомість тимчасових приміщень

№ п/п	Група і тип тимчасових будинків і споруд	Розрахункова кількість робочих, які користуються приміщенням $N_{\text{заг}}=66$	Нормативна площа на 1 людину, $n_{\text{од.}}, \text{ м}^2$	$K_{\text{вп}}$ - коефіцієнт використання площі	Загальна площа приміщення, $S_{\text{б.}}, \text{ м}^2$	Прийнята тимчасова забудова, $S_{\text{б.}}, \text{ м}^2$	Серія (тип) будинку
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Контора виконавця робіт	$N_{\text{тип}} = 5$	4	1,0	20	2x16,2	Будівельний об'єм 48м ³ Площа забудови 16,2м ² Корисна площа 14,5м ²
2.	Приміщення для обігріву робочих	66	1,0	0,5	33	2 x 16,2	Будівельний об'єм 48м ³ Площа забудови 16,2м ² Корисна площа 14,5м ²
3.	Приміщення для відпочинку робочих	66	1,0	0,5	33	2 x 16,2	Будівельний об'єм 48м ³ Площа забудови 16,2м ² Корисна площа 14,45м ²
4.	Столова	66	0,75	0,5	24,75	24	Серія 420-03 розміри (9x2,7x4,5)
5.	Сушильня	66	0,2	0,5	6,6	14,5	Серія 420-04 розміри (6x2,7x2,5)
6.	Гардеробна	66	1,0	0,5	33	2x16.2	Будівельний об'єм 48м ³ Площа забудови 16,2м ² Корисна площа 14,45м ²
7.	Душова	66	0,5	0,5	16,5	14,5	Серія 420-04 розміри (6x2,7x2,5)
8.	Кімната для занять з	66	0,5	0,4	13,2	14,5	Серія 420-04

	охорони праці та техніки безпеки						розміри (6x2,7x2,5)
9.	Туалет	66	0,085	1,0	5,61	14,5	Серія 420-04 розміри (6x2,7x2,5)

3.8.2. Розрахунок складських приміщень і площадок

Для правильної організації складського господарства на будівельному майданчику необхідно мати:

- відкриті площадки для зберігання матеріалів, виробів та конструкцій, на які не впливають коливання температури і вологість;
- навіси для збереження матеріалів, на які не впливають коливання температури, але впливає вологість;
- закриті опалювані та неопалювані склади.

Визначити запас матеріалів на складі можливо за формулою:

Корисна площа складу визначається як:

$$Q_{\text{зап}} = \frac{Q_{\text{общ}} \times \alpha \times n \times K}{T} (\text{м}^2; \text{м}^3) \quad F = \frac{Q_{\text{зап}}}{q} (\text{м}^2)$$

Q-кількість матеріалів потрібних для будівництва (приймаємо з відомість потреби матеріалів);

α - коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів на склади – 1,1;

n- норма запасу матеріалів в днях;

K- коефіцієнт нерівномірності використання матеріалів – 1,3;

T-тривалість витрат матеріалів в добах (приймається згідно календарного плану);

$Q_{\text{зап}}$ - запас матеріалу що підлягають зберігання на складі;

$Q_{\text{общ}}$ – загальна кількість матеріалу для будівництва (визначається з відомості розрахунку потреби матеріалу);

S- загальна площа складу;

V- кількість матеріалу, що укладається на 1м² складу;

k_1 -коефіцієнт що враховує проходи між матеріалами;

Результати розрахунку наведені у таблиці 2.

Відомість розрахунку потрібних площ складу

таблиця 2

№ п/п	Назва матеріалів, напівфабрикатів, виробів та конструкцій, одиниця вимірювання	Загальна маса погрібного матеріалу - N_0	Тривалість витрат матеріалу, днів	Норма запасу (кількість днів запасу), $N_{зап}$	Коеф-ент нерівномірності постачання матеріалу K_1	Коеф-ент нерівномірності використання матеріалу K_2	Маса матеріалу, що збережується (запас на складі) $M_{ск}$	Норма збереження матеріалів на $1м^2$, $N_{зб}$	Корисна площа складу, $S_{ск}, м^2$	Коефіцієнт на проходах між складами, K_1	Повна площа складу, $S_{сп}, м^2$	Вид а складування та його розмір
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.	Цегла, тис. шт	541,19	75	3	1,1	1,3	32,47	0,7	46,38	1,7	78,8	навіс
2.	Розчин різний, $м^3$	850,03	55									Дві площадки розміром (3 x 4)=12 $м^2$ кожна
3.	Бетон товарний $м^3$	645,9	30									Дві площадки розміром (3 x 4)=12 $м^2$ кожна
4.	Блоки фундаментні $м^3$	298	15	3		1,3	59,67	0,8	74,59	1,7	126,8	відкрите
5.	Плити перекриття, $м^2/м^3$	274,77	25	5	1,1	1,3	137,4	0,85	116,8	1,7	198,56	Відкрите
6.	Палі залізобетонні, $м^3$	276	35	3	1,1	1,3	59,14	0,75	44,36	1,7	75,41	Відкрите.

7.	Колони,м ³	48	4	3	1,1	1,3	90	0,7	63	1,7	107,1	Відкрите
8.	Ригелі,м ³	46,5	8	3	1,1	1,3	43,6	0,3	13,08	1,7	22,23	Відкрите
9.	Перемички,м ³	21,63	5	3	1,1	1,3	32	0,07	2,24	1,7	3,81	Відкрите
10	Балки фундаментні,м ³	4,4	1	1	1,1	1,3	11	0,35	3,85	1,7	6,55	Відкрите
11.	Рубероїд,м ²	3643,29	16	5	1,1	1,3	39,8	18	2,2	2	4,4	Навіс

3.8.3. Забезпечення будівництва електроенергією

Проектування електропостачання будівельного майданчику полягає в визначенні споживачів електроенергією, виборів джерел електроенергії та підборі трансформатора .

Загальна потреба в електроенергії визначається на період максимального її витрачання: в години з максимальним споживанням електроенергії. Електроенергія на будівельному майданчику витрачається на силове устаткування, виробничо-технічні потреби та зовнішнє освітлення. Загальна потреба в електроенергії на будівельному майданчику складається з трьох складових:

- електроенергії на зовнішнє і внутрішнє освітлення будівельного майданчика;
- електроенергії на технічні потреби;
- електроенергії для живлення електродвигунів.

Електроенергія на будівельному майданчику для живлення електродвигунів визначається шляхом підсумовування потужності двигунів на устаткування і машинах відповідно до графіка.

Сумарна потужність електроенергії визначається за формулою:

$$P_{\text{ТР}} = \alpha \left(\frac{\sum P_{\text{С}} \cdot k_1}{\cos \varphi_1} + \frac{\sum P_{\text{Т}} \cdot k_2}{\cos \varphi_2} + \sum P_{\text{ОС}} \cdot k_3 + \sum P_{\text{НО}} \cdot k_4 \right)$$

де

$P_{\text{ТР}}$ - необхідна потужність в кВт;

α - коефіцієнт витрат потужності в мережі в межах (1,05...1,1);

$\sum P_{\text{СС}}$ - сума потужності установлених електродвигунів;

$\sum P_{\text{Т}}$ - сума потужності на виробничо-технологічні потреби;

$\sum P_{\text{ВО}}$ - сума потужності внутрішнього освітлення;

$\sum P_{\text{НО}}$ - сума потужності зовнішнього освітлення;

Коефіцієнти попиту відповідних груп:

$k_1 = 0,6$ при числі двигунів до 5 штук;

$k_2 = 0,5$ при числі двигунів до 6...8 штук;

$k_3 = 0,4$ при числі двигунів більше 8 штук;

$k_4 = 0,6$ при числі двигунів більше 8 штук;

$\cos \varphi_1$ та $\cos \varphi_2$ - середні коефіцієнти потужності (0,7...0,8); приймаємо 0,7.

Розраховуємо міцність установки для виробничих потреб:

$$P_c = \frac{\sum P_c \cdot k_c}{\cos \varphi}, \text{ де } \cos \varphi - \text{ коефіцієнт потужності, що залежить від}$$

навантаження.

k_c - коефіцієнт потреби в електроенергії.

таблиця 3.

Розрахунок потреб в електроенергії

№ п/п	Машини та механізми	Од. виміру	Кількість	Потужність електродвигунів, кВт	Загальна потужність, кВт
1.	Кран баштовий КБ-674А	шт.	1	157	157
2.	Трамбівка ІЕ-4502	шт	4	0,4	1,6
3.	Бетонолом ІЕ-4216	шт	1	1,68	1,68
4.	Бетононасос С-252	шт	1	28	28
5	Вібратор ІВ-105	шт	2	4,5	9
6.	Зварювальний агрегат ТСК-500	шт	2	20	40
7.	Розчинонасос С-251	шт	2	1,7	3,4
8.	Глибинний вібратор КВ-112	шт	2	0,55	1,1
9.	Кутова шліфувальна машина ІЕ-2106	шт	2	0,6	1,2
10.	Електричні ножиці ІЕ-5404	шт	1	0,23	0,23
11.	Перфоратор ІЕ-4713	шт	5	0,35	1,75
12.	Агрегат для перекачування бітумних мастик СО-119 А	шт	1	2,2	2,2
13.	Розчинонасос СО-171	шт	1	7,5	7,5
14.	Агрегат для нанесення бітумної мастики СО-122 А	шт	1	4,9	4,9

15.	Віброрейка СО-131 А	шт	1	0,3	0,3
16.	Затирочна машина СО-89 А	шт	2	0,6	1,2
17.	Машина для зварювання лінолеуму СО-104 А	шт	1	2,125	2,125
18.	Розчинозмішувач С-206Р	шт.	2	4,3	8,6
19.	Електричний лобзик Макіта-325	шт	2	0,8	1,6
20.	Штукатурна станція СО-57 А	шт	2	3	6
21.	Шпаклювальний агрегат ІЕ-2201-Б	шт	2	0,3	0,6
22.	Фарбувальний агрегат С-491-Е	шт	2	0,2	0,4
23.	Мийна машина СО-113	шт	1	6	6
	Разом:				286,39

$$D_C = \frac{\sum P_c \cdot k_c}{\cos \phi} = \frac{157 \cdot 0,6 + 11,6 \cdot 0,6 + 1,68 \cdot 0,6 + 28 \cdot 0,6 + 9 \cdot 0,6 + \tilde{\sigma}}{0,7}$$

$$\tilde{\sigma} \frac{40 \cdot 0,6 + 3,4 \cdot 0,6 + 1,1 \cdot 0,6 + 1,2 \cdot 0,6 + 0,23 \cdot 0,6 + \tilde{\sigma}}{0,7}$$

$$\tilde{\sigma} \frac{1,75 \cdot 0,6 + 2,2 \cdot 0,6 + 7,5 \cdot 0,6 + 4,9 \cdot 0,6 + 0,3 \cdot 0,6 + 1,2 \cdot 0,6 + \tilde{\sigma}}{0,7}$$

$$\tilde{\sigma} \frac{2,125 \cdot 0,6 + 8,6 \cdot 0,6 + 1,6 \cdot 0,6 + 6 \cdot 0,6 + 0,6 \cdot 0,6 + 0,4 \cdot 0,6 + \tilde{\sigma}}{0,7}$$

$$\tilde{\sigma} \frac{6 \cdot 0,6}{0,7} = \frac{171,833}{0,7} = 245,47 \text{ кВт}$$

Потужність мережі внутрішнього освітлення визначається за формулою:

$$\sum P_{BO} = S_n \times P \times k, \text{ де}$$

S_n - площа, що освітлюється в приміщенні;

P - питома потужність на 1 м² площі, кВт

k - коефіцієнт попиту (0,9 ... 1,1), приймаємо $k = 1$.

таблиця 4.

Розрахунок потужності мережі внутрішнього освітлення

№ п/п	Споживачі електричної енергії	Площа приміщення, м ²	Питома потужність, кВт	Коефіцієнт попиту	Потужність, кВт
1.	Контора виконавця робіт	4	15	1	0,06
2.	Приміщення для обігріву робочих	44	12	1	0,528
3.	Приміщення для відпочинку робочих	44	12	1	0,528
4.	Столова	48	13	1	0,624
5.	Сушильня	48	5	1	0,24
6.	Гардеробна	48	15	1	0,720
7.	Душова	48	3	1	0,144
8.	Кімната для занять з охорони праці та техніки безпеки	48	12	1	0,576
9.	Туалет	48	5	1	0,240
	Разом:				3,66

Визначаємо потужність мережі зовнішнього освітлення за формулою:

$$P_{зо} = \sum P \times k.$$

Приймаємо коефіцієнт попиту $k = 1$.

$$P_{доріг} = 3,5 \text{ кВт}$$

$$P_{охорони} = 1,5 \text{ кВт}$$

$$P_{території будинку} = \frac{0,4 \cdot 2254,9}{1000} = 1 \text{ кВт}$$

$$P_{\text{складу}} = \frac{2,5 \cdot 623,66}{1000} = 1,56 \text{ кВт}$$

$$P_{30} = (3,5 + 1,5 + 1,56 + 1,0) \times 1,0 = 7,56 \text{ кВт}$$

За сумарною потужністю електроенергії визначаємо трансформаторну підстанцію.

$$\text{Потужність трансформатору: } P_{\text{ТР}} = 1,1 \times (286,39 + 3,66 + 7,56) = 327,37 \text{ кВт}$$

Приймаємо трансформаторну підстанцію типу **СКПТ-560** (потужність 560 кВт, маса 3100 кг, габаритні розміри 3,4x2,27 м вартістю 3018 грн)

3.8.4. Розрахунок забезпечення будівництва тимчасовим водопостачанням

Тимчасове водопостачання на будівельний майданчик призначене для забезпечення виробничих, господарсько-побутових та протипожежних потреб.

3.8.4.1. Витрати води на виробничі потреби визначаємо на основі календарного графіка за формулою:

$$Q_B = \frac{V \times n_B \times K_r}{T_3 \times 100}, \text{ м}^3/\text{ГОД.},$$

$$Q_B = \frac{\sum Q_{\text{MAX}} \times K_r}{8 \times 3600}, \text{ л/сек.}, \text{ де}$$

$\sum Q_{\text{MAX}}$ - максимальні загальні витрати води на виробничо-технологічні потреби, л

$K_r = 1,5 \div 3,0$ – коефіцієнт нерівномірності споживання води за годину, приймаємо $K_r = 2,25$.

Приймаємо максимальні загальні витрати води на приготування розчинів та бетонів.

Щозмінна потреба в розчинах – 7 м³.

Щозмінна потреба в бетонах – 17,1 м³.

$$Q_p = 7 \times 400 = 2800 \text{ л};$$

$$Q_b = 17,1 \times 400 = 6840 \text{ л};$$

$$Q_A = \frac{(6840 + 2800) \times 2,25}{8 \times 3600} = 0,75 \text{ л/сек.}$$

3.8.4.2. Визначаємо витрати води на господарсько-побутові потреби.

$$Q_{\text{гп}} = \frac{N_{\text{п}} \times B_{\text{в}} \times K_{\text{г}}}{T_{\text{зм}} \times 100}, \text{ м}^3/\text{ГОД.}, \text{ де}$$

$N_{\text{п}}$ - число працюючих в максимальну зміну ($N_{\text{п}} = 48$ чоловік) ;

$B_{\text{в}}$ - витрати води на господарсько-побутові потреби одного працюючого, л.

таблица 5.

Розрахунок витрат води на господарсько-побутові потреби

№ п/п	Витрати	Вимірник.	Питомі витрати	Кількість користувачів, чоловік	Затрати води, л
1.	На будівництві за відсутністю каналізації	1 робітник	15,0	48	720
2.	Душові установки.	1 робітник	30	48	1440
3.	Їдальня	1 робітник	15	48	720
	Разом				2880

Витрати води на виробничі потреби в секунду становлять:

$$q = \frac{Q_{\text{зм}} \times 1000}{3600}, \quad Q_{\text{зм}} = \frac{2880 \times 2,25}{8 \times 1000} = 0,81 \text{ м}^3/\text{ГОД.},$$

$$q = \frac{0,81 \times 1000}{3600} = 0,225 \text{ л/сек.}$$

3.8.4.3. Норму витрат води на пожежогашіння приймаємо 10 л/сек (площа будівництва складає до 2,25 га).

Діаметр трубопроводу для тимчасового водопроводу розраховуємо за формулою:

$$D_{\text{тр}} = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 1000}{V \times \pi}}, \text{ мм, де}$$

$$Q = 10 + 0,225 + 0,75 = 10,975 \text{ л/сек.}$$

$V = 0,7 \dots 1,2$ - швидкість руху води по трубах;

Приймаємо середнє значення $V = 0,7$ м/с.

$$D_{\text{об}} = \sqrt{\frac{4 \times 10,975 \times 1000}{0,7 \times 3,14}} = 141,32 \text{ мм.}$$

Приймаємо труби діаметром 150 мм.

Розділ 7. Економічний

7.1. Вибір оптимальних варіантів конструктивних або технологічних рішень до проекту

Технічні характеристики покрівельних матеріалів

В даному проекті передбачається знайти і застосувати найбільш раціональне покриття підлоги підвалу. Вивчення та аналіз підлог із керамічної плитки, мозаїчного покриття, що дані покриття відповідають вимогам технічного прогресу проекту цього об'єкту.

Плиточні підлоги, для влаштування яких використовують керамічну плитку завтовшки 20-13 мм. Керамічну плитку вкладають по бетонній основі на клеїчому розчину Церезит. Підлоги із керамічної плитки влаштовують в тих приміщеннях

Мозаїчні підлоги, для влаштування яких використовують мозаїчну суміш завтовшки 20 – 25 мм. Мозаїчну суміш вкладають по бетонній основі.

Розрахункові дані підлоги із керамічної плитки на 100 м²

Кошторисна вартість	33,221	тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	1,078	тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	21,584	тис. грн.
Середній розряд робіт	3.0	розряд
Вимірник одиничної вартості	100.00	м ²
Показник одиничної вартості	332,21	грн.

№ п/	Шифр і номер позиції	Найменування робіт і витрат,	Кількість	Вартість одиниці, грн.	Загальна вартість, грн.	Витрати труда робітників, люд.-год.
------	----------------------	------------------------------	-----------	------------------------	-------------------------	-------------------------------------

п	нормативу	одиниця виміру	4	всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин		
				заробітної плати	в тому числі заробітної плати			в тому числі заробітної плати	тих, що обслуговують машини		
									на одиницю	всього	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	E11-2-9	Улаштування підстилаючих бетонних шарів м3	100	<u>105,33</u> 104,96	<u>-</u> -	10533	10496	<u>-</u> -	<u>5,78</u> -	<u>578</u> -	
2	E11-1-2	Ущільнення ґрунту щебенем 100м2	1	<u>274,45</u> 195,40	<u>79,05</u> 20,14	274	195	<u>79</u> 20	<u>10,76</u> 0,94	<u>11</u> 1	
3	E11-6-1	Улаштування гідроізоляції методом наплення уперфлекс 100S 100м2	1	<u>2520,74</u> <u>2289,49</u>	<u>231,25</u> 203,27	2521	2289	<u>232</u> 203	<u>109,65</u> 11,85	<u>110</u> 12	
4	E11-11-1	Улаштування стяжок цементно-піщаного розчину товщиною 20 мм 100м2	1	<u>1103,54</u> 965,25	<u>136,97</u> 100,68	1104	965	<u>137</u> 101	<u>56,25</u> 5,81	<u>56</u> 6	
5	E11-11-2	Додавати на кожні 5 мм зміни товщини цементних стяжок 100м2	1	<u>67,39</u> 48,05	<u>19,34</u> 10,09	67	48	<u>19</u> 10	<u>2,80</u> 0,57	<u>3</u> 1	
6	E11-27-3	Улаштування покриття на клею чо му розчині Церезіт СМ115 з плиток керамічних одноколірних із фарбником 100м2	1	<u>3711,55</u> 3177,10	<u>525,66</u> 339,48	3712	3177	<u>526</u> 339	<u>167,48</u> 19,45	<u>167</u> 19	
		Разом прями витрати по кошторису, грн.					18211	11717 0	<u>993</u> 673	-	<u>925</u> 39
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					48				

	всього заробітна плата, грн.	17843			
	Загальновиробничі витрати, грн.	15010			
	трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.	114			
	заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.	3741			

	Прямі витрати будівельних робіт , грн.	18211			
	в тому числі:				
	вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.	48			
	заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.	17170			
	заробітна плата в експлуатації машин, грн.	673			
	Загальновиробничі витрати, грн.	15010			
	трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.	114			
	заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.	3741			
	Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.	33221			
	кошторисна трудоємність, люд.-год.	1078			
	кошторисна заробітна плата, грн.	21584			

	Всього по кошторису, грн.	33221			
	Кошторисна трудоємність, люд.-год.	1078			
	Кошторисна заробітна плата, грн.	21584			

Розрахункові дані мозаїчної підлоги на 100 м²

Кошторисна вартість	34,506	тис. грн.
Кошторисна трудоємність	1.122	тис.л юд.- год.

	вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.	39			
	всього заробітна плата, грн.	18615			
	Загальновиробничі витрати, грн.	15632			
	трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.	119			
	заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.	3889			

	Прямі витрати будівельних робіт , грн.	18874			
	в тому числі:				
	вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.	39			
	заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.	17939			
	заробітна плата в експлуатації машин, грн.	676			
	Загальновиробничі витрати, грн.	15632			
	трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.	119			
	заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.	3889			
	Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.	34506			
	кошторисна трудоємність, люд.-год.	1122			
	кошторисна заробітна плата, грн.	22504			

	Всього по кошторису, грн.	34506			
	Кошторисна трудоємність, люд.-год.	1122			
	Кошторисна заробітна плата, грн.	22504			

Висновок : за розрахунковими даними таблиць одержано (на 100 м2)

1. Зниження заробітної плати : $(22504 - 21584 = 920 \text{ грн.})$
2. Скорочення трудових затрат ($1122 - 1078 = 44 \text{ л/год.})$
3. Різниця прямих витрат ($18874 - 18211 = 663 \text{ грн.})$

За всіма показниками відносно до порівняних характеристик видно не значне коливання в показниках, тож приймаємо підлогу із керамічної плитки (ГОСТ-26633, ДСТУ Б В.2.7-43-96).

7.2 Визначення вартості будівництва

Вартість будівництва визначена на підставі таких вихідних даних:

1. Архітектурно-конструктивна частина даного проекту.
2. Організаційно-технологічної частини з використанням “Відомості об’ємів робіт, умов виконання будівельно-монтажних процесів та прийнятих методів зведення будівельних об’єктів.
3. Методичних вказівок і рекомендацій установлених “Стандартом підприємства (розробленим будівельним факультетом)”

Нормування кошторисної вартості будівлі проведено у відповідності збірників нормативних документів Держбуду України з питань ціноутворення по організації будівництва ДБН-Д.1.1-2000.

Для основного об'єкта будівництва складено зведений кошторис вартості будівництва, об'єктний кошторис №2-1, локальний кошторис №2-1-1 на загальнобудівельні роботи, використовуючи програму АВК-5(ред 2.11.4) Локальні кошториси №2 на внутрішні санітарно-технічні та №2-1-3 на електро-монтажні та слаботочні, розроблені на підставі УКН - укрупнених кошторисних норм на 1м³ будівельного об'єму.

Кошторис складено в цінах на 17 травня 2012 року.

7.3. Розрахунок техніко-економічних показників проекту

1. Показник $K_{уд}$ - питомих капітальних вкладень на основну розрахункову одиницю (1 м³ будівельні чи обсяги 1 м² загальної площі будівлі і т.д.).

$$K_{уд} = K_B : V_{зд} = 13696 : 24048 = 0,569 \text{ тис. грн./м}^3 ;$$

$$K_{уд} = K_B : S_{зд} = 13696 : 2254 = 6,076 \text{ тис. грн./м}^2 ;$$

де K_B - повна кошторисна вартість об'єкта (об'єктів), грн.;

$V_{зд}$, $S^{зд}$ - технічні показники об'єкта, m^3 , m^2 і т.д.

2. Об'ємно –планувальні показники визначаємо згідно з архітектурно-будівельним розділом.

3. Показники потреби в основних будівельних матеріалах (п.7) на 1 м загальній (корисної, приведеної) площі бетону, сталі і т.д. підраховуються на підставі «Відомості обсягів робіт і вироблення ресурсів».

4. Технологічність проектних рішень визначається за наступними показниками:

- рівень збірності ($K_{сб}$ - коефіцієнт збірності) підраховується по формулі:

$$K_{сб} = C_{ст.сб.к} : C_{ст.м-к}$$

$$K_{сб} = 97,1 / 632,1 = 0,22$$

де $C_{ст.сб.к}$ - кошторисна вартість збірних конструкцій з бетону, залізобетону, дерева і металу, тис.грн, що приймається за даними локальних кошторисів;

$C_{ст.м-к}$ - кошторисна вартість усіх матеріалів і конструкцій, грн, що також приймається по локальних кошторисах.

M_m - маса (тоннах) конструкцій і матеріалів на 1 m^2 загальній (корисної, приведеної) площі, число типорозмірів збірних конструкцій, а також найбільших і середня їх вага встановлюються по специфікаціях з архітектурно-будівельного розділу проекту.

Техніко-економічні показники проекту

№ п/п	Найменування показників	Одиниці вимірювання	Показники
1	2	3	4
1.	Виробнича потужність	Людей одночасно	500
2	Об'ємно-планувальні показники - площа забудови - будівельний об'єм - загальна корисна площа - виробнича площа - К1- відношення виробничої площі до загальної корисної - К2 – відношення будівельного об'єму до загальної площі	м ² м ³ м ² м ²	2254,9 24048,14 5457,12 3941,86 0,72 4,41
3	Показники кошторисної вартості - загальна кошторисна вартість - в т. числі будівельно-монтажних робіт - інші витрати	тис. грн тис. грн. тис. грн.	13696,8852 11205,96028
4.	Трудові витрати на зведення об'єкту	тис.л. год.	148,576
5	Показники витрат основних матеріалів на 1 м ² загальної площі - бетон та залізобетон - сталь - цемент - лісоматеріали	м ³ /м ² кг/м ² т/м ² м ³ /м ²	0,32 19,93 0,065 0,008
6.	Показники технологічності - рівень збірності Кзб - число типорозмірів збірних елементів - маса монтажних елементів найменша найбільша	 тн	0,1 142 0,021 4,55
7.	Тривалість будівництва об'єкту	днів	

	- за проектом		528
	- за нормами		640
8.	Економічний ефект від зниження термінів будівництва $E = H \cdot k \cdot V \cdot (T_1 - T_2)$	тис. грн	760,1771