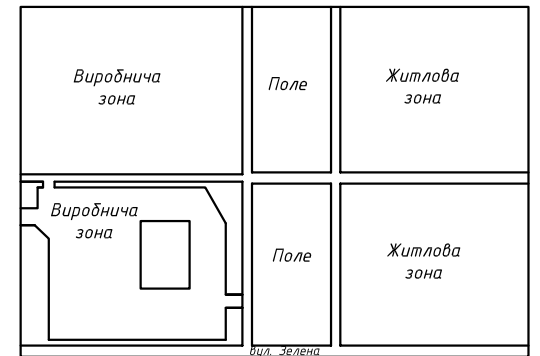
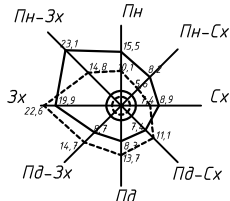


Повторюваність
напряму вітру

Генплан М 1:500

Ситуаційна схема

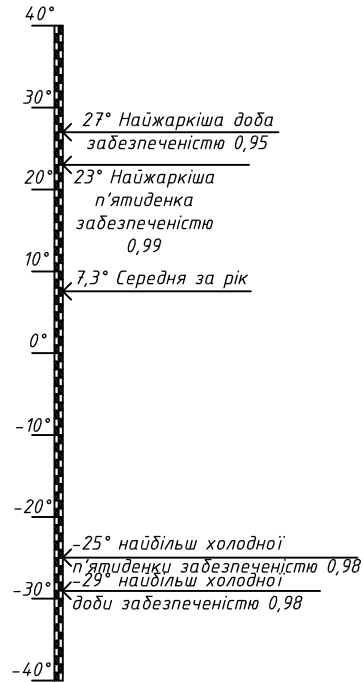


Січень 2А
Липень

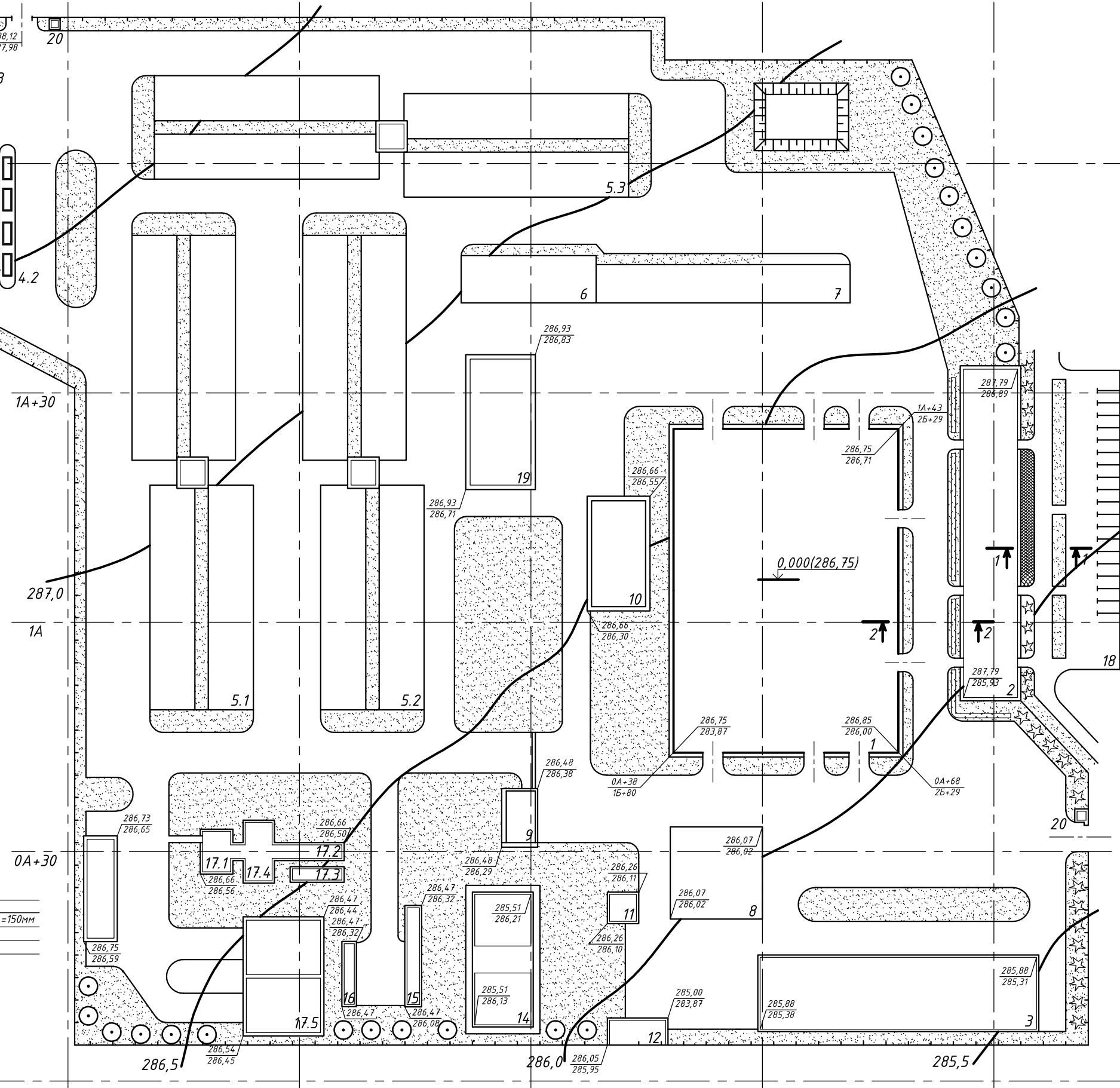
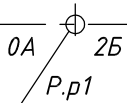
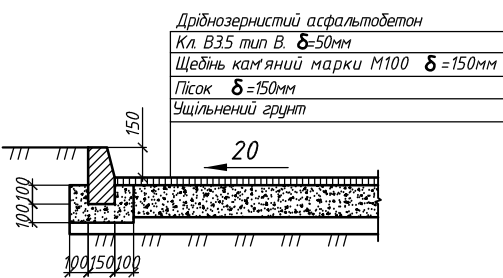
Експлікація будівель і споруд

№ п/п	Найменування показників	Коор. кута квадрату буд.
1	Виробнича база	0А+50;1Б+50
2	Адміністративне приміщення	0А+50;2Б
3	Матеріально-технічний склад	0А;2Б
4	Паливно-заправочний пункт	
4.1	Майданчик паливних резервуарів	1А+50;0Б
4.2	Майданчик заправочних островків	1А+50;0Б
4.3	Операторська	1А+50;0Б+50
5-5.3	Відкрита стоянка	2А;0Б
6	Відкрита стоянка гусеничної техніки	1А+50;1Б
7	Стоянка машин очікуючих ремонт	1А+50;1Б+50
8	Майданчик для зберігання приладів та металолому	0А;1Б+50
9	Трансформаторна	0А+50;1Б
10	Очисні споруди миття машин	1А;1Б+50
11	Склад ПММ	0А;1Б+50
12	Очисні споруди дощових вод	0А;0Б+50
13	Котельня	0А;1Б+50
14	Резервуари протипожежного запасу води	0А;1Б
15	Протипожежна насосна станція	0А;1Б
16	Каналізаційна насосна станція	0А;1Б
17	Очисні споруди господарсько-побутових стоків	0А;0Б+50
17.1	Виробничо-допоміжна будівля	0А;0Б+50
17.2	Блок-бокс до очистки	0А;0Б+50
17.3	Блок резервуарів	0А;0Б+50
17.4	Будівля аеротенків	0А;0Б+50
17.5	Мулові майданчики	0А;0Б+50
18	Стоянка індивідуального транспорту	0А+50;2Б+50
19	Гараж	1А;1Б
20	Бюро пропуску	

Шкала температур

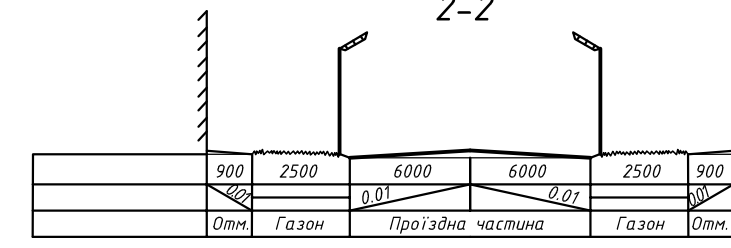
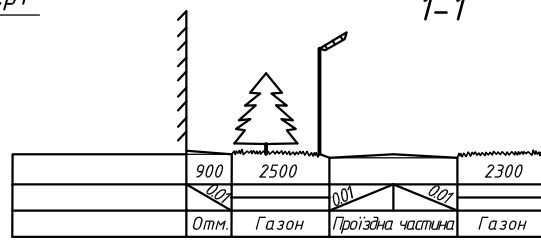


Розріз проїзду



Умовні позначення

- проектуєча будівля
- квітник
- газон
- огорожа
- дерева рядової посадки
- кущі рядової посадки
- хвої рядової посадки

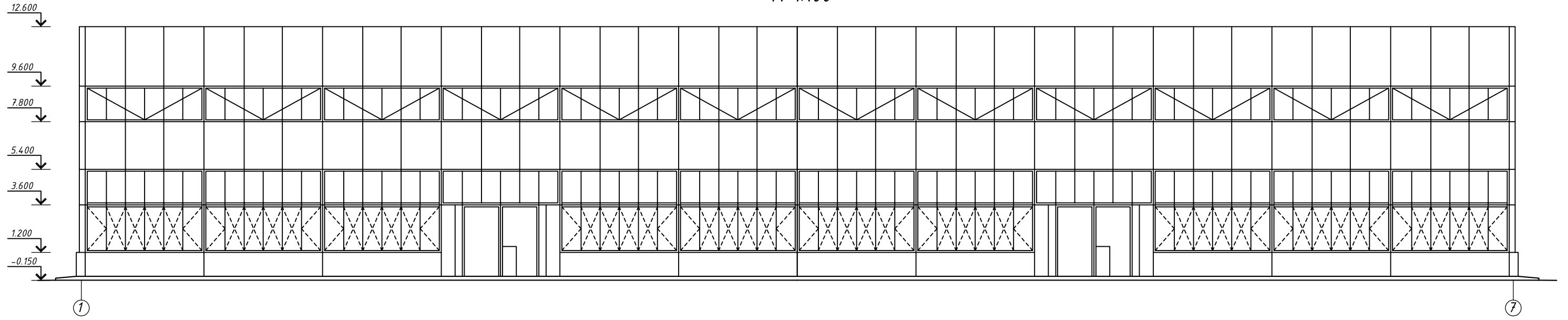


Механічні характеристики

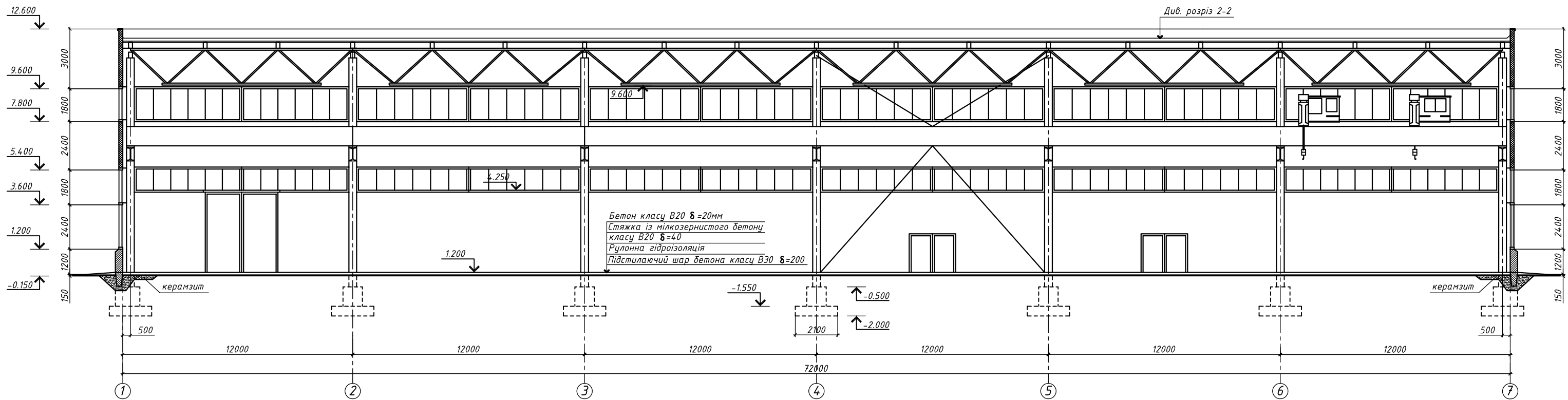
№ п/п	Найменування показників	Од. вим.	Кількість	%
1	Площа ділянки забудов	га	4,6	100
2	Площа забудови	м²	9407,5	20,5
3	Площа твердого покриття			
	в тому числі проїзди	м²	17682	38
	стоянки	м²	6687,5	14,5
4	Площа озеленення	м²	12223	27
5	Довжина огороження	м	882,5	-
	Коефіцієнт використання території	-	0,73	-
	Коефіцієнт озеленення території	-	0,27	-

2МБ 20235 АБ			
Виконав	П.І.Б.	Підпис	Дата
Перевірив	Курган В.В.		
Керівник	Руденко В.В.		
Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів, м. Вінниця			
Генеральний план, ситуаційний план, експлікація будівель, ТЕП по генплану			
Н.контр.	Руденко В.В.	Старий	Аркуш
Затв.	Сажко О.В.	Аркуш	Аркуш
КР 1 12			
Національний університет імені Юрія Коцюбинського, Кафедра БЦ			

Фасад 1 - 7
М 1:100

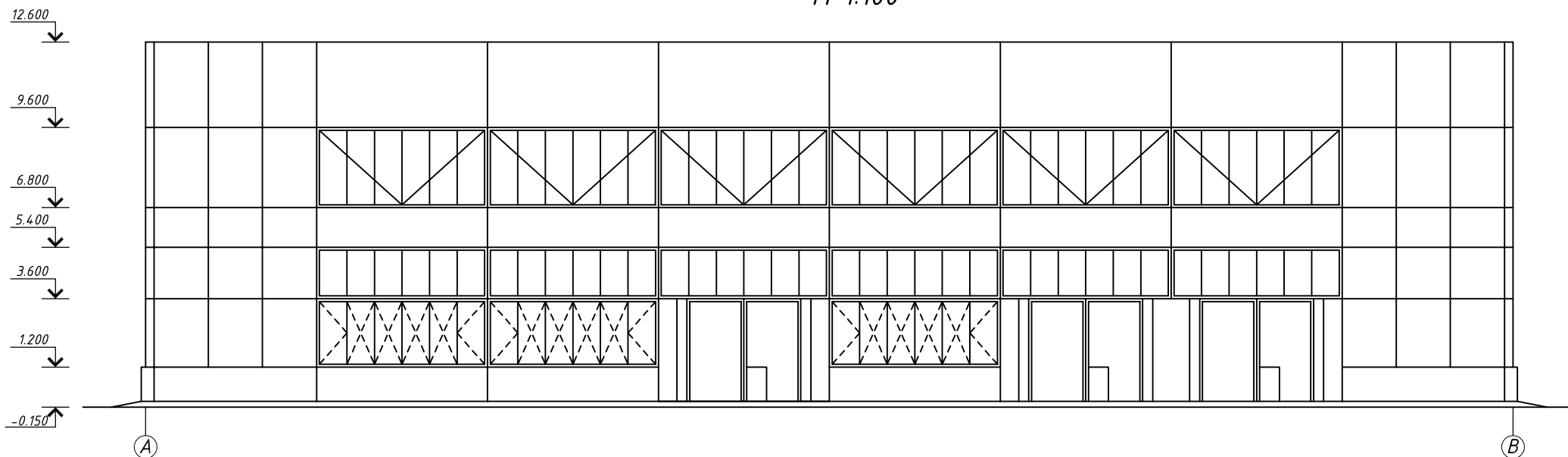


Розріз 1 - 1
М 1:100

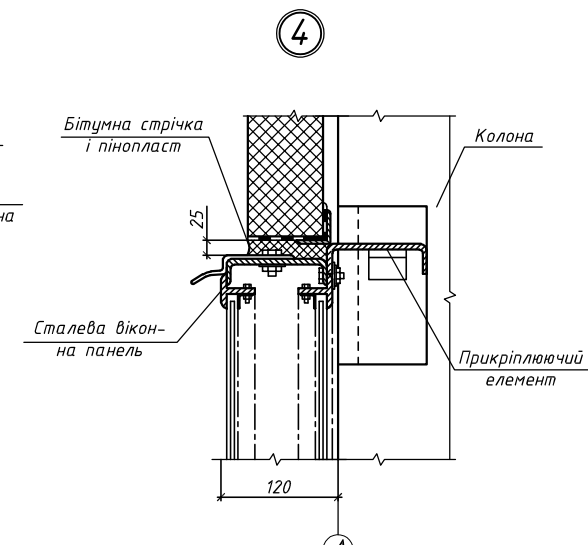
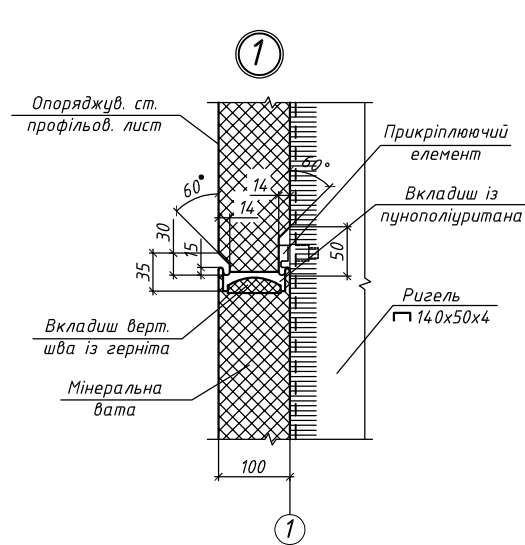
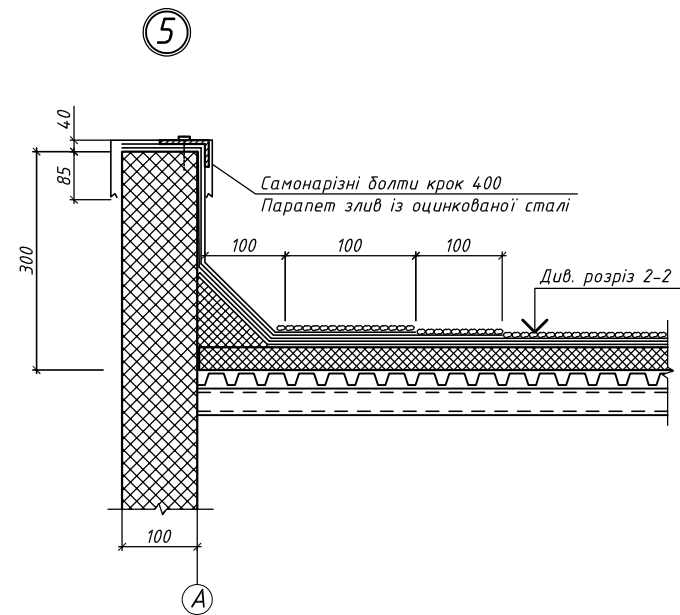
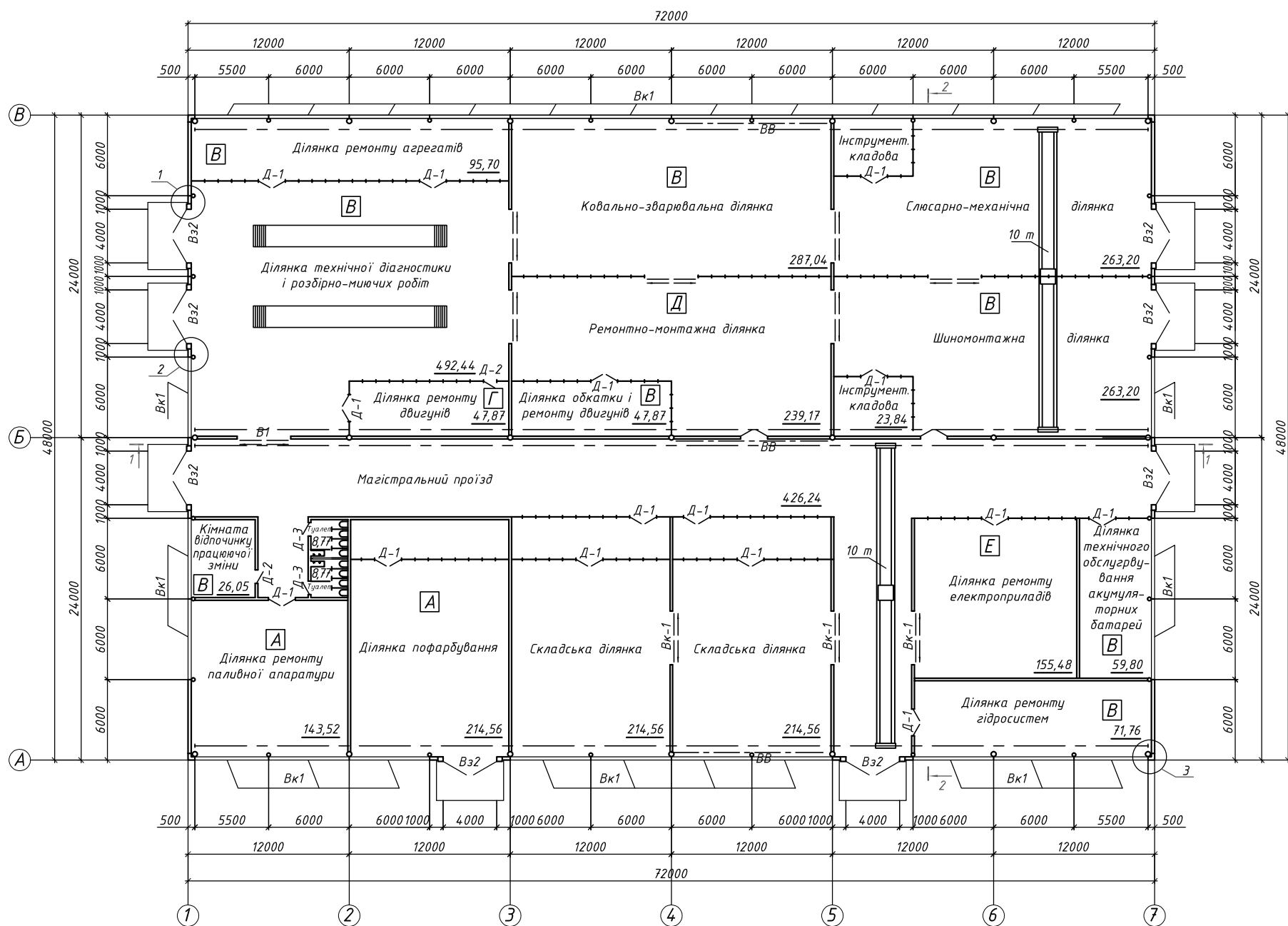


				2МБ 20235 АБ		
				Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів, м. Вінниця		
Виконав	П.І.Б.	Підпис	Дата			
Перевірив	Руденко В.В.			Стадія	Аркуш	Аркушів
Керівник	Руденко В.В.			КР	2	12
Н.контр.	Руденко В.В.			Фасад 1-7, Розріз 1-1		
Затв.	Сенко О.В.			Національний університет імені Фріда Кондратюка Кафедра БЦ		

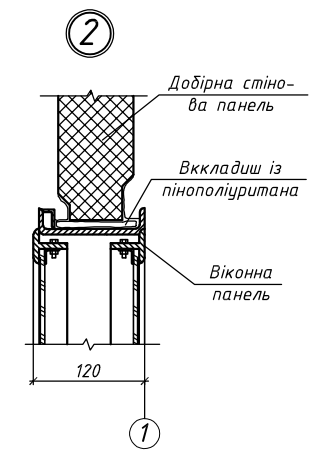
Фасад А-В
М 1:100



План на позначці 0.000
М 1:200



Відомість заповнення віконних та дверних проїмів

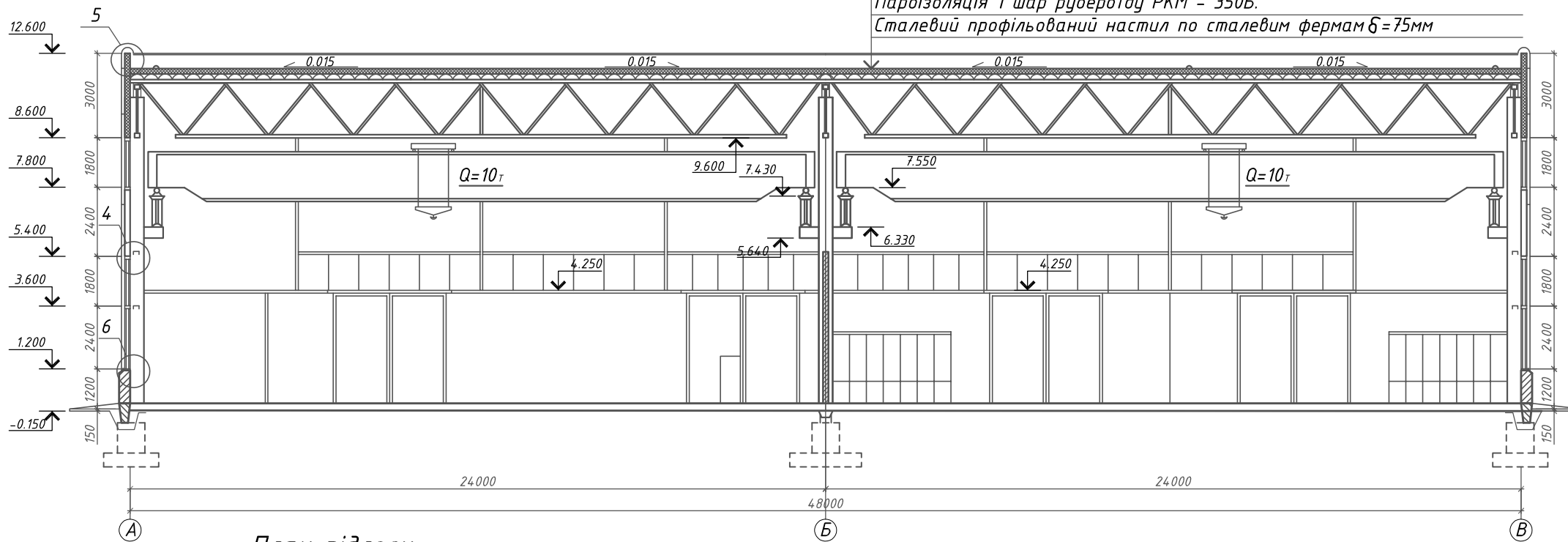


Позначення	ГОСТ серія	Розміри	Кількість	Прим.
1	ВК-1	серія 1386-10	6000x2400	28
2	ВК-2	серія 1386-10	6000x1200	72
3	Д-1	ГОСТ 17630-84	2020x2400	17
4	Д-2	ГОСТ 17630-84	1060x2400	3
5	Д-3	ГОСТ 17630-84	810x2070	2
6	В-1	серія 3471-08	4020x4000	8
7	В-2	серія 3471-08	4020x3600	8

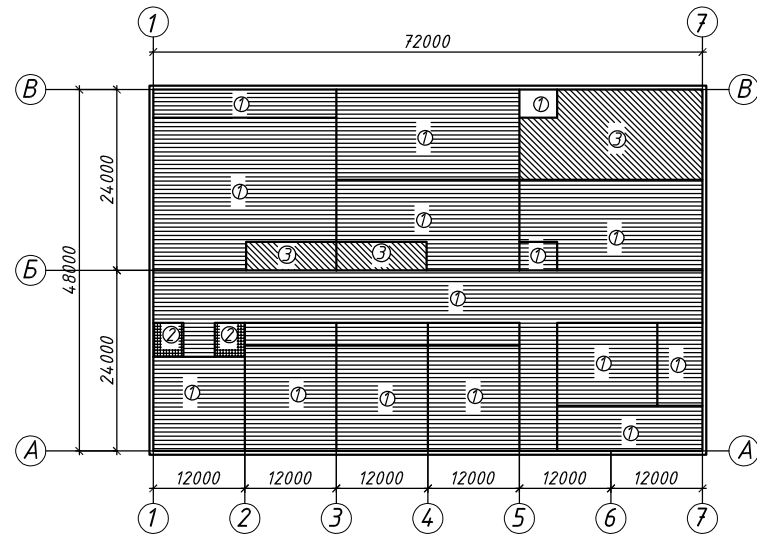
		2МБ	20235	АБ
Виконав	П.І.Б.	Підпис	Дата	Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів, м. Вінниця
Перевірив	Руденко В.В.			Сталія
Керівник	Руденко В.В.			Аркуш
				КР 3 12
Н.контр.	Руденко В.В.	Фасад А-В, план на позначці 0.000,		Національний університет імені Віри Кондратюк Кафедра БЦІ
Затв.	Семко О.В.	вузл, відомість заповнення віконних та дверних проїмів		

Розріз 2 - 2
М 1:100

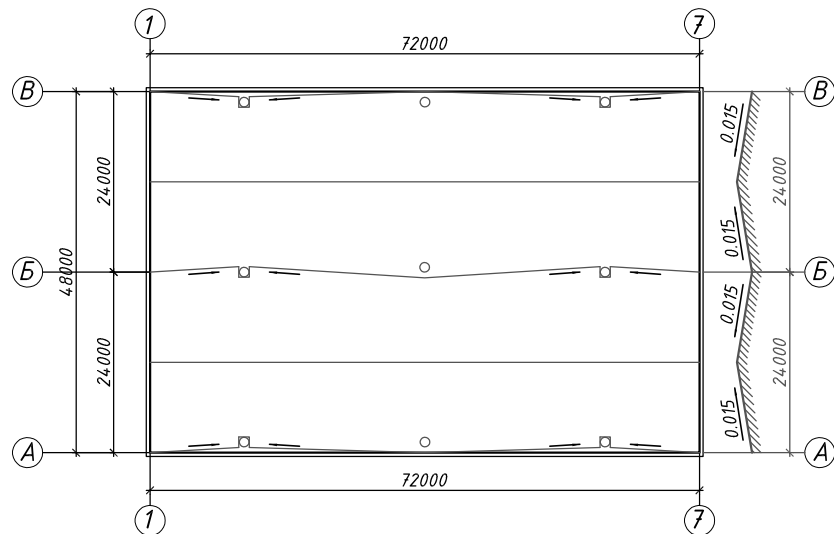
Два шари єврорубероїду.
Утеплювач підвищеної жорсткості "ROCKMIN" $\gamma=200\text{кг/м}^3$; $\delta=100\text{мм}$.
Пароізоляція 1 шар рубероїду РКМ - 350Б.
Сталевий профільований настил по сталевим фермам $\delta=75\text{мм}$



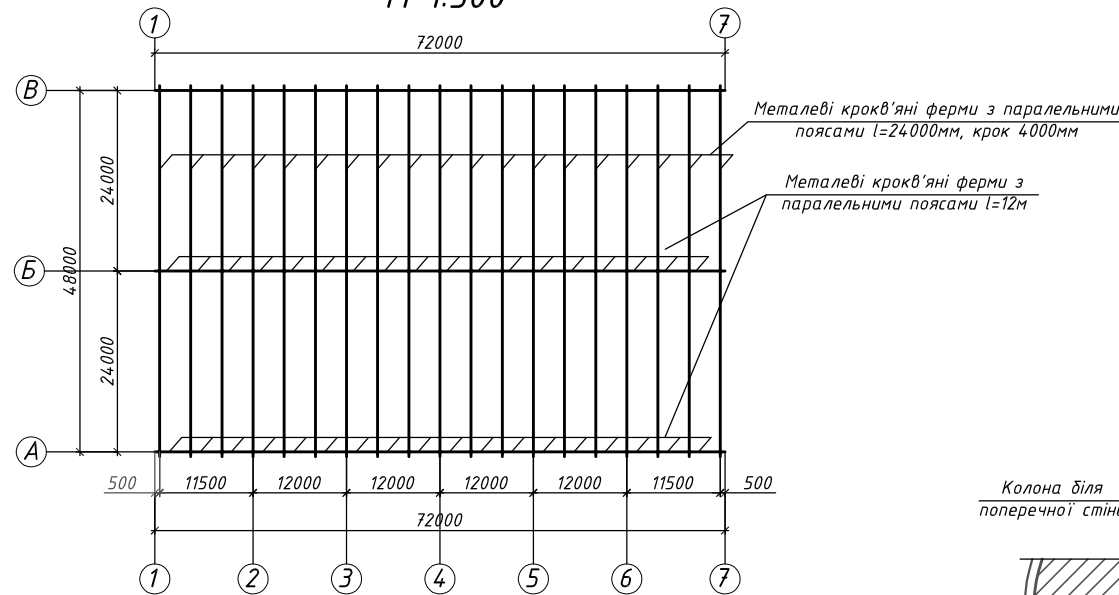
План підлоги
М 1:500



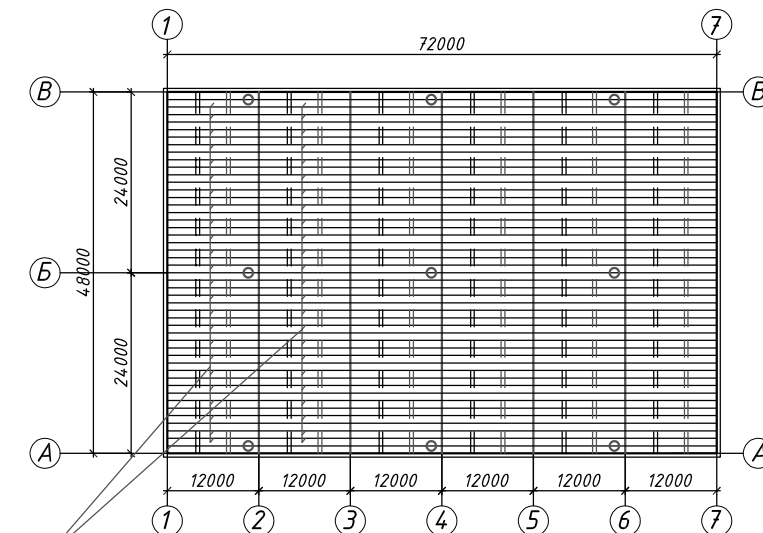
План покрівлі
М 1:500



План ферм
М 1:500



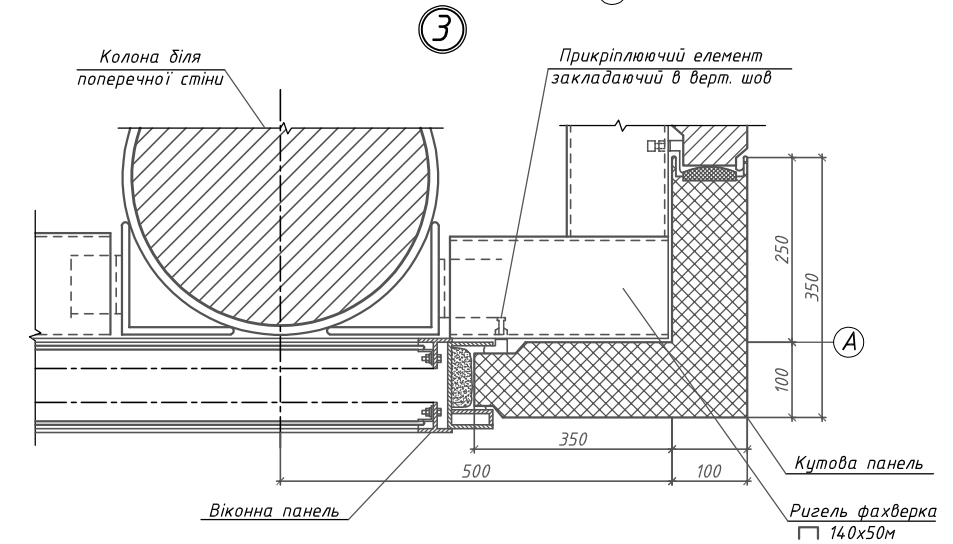
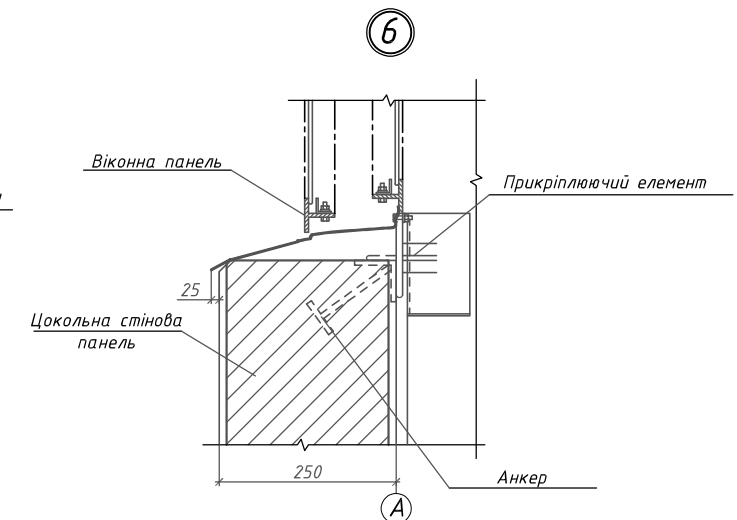
План покриття
М 1:500



Сталевий профільований настил
12000x1000 H79-680-1.0

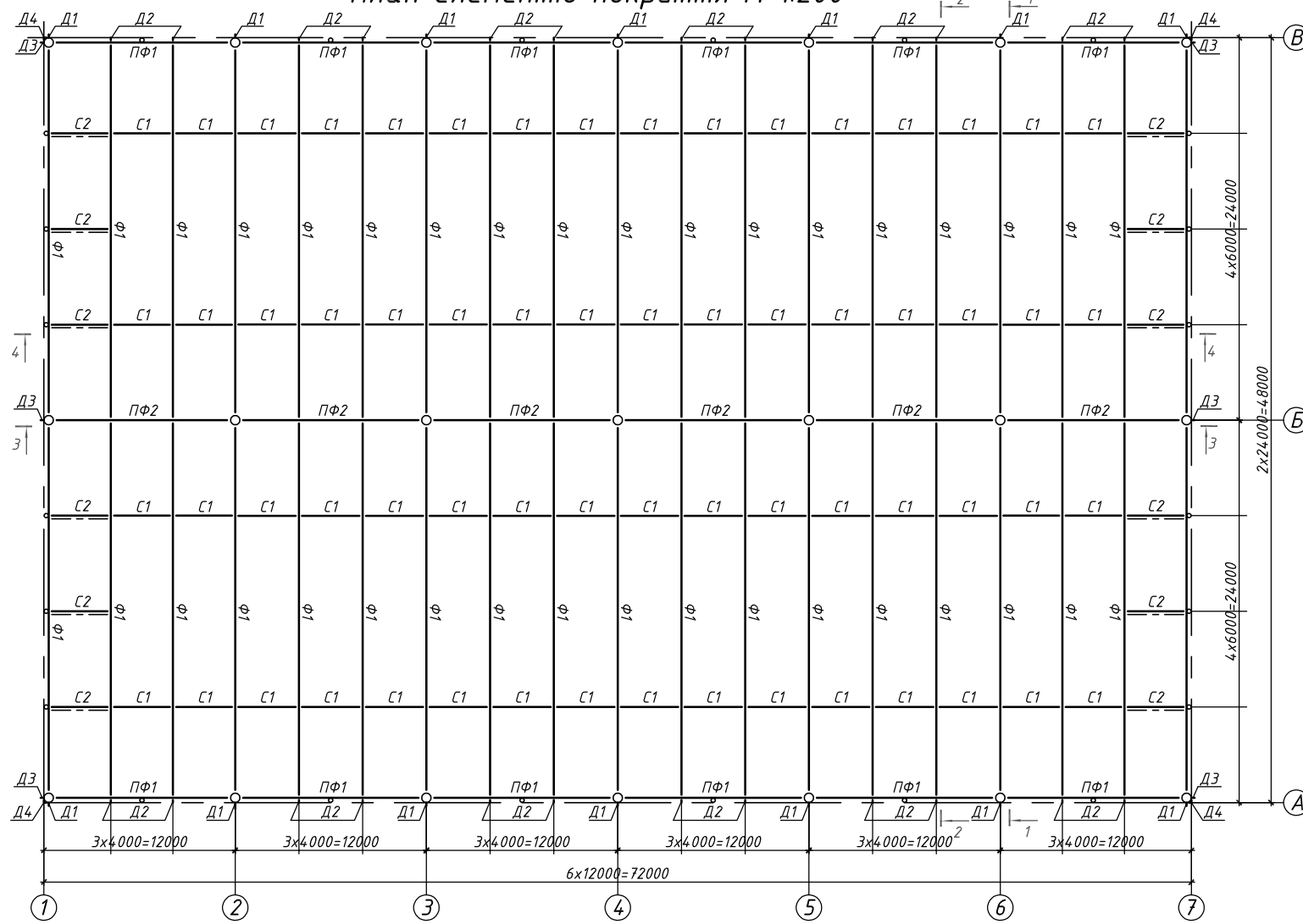
Специфікація підлоги

№ п/п	Ескізне позначення	Конструкція підлоги	Площа м ²
1	бетонна	1.Бетон кл.В20; $\delta=20$ 2.Стяжка із дрібно-зернистого бетону кл.В20; $\delta=40$ 3.Рулонна гідроізоляція 4.Підстилочний шар бетону кл.В30; $\delta=200$	2925.9
2	із керамічної плитки	1.Керамічна плитка $\delta=$ 2.Цементно-піщана стяжка $\delta=20$ 3.Рулонна гідроізоляція 4.Підстилочний шар бетону кл.В30; $\delta=200$	43.57
3	із сталевих плит	1.Сталеві плити $\delta=6$ 2.Цементно-піщана стяжка $\delta=25$ 3.Рулонна гідроізоляція 4.Підстилочний шар бетону кл.В30; $\delta=200$	358.94

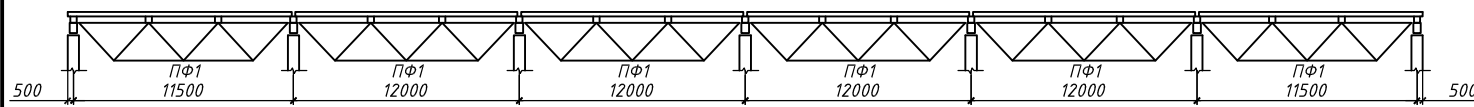


		2МБ 20235 АБ			
Виконав	П.І.Б.	Підпис	Дата	Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів, м. Вінниця	
Перевірив	Руденко В.В.			Сталів	Аркушів
Керівник	Руденко В.В.	Виробнича база			КР 4 12
Н.контр.	Руденко В.В.	Розріз 2-2, план підлоги, план покрівлі, план покриття, план крокв,			Національний університет імені Юрія Кондратюка
Затв.	Сенко О.В.	специфікація підлоги, вузли			Кафедра БЦ

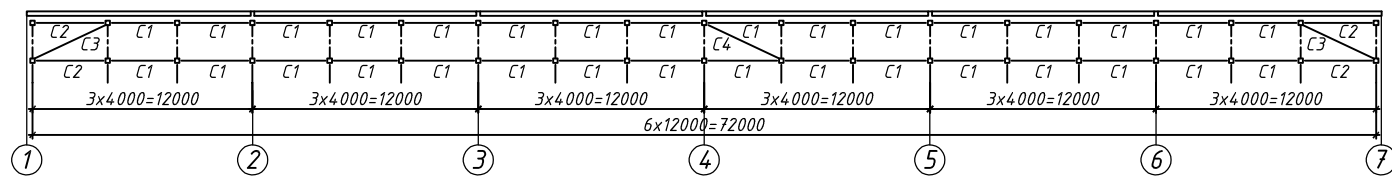
План елементів покриття М 1:200



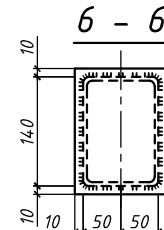
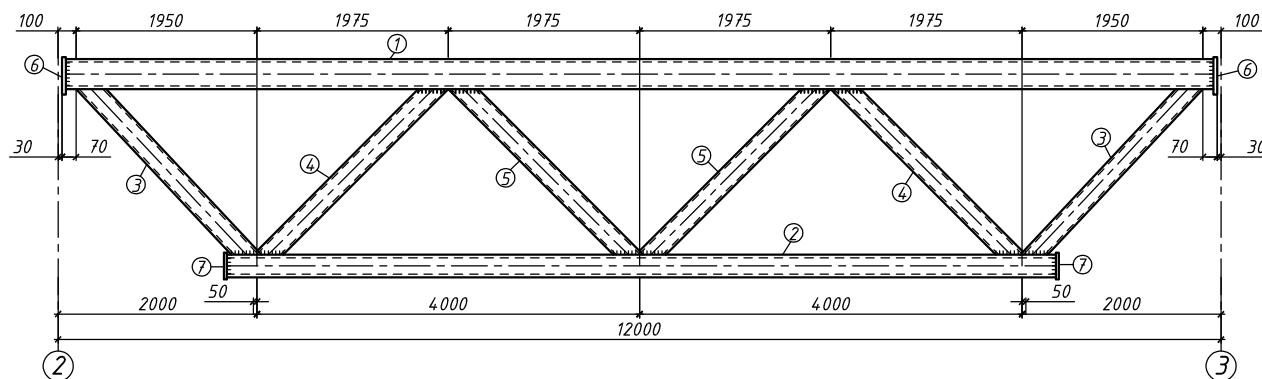
3 - 3



4 - 4

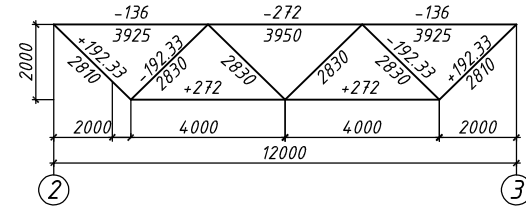


ПФ 1

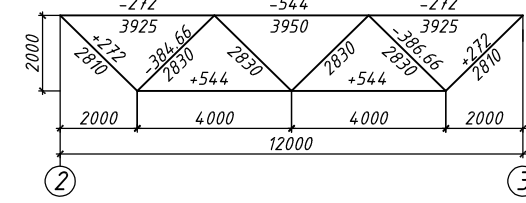


6 - 6

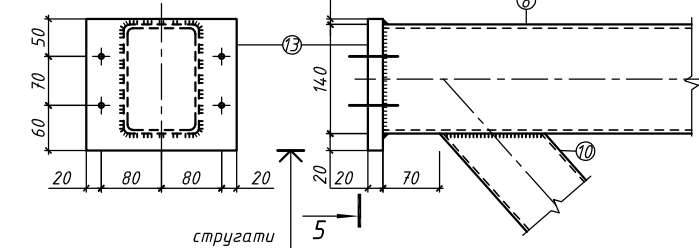
Розрахункова схема ПФ1



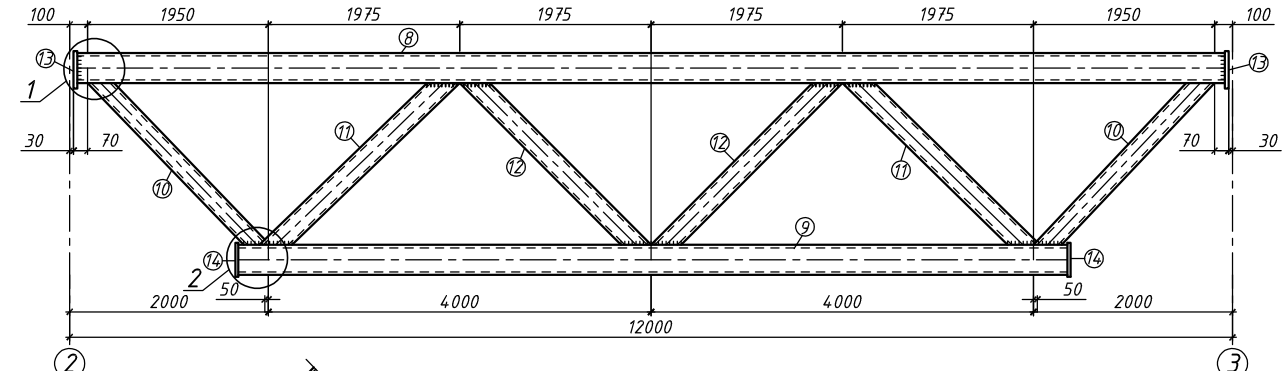
Розрахункова схема ПФ2



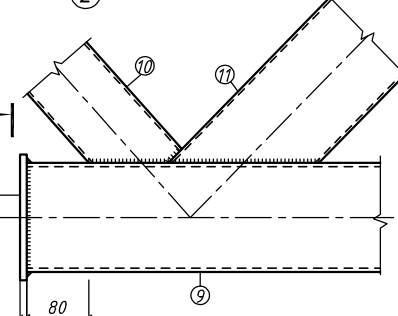
5 - 5



ПФ 2



2



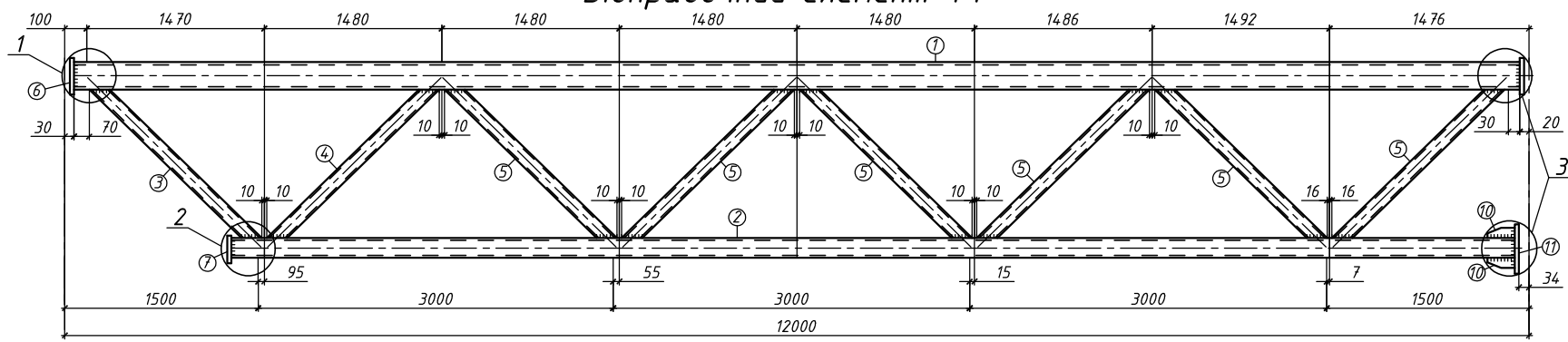
Специфікація металу

Марка	№ дет	Кільк. т	Переріз, мм	Довж., мм	Маса		Примітка
					дет.	всіх марка	
ПФ1	1	1	Гнб 140x100x4	11800	515.8	516	торці фзерерувати
	2	1	Гнб 100x60x4	8300	60.8	61	торці фзерерувати
	3	2	Гнб 100x60x3	2810	20.4	41	
	4	2	Гнб 100x60x5	2830	63.9	128	808
	5	2	Гнб 100x60x3	2830	20.4	41	
	6	2	- 200x20	180	5.7	11	свердли
	7	2	- 120x8	80	0.6	2	
Всіх зварних швів 1%					8		
ПФ2	8	1	Гнб 140x100x6	11800	572.5	573	торці фзерерувати
	9	1	Гнб 140x100x5	8300	149.9	150	торці фзерерувати
	10	2	Гнб 100x60x4	2810	26.8	54	
	11	2	Гнб 120x80x3	2830	83.2	166	1007
	12	2	Гнб 100x60x3	2830	20.5	41	
	13	2	- 200x20	180	5.7	11	свердли
	14	2	- 160x8	120	1.2	2	
Всіх зварних швів 1%					10		

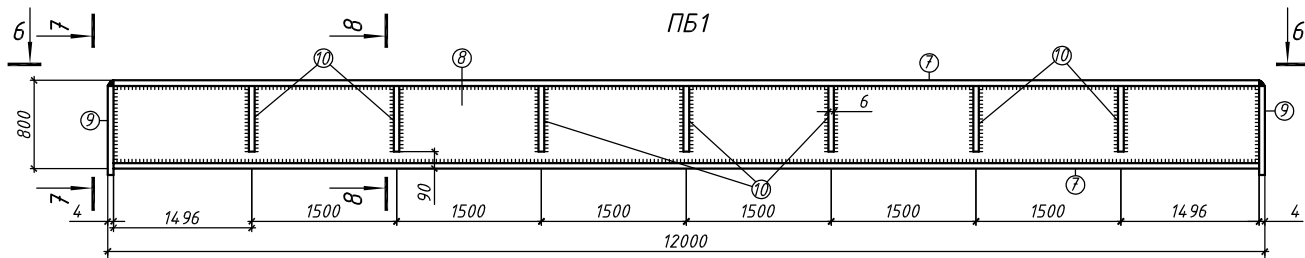
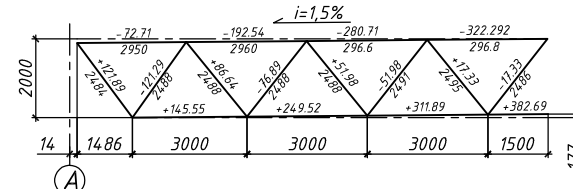
1. Матеріал всіх деталей - сталь класу С255 за ГОСТ 27772-88.
2. Заводське зварювання напівавтоматичне у нижньому положенні, зварний дріт Ф2мм св08А або св08ГА; флюс АН-50, АН-384А ГОСТ 9087-81*.
3. Монтаже зварювання ручне, використовуються електроди З42, З46 ГОСТ 9467-75*.
4. Флангові зварні шви виводити на торець елемента на 20 мм.
5. Поверхню конструкції фарбувати масляною фарбою за два рази після очистки та ґрунтовки.

			2МБ 20235 КМ				
Виконав	Кішан Р.В.	Підпис	Дата	Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів, м. Вінниця			
Перевірив	Пеня В.Ф.			Старп	Аркуш	Аркушів	
Керівник	Руденко В.В.			Виробнича база			
Н.контр.	Пеня В.Ф.	План елементів покриття, розрахункові схеми ПФ1 і ПФ2, схеми елементів, специфікація			КР	5	12
Затв.	Сенко О.В.				Національний університет імені Юрія Кондратюка Кафедра БЦ		

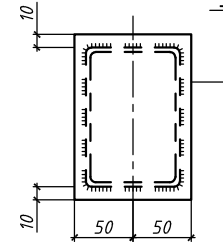
Відправочний елемент Ф1



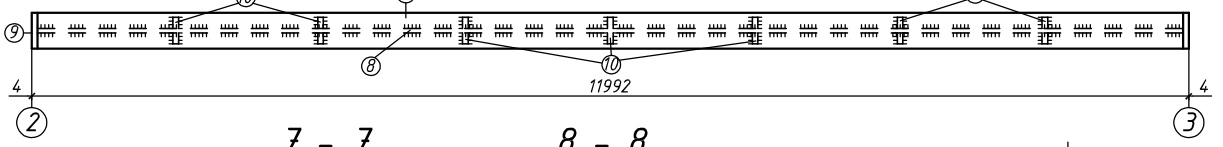
Геометрична схема ферми Ф1



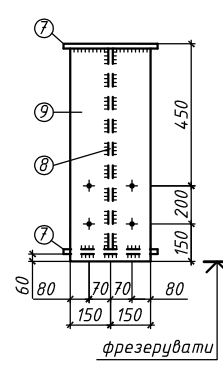
3 - 3



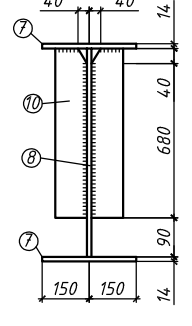
6 - 6



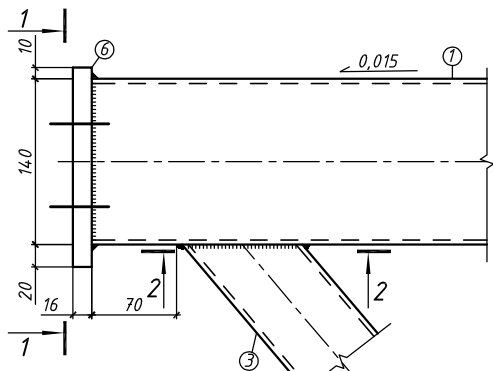
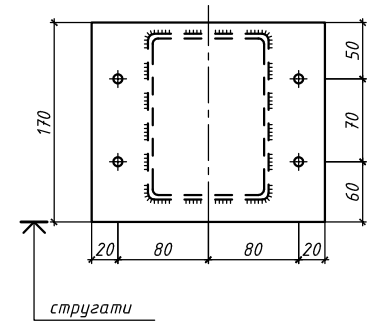
7 - 7



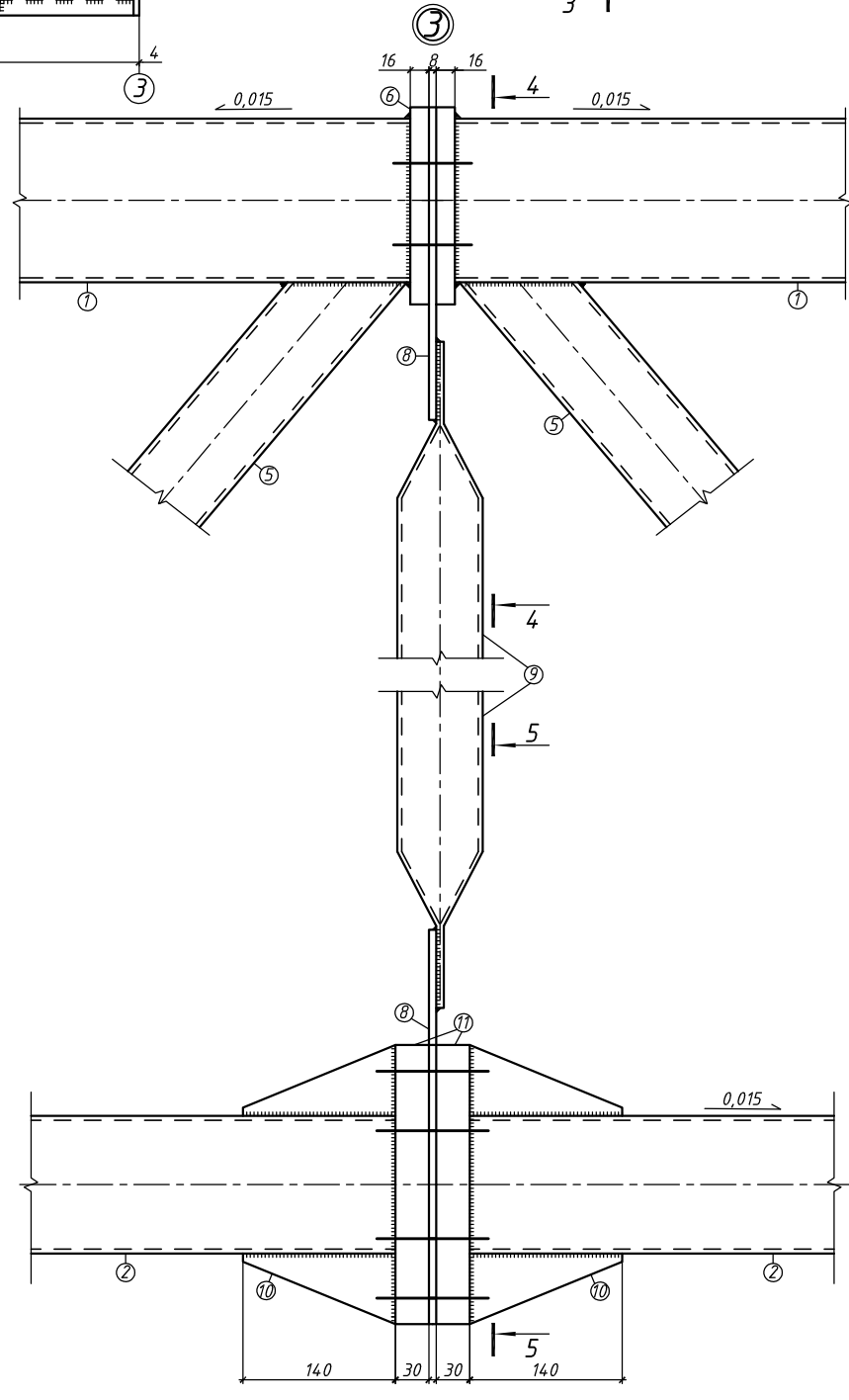
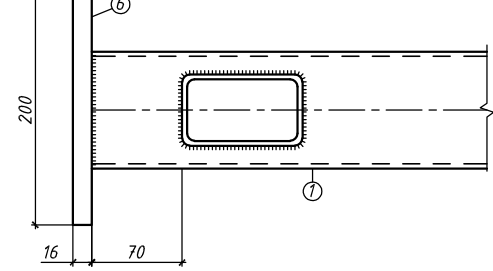
8 - 8



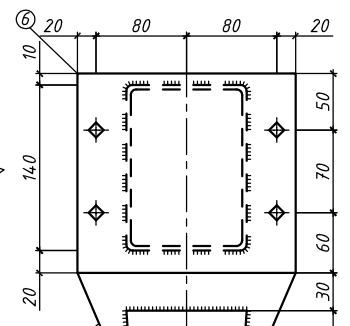
1 - 1



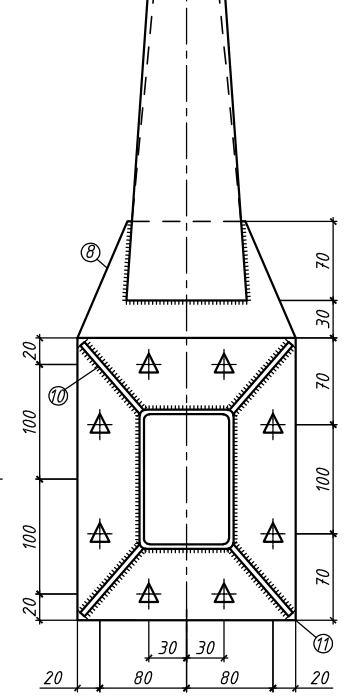
2 - 2



4 - 4



5 - 5



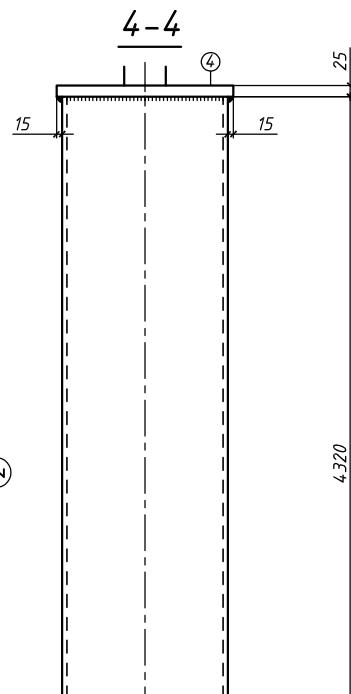
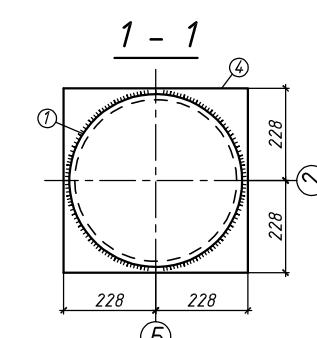
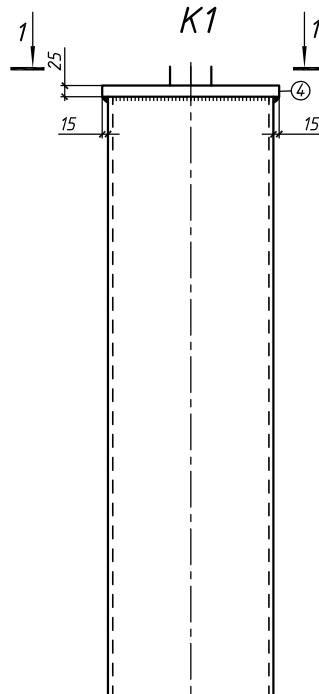
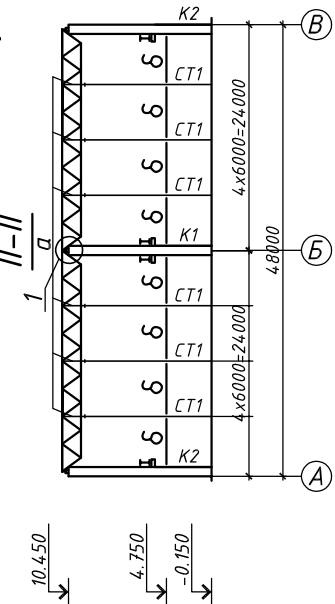
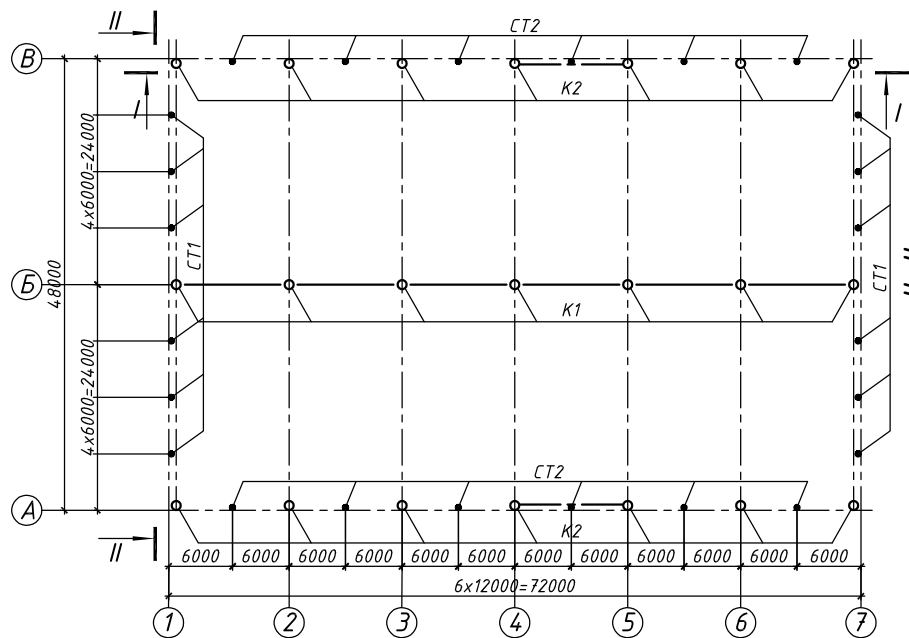
Специфікація металу

Марка	№ дет.	Кільк. т	Переріз, мм	Довж., мм	Маса, кг		Примітка
					дет.	всіх марку	
Ф1	1	1	ГнП 140x100x4	11890	173.8	173	торці фрезерувати
	2	1	ГнП 120x80x4	10640	128.3	128	торці фрезерувати
	3	1	ГнП 100x60x3	2240	16.2	16	
	4	1	ГнП 100x60x3	2250	16.3	16	
	5	6	ГнП 100x60x3	2250	16.3	98	
	6	2	- 180x16	220	5	10	4.74 свердли
	7	1	- 100x8	180	1.1	1	свердли
	8	2	- 200x8	280	3.5	7	свердли
	9	1	Ф 60x3	1450	10.5	11	
	10	4	- 70x8	140	0.6	2	
	11	1	- 200x30	240	11.3	12	свердли
Всіх зварних швів 1%					7		

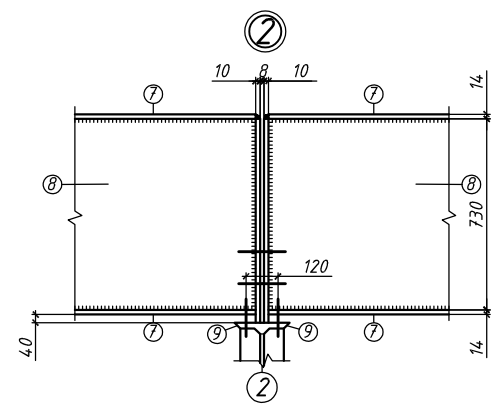
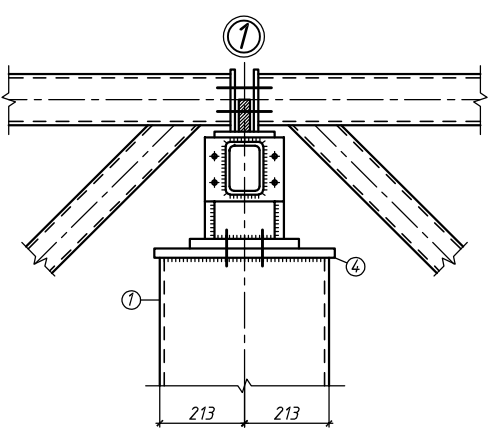
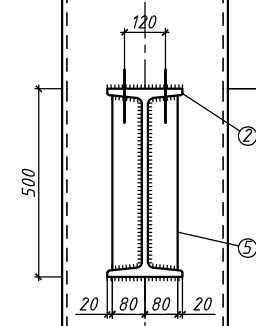
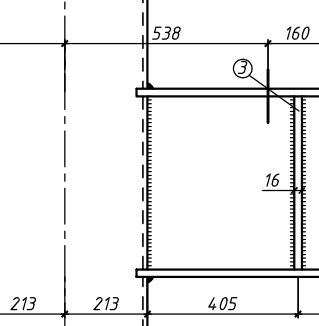
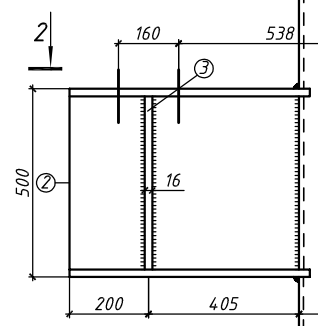
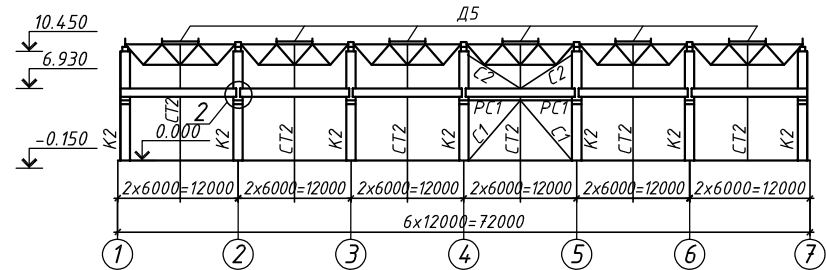
1. Матеріал всіх деталей - сталь класу С255 по ГОСТ 27772-88.
2. Заводське зварювання напівавтоматичне у нижньому положенні, зварний дріт Ф2мм СВ08А або СВ08ГА; флюс АН-50, АН-384А ГОСТ 9807-81*.
3. Монтажне зварювання ручне, використовуються електроди З42, З46 ГОСТ 9467-75*.
4. Флангові зварні шви виводити на торець елемента на 20 мм.
5. Поверхню конструкції фарбувати масляною фарбою за два рази після очистки та ґрунтовки.

				2МБ 20235 КМ		
Виконав	П.І.Б.	Підпис	Дата	Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів, м. Вінниця		
Перевірив	Пеня В.Ф.			Сталі	Аркуші	Аркуші
Керівник	Руденко В.В.			Виробнича база		
Н.контр.	Пеня В.Ф.			КР	6	12
Затв.	Сенко О.В.			Геометрична схема ферми, відправочний елемент Ф1, підкріпова балка ПБ1, специфікація металу, вузли		
				Національний університет імені Юрія Кошарника Кафедра БЦ		

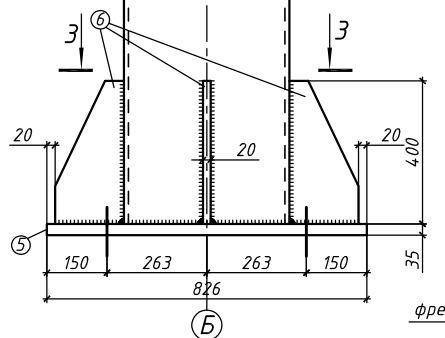
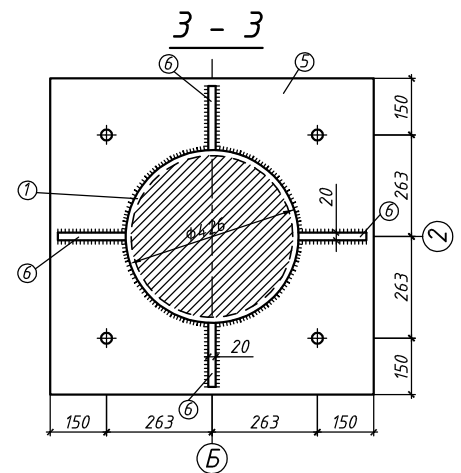
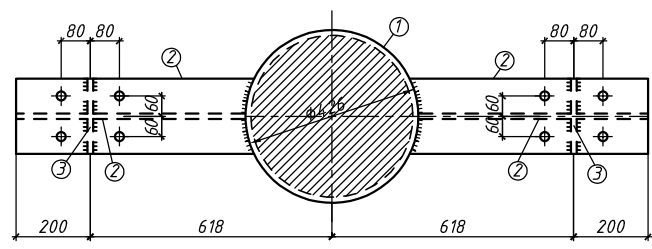
План колон



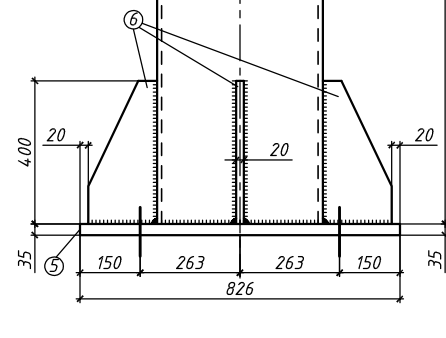
1-1



2-2



фрезерувати



Специфікація металу

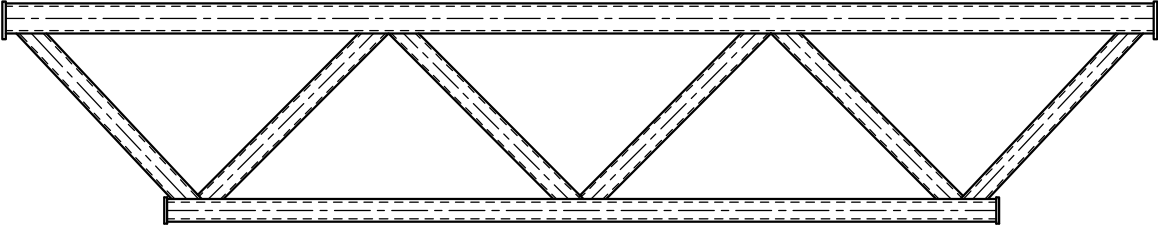
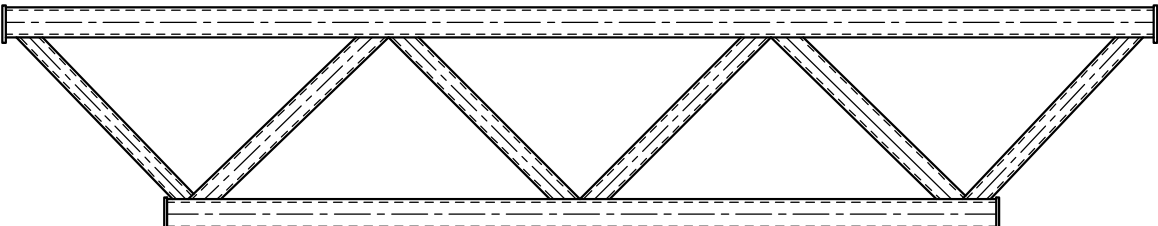
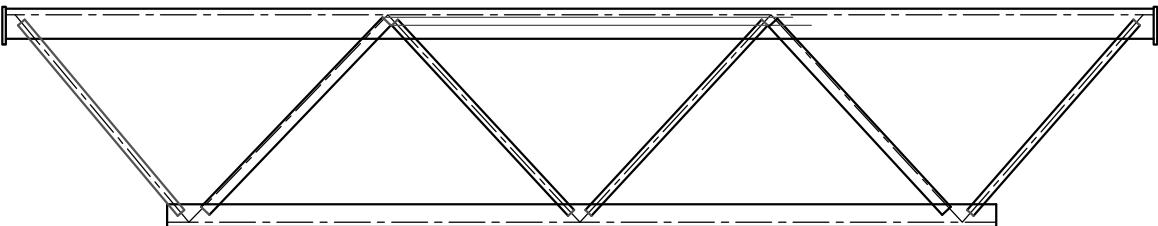
Марка	№ ост	Кільк. т	Переріз, мм	Довж., мм	Маса, кг		Примітка
					ост.	всіх	
К-1	1	1	Φ426 (t=5)	10890	565.3	565	955
	2	2	I 50Б1	605	4.78	96	
	3	4	-80x16	470	4.7	9	
	4	1	-456x25	456	40.8	41	
	5	1	-826x35	826	187.5	188	
	6	4	-180x20	400	11.3	45	
Всіх зварних швів 1%					10		
ПБ-1	7	2	-360x14	11972	4.73	94.7	1629
	8	1	-730x8	11972	54.88	54.9	
	9	2	-300x10	790	18.6	37	
	10	14	-180x6	670	5.7	80	
Всіх зварних швів 1%					16		
К2			Φ325 (t=5)	10890		772	
CT1			Φ219 (t=3.5)	8850		188	
CT2			Φ219 (t=4)	11550		245	
CB1			+2L 110x8	7930		214	
CB2			+2L 110x8	7140		193	
PC1			Гн□ 100x60x4	11490		110	
D5			Г□ 20(200x76)	3830		70	
a			Гн□ 100x100x5	2350		35	
Б			+2L 20x6	5800		85	

Марка	Кількість	Маса, кг	
		Однієї	Всіх
К-1	7	955	6685
К-2	14	772	10808
ПБ-1	18	1629	29322
Ф-1	14	948	13272
ПФ-1	12	799	9588
ПФ-2	6	997	5982
НК-1	21	119	2499
Всього			78156

1. Металева колона Φ426 (t=5мм) заповнена бетоном класу В20.
2. В опорній плиті оголовка колони встановлюються високоміцні анкерні болти М24 Φ24мм. Остальні отвори Φ23мм під болти нормальної точності М20 класу 5.8.
3. Отвори та анкерні болти Φ33мм.
4. Всі зварні шви k_t=6мм, крім обумовлених.
5. Монтажне зварювання виконують електродами З42 по ГОСТ 9467-75.
6. Заводські з'єднання виконують автоматичним і полуавтоматичним зварюванням.
7. Шов кріплення до стінки підкранової балки верхнього поясу виконують із повним проваром стінки.

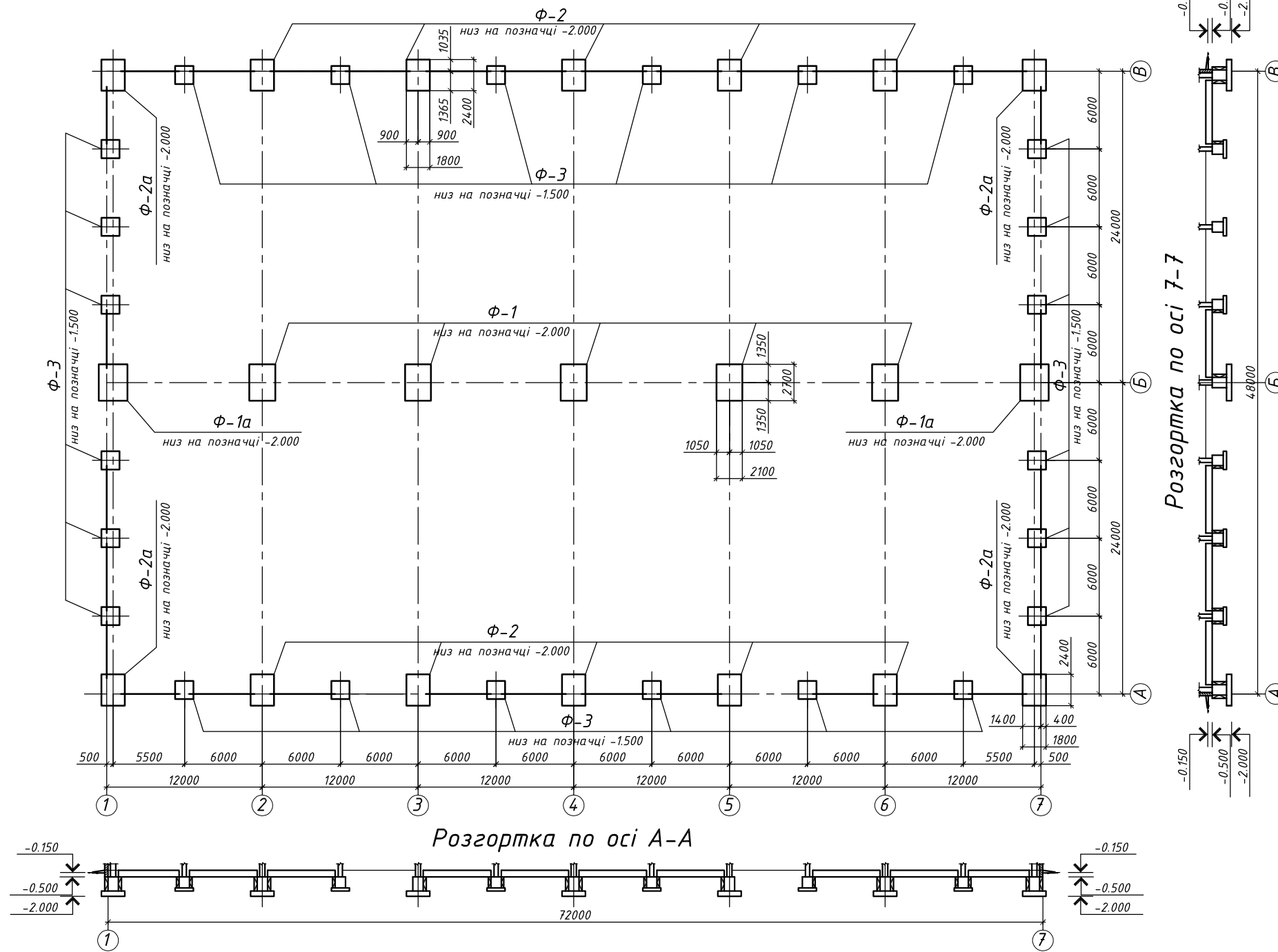
2МБ		20235	КМ
Виконав	П.І.Б.	Підпис	Дата
Перевірив	Пеня В.Ф.		
Керівник	Руденко В.В.		
Н.контр.	Пеня В.Ф.		
Затв.	Сенко О.В.		
Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів, м. Вінниця		Стаття	Аркуш
Виробнича база		КР	7 12
Колона К-1, план колон, специфікація металу, вузли		Національний університет імені Юрія Кошарника, кафедра БЦ	

Техніко-економічне порівняння варіантів підкроквяних ферм ПФ-2

№	Ескіз елемента	Маса матеріалу, тон		Витрати праці люд.-год.	Вартість монтажу, грн.	Вартість в "ділі", грн.	Приведені витрати, грн.
		металу	бетону				
1	2	3	4	5	6	7	8
1		1.007	0.43	26,1	17880	61708	72813
2		1.392	-	19.3	16800	68415	79317
3		1.634	-	20.6	19220	76099	88981

				2МБ	20235	КМ
Виконав	П.І.Б.	Підпис	Дата	Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів, м. Вінниця		
Перевірив	Пенч В.Ф.			Виробнича база		
Керівник	Руденко В.В.			КР	8	12
Н.контр.	Пенч В.Ф.			Техніко-економічне порівняння варіантів підкроквяних ферм		Національний університет імені Юрія Кошарника
Залб.	Семко О.В.			Кафедра БЦІ		

Схема розміщення фундаментів



Розгортка по осі А-А

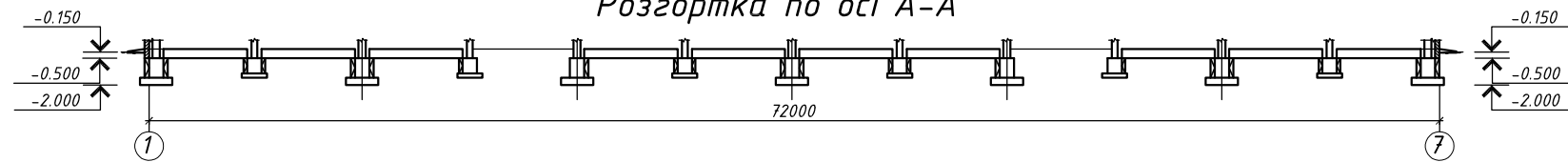
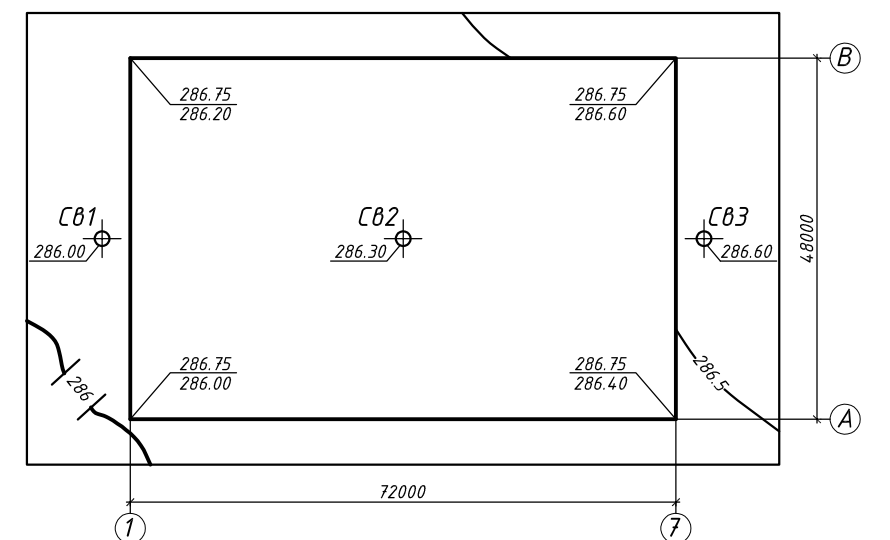
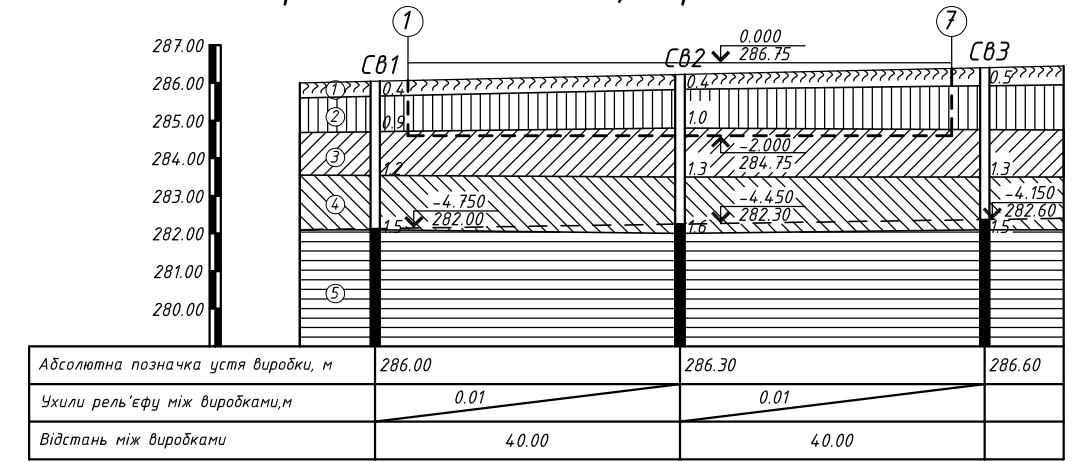


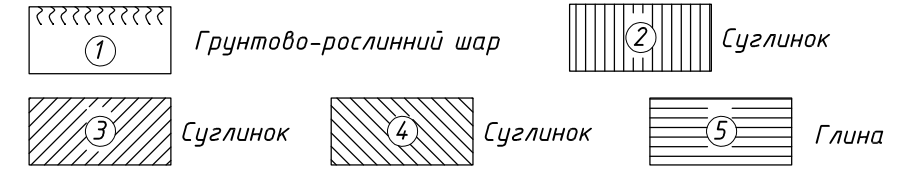
Схема розміщення геологічних виробок



Інженерно-геологічний розріз М горизонтальний 1:500; вертикальний 1:100



Умовні позначки

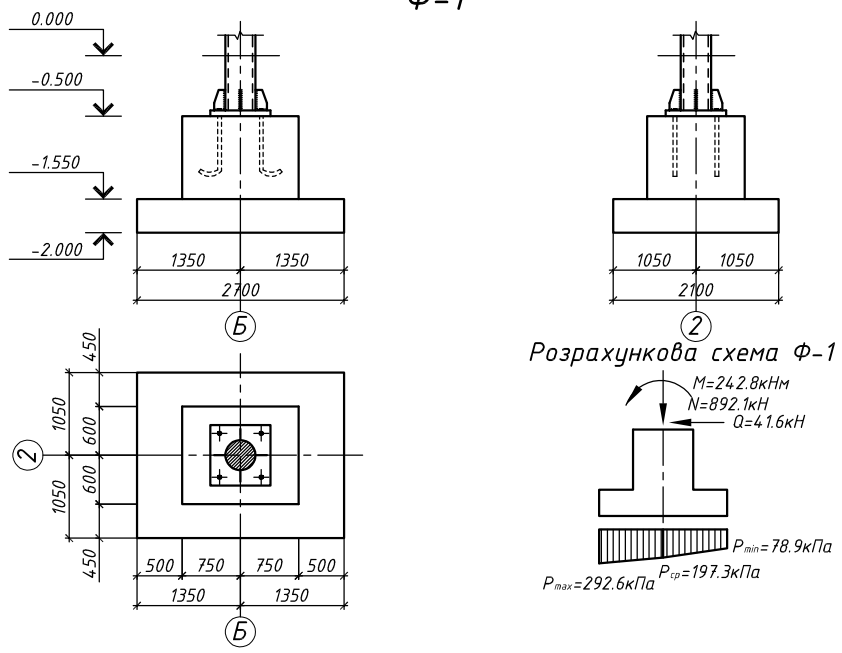


Специфікація до схеми розміщення фундаментів

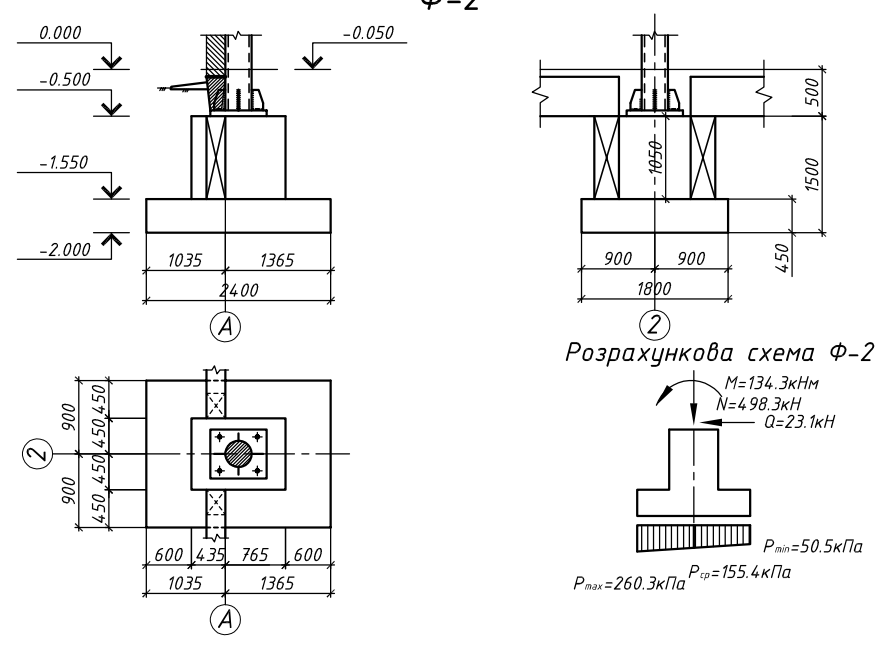
Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Маса, кг	Примітки
Ф-1	КЖИФн 27.21.21.5	Фн 27.21.21.5	5	10660	
Ф-1а	КЖИФн 27.21.21.5	Фн 27.21.21.5	2	10660	
Ф-2	КЖИФн 24.18.21.5	Фн 24.18.21.5	10	7387	
Ф-2а	КЖИФн 24.18.21.5	Фн 24.18.21.5	4	7387	
Ф-3	КЖИФн 15.15.21.2	Фн 24.18.21.2	24	1815	
БФ-1	Серія 1.412-1/77	ФБ-2П	32	1150	

- За відносну відмітку 0.000 прийнятий рівень підлоги будівлі, що відповідає абсолютній позначці 286.75.
- Фундаменти запроектовані монолітними із бетону класу В20, підову і підколонник армують уніфікованими сітками із арматури класу АIII. Зварювання арматурних виробів виконувати електродами типу Е-42 по ГОСТ 9467-75.
- При виконанні робіт в зимовий час керуватися відповідними частинами ДБН В.2.1-10-2009.

Ф-1

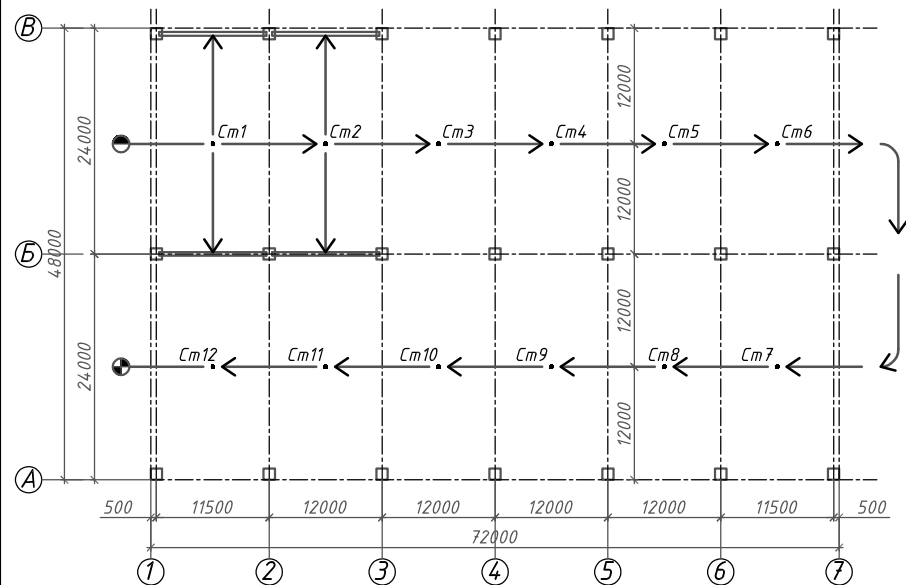


Ф-2

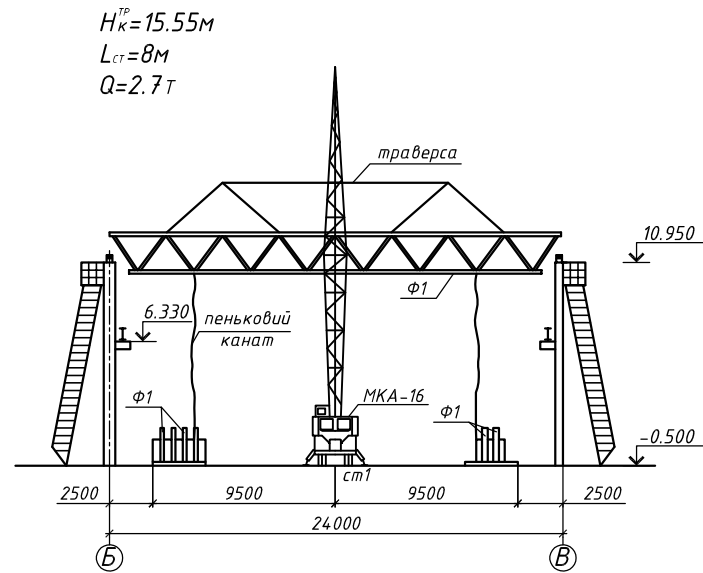


		2МБ	20235	0Ф		
Виконав	П.Б.	Підпис	Дата	Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів, м. Вінниця		
Перевірив	Біда С.В.			Виробнича база		
Керівник	Руденко В.В.					
Н.контр.	Руденко В.В.			Схема розміщення фундаментів, схема розміщення геологічних виробок, специфікація, інженерно-геологічний розріз, фундаменти Ф1, Ф2		
Затв.	Сенко О.В.					
				Старий	Аркуш	Аркушів
				КР	9	12
				Національний університет імені Юрія Кошарника Кафедра БЦ		

Схема монтажу підкрукв'яних ферм



Розріз 1-1



Розріз 2-2

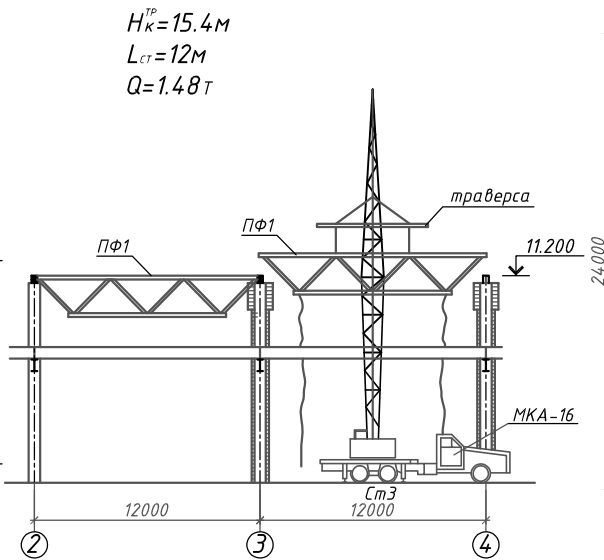
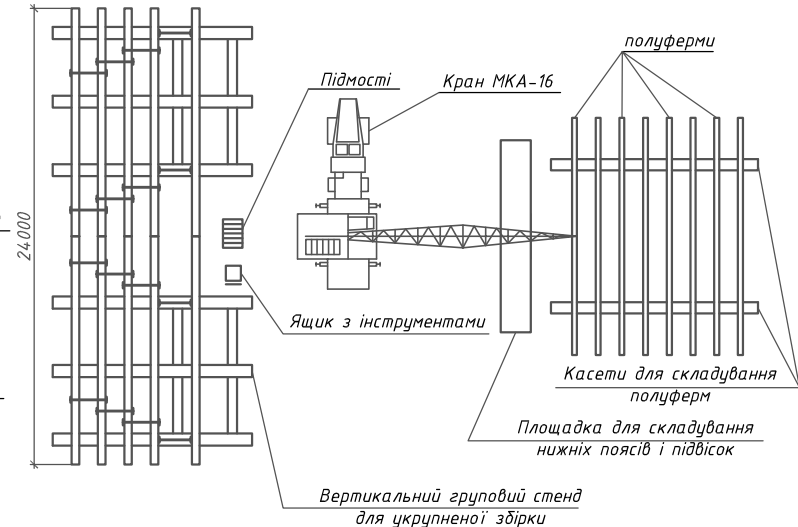


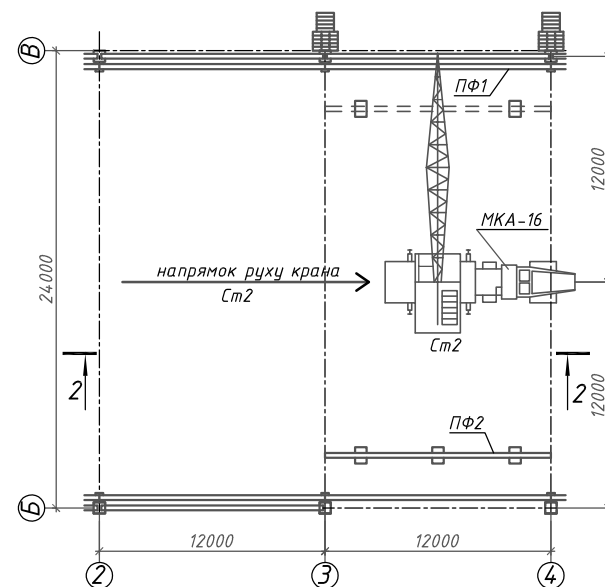
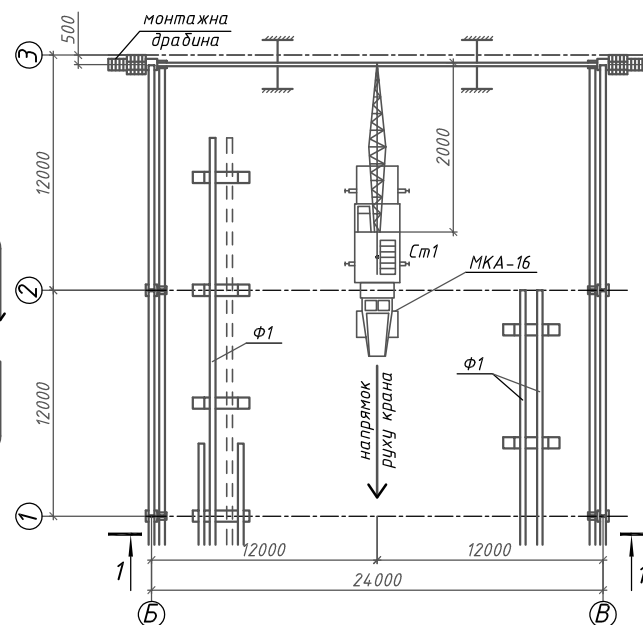
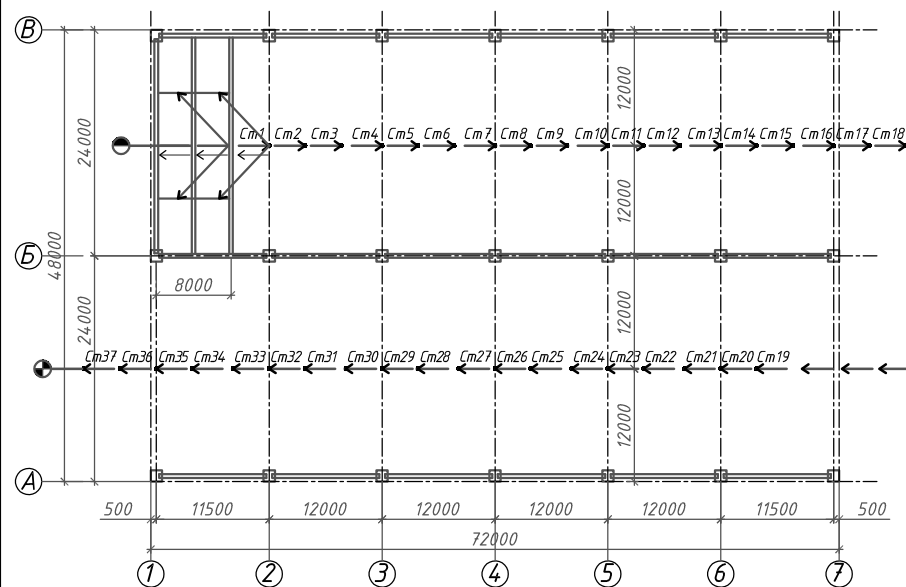
Схема укрупнюючої збірки крокв'яних ферм



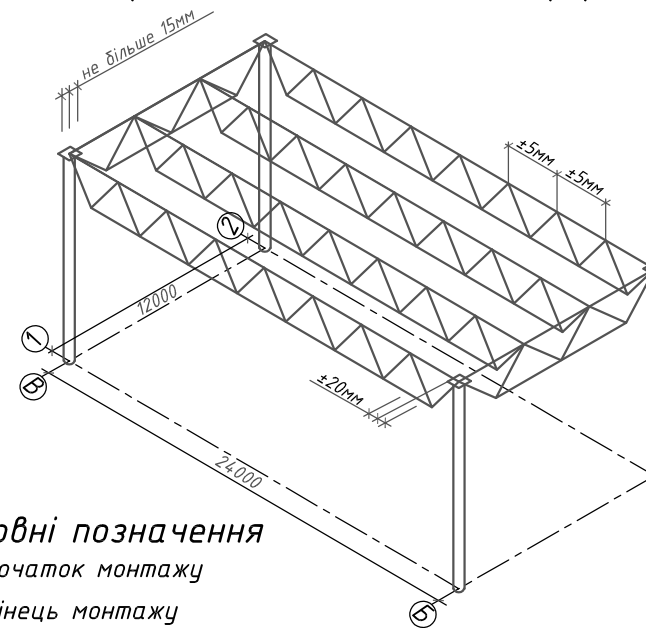
Потрібність в машинах, обладнанні, інвентарі

№ п/п	Найменування	Марка	Кільк.	Технічні характеристики
1	Автомобільний кран	МКА-16	1	вантажопід. т=45; l _{ср} =23м
2	Траверса для монтажу ПФ	1950-53	1	вантажопід. т=15т; маса 0.48т
3	Траверса для монтажу КФ	7016-17	1	вантажопід. т=25т; маса 1.72т
4	Вертикальний стенд		2	для укрупнюючої збірки ср.
5	Стальний страхувачий канат		1	
6	Пеньковий канат		1	
7	Строп універсальний із ст. к.		2	
8	Струбцина		2	для збірки
9	Конусна оправка		8	
10	Збірочний торцювий ключ		5	
11	Скребок		5	для зняття заусениць
12	Драбина		2	для стропування ферм
13	Защитна каска		5	
14	Монтажний пояс		5	
15	Навісна драбина		2	
16	Стальна рулетка		1	
17	Навісна люлька		5	
18	Висок		2	
19	Кувалда		2	
20	Монтажний лом		2	

Схема монтажу крокв'яних ферм та в'язей



Допуски по СНІП 3.03.01-87 при монтажі металевих ферм



Умовні позначення

- -початок монтажу
- -кінець монтажу
- Ст1-Ст37 -стоянки крана
- -напрямок руху крана
- - → -холостий хід крана

Графік виконання робіт по монтажу ферм

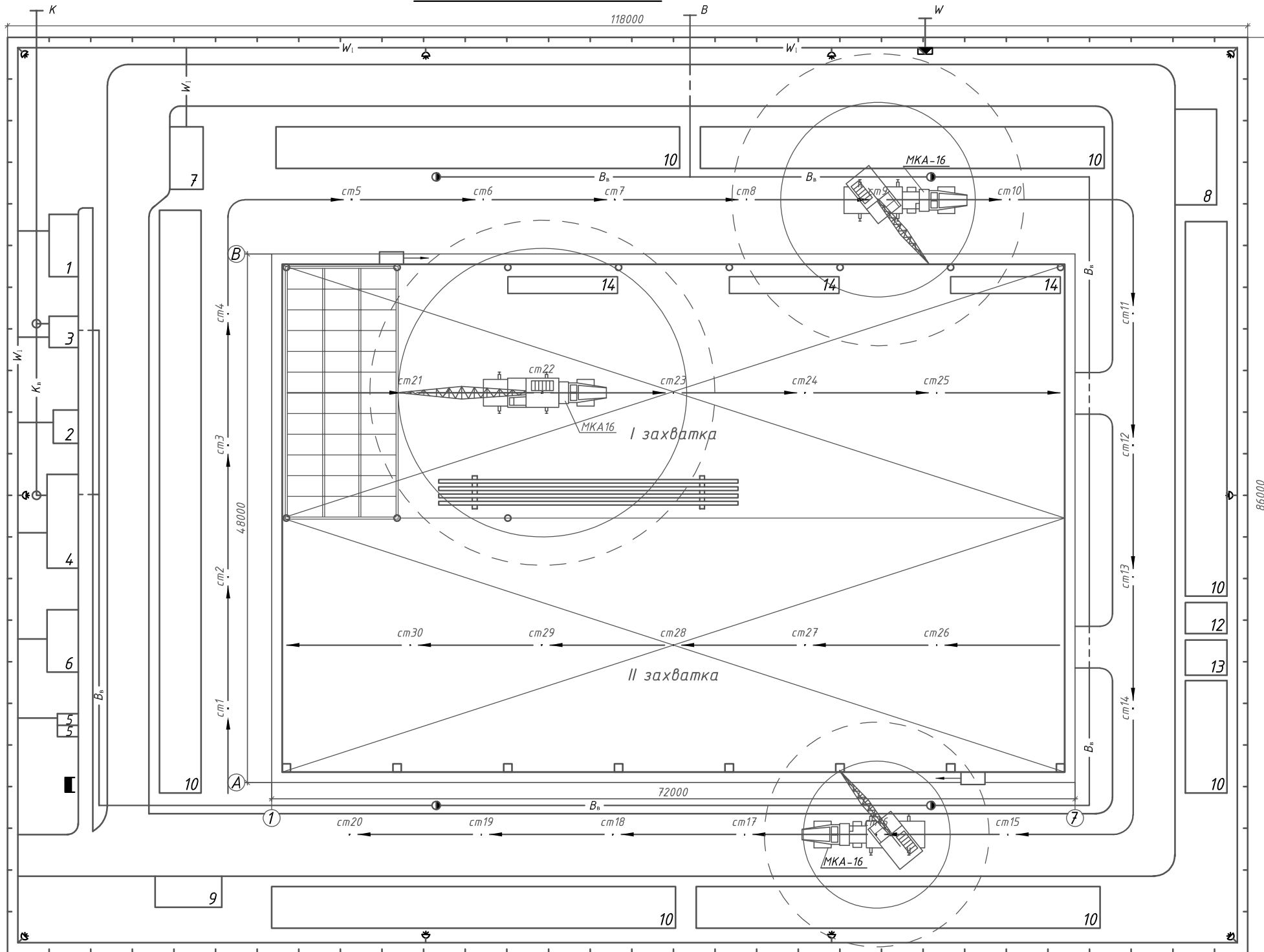
№ п/п	Найменування процесу	Одиниця виміру	Об'єм робіт	Затрати праці		Прийнятий склад бригади	Тривалість праці, зм	Робочі дні																		
				робітн. люд.зм.	машин. люд.зм.			Зміни																		
								1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15				
1	Розвантаження ферм із розкладкою	шт	56	3.36	1.68	Монтажник Зр-1; 2р-1; Машиніст бр-1	2																			
2	Укрупнююча збірка крокв'яних ферм (l=24м (т=950кг))	шт	38	11.04	3.65	Монтажник 5р-1; 4р-1; Зр-1; Машиніст бр-1	4																			
3	Монтаж підкрукв'яних ферм крайнього ряду l=12м (т=800кг)	шт	12	4.99	1.02	Монтажник бр-1; 4р-3; Зр-1; Машиніст бр-1	2																			
4	Монтаж підкрукв'яних ферм середнього ряду l=12м (т=1000кг)	шт	6	2.57	0.52	Монтажник бр-1; 4р-3; Зр-1; Машиніст бр-1	1																			
5	Монтаж крокв'яних ферм l=24м (т=950кг)	шт	38	16.16	3.25	Монтажник бр-1; 4р-3; Зр-1; Машиніст бр-1	4																			
6	Монтаж в'язей по верхнім і по нижнім поясам ферм	шт	170	7.91	2.64	Монтажник 5р-1; 4р-1; Зр-1; Машиніст бр-1	3																			
7	Монтаж профільованого настилу	шт	288	14.4	5.76	Монтажник 5р-1; 4р-1; Зр-1; Машиніст бр-1	4																			

ТЕП

№ п/п	Найменування	Од.вим.	Кількість
1	Нормативні витрати праці робітн.	люд.-зм	61
2	Нормативні витрати машинного часу	люд.-зм	19
3	Заробітна плата робітників	грн-коп	6683.0
4	Заробітна плата машиніста	грн-коп	2532.8
5	Тривалість робіт	змін	13
6	Продуктивність одного робітника за зм.	люд.-зм	0.93
7	Витрати на механізацію	грн-коп	10875.6
8	Сума затрат на зар. пл. та механ.	грн-коп	17558.6

		2МБ 20235 0Б	
Виконав	П.Б.	Підпис	Дата
Перевірив	Кушнір В.В.		
Керівник	Руденко В.В.		
Начальник	Руденко В.В.	Технологічна карта на монтаж ферм	
Затв.	Семко О.В.	Старий	Архив
		КР	10 12
		Национальний університет імені Юрія Кондратюка кафедра БЩ	

Об'єктний будгенплан



Експлікація тимчасових будівель та споруд

№ п/п	Найменування будівлі	Кількість	Площа забуд. м ²	Вхл
1	Гардеробна	1	18	3x6
2	Приміщення для зігріву робочих	1	16,2	2,7x3
3	Умивальник	1	9	3x3
4	Приміщення для прийому їжі	1	27	3x9
5	Туалет	2	4	2x1
6	Прорядська	1	18	3x6
7	Ремонтна майстерня	1	18	3x6
8	Навіс	1	36	4x9
9	Закритий склад	1	18	3x6
10	Площадки для стінових панелей	6	432	
11	Площадки для віконних панелей	6	412	
12	Площадки для збірного залізобетону	1	9	3x3
13	Площадка для цегли	1	9	3x3
14	Площадки для профнастилу	3	36	1x12

ТЕП по проекту

№ п/п	Найменування показників	Од.вим.	Кількість
1	Кошторисна вартість будівництва об'єкту	тис.грн.	17152,777
2	В тому числі БМР	тис.грн.	10618,416
3	Виробнича місткість	м ³	46620
4	Кошторисна вартість буд. на 1 потуж.	тис.грн./м ³	0,368
5	Кошторисна вартість БМР на 1 потуж.	тис.грн./м ³	0,228
6	Затрати праці на буд. об'єкта	люд.-зм	4236
7	Затрати праці на одиницю потуж.	люд.зм./м ³	0,09
8	Виробіток на 1 робочого в день	грн.	2506,71
9	Тривалість будівництва нормативна	міс.	14,5
10	Тривалість будівництва планова	міс.	13
11	Механооздроєність праці	грн./люд.кВт	642
12	Енергооздроєність праці	кВт/люд.	1,1

ТЕП по генплану

№ п/п	Найменування показників	Од.вим.	Кількість
1	Площа ділянки	м ²	10148
2	Площа тимчасових доріг	м ²	1750
3	Протяжність тимчасових доріг	м	769
4	Електрозабезпечення	м	482
5	Водозабезпечення	м	287
6	Протяжність тимчасової огорожі	м	408
7	Площа тимчасових будівель	м ²	168,4
8	Площа закритих складів	м ²	18
9	Площа навісів	м ²	36
10	Площа відкритих площадок	м ²	94,7

Календарний план підготовчого періоду

№ п/п	Найменування робіт	Об'єм		Норма затрат		Затрати на об'єм		Будівельні машини		Продов-жув. дні	Склад бригади	Чи-сло змін	Березень		Квітень	
		Од.вим.	Кількість	люд.-год.	маш.-год.	люд.-зм.	маш.-зм.	назва	Кількість				Дні	Дні		
1	Зрізання рослинного шару	100м ³	1,75	13,4	13,4	23,45	23,45	бульдозер	1	3	машинист бр-1	1				
2	Тимчасова захисна огорожа	100м ²	40,8	24,3	-	586,1	-	-	-	18	столар 4р-2,3р-2	1				
3	Влаштування тимчасових доріг	1км	0,28	56,3	24,8	13,8	6,94	грейдер, бульдозер, котлоп. бульдозер, котлоп. коток	1,1,1	1	машинист бр-3	1				
4	Покриття доріг щебенем (150мм)	1км	0,28	170,3	88,6	47,7	24,8	-	-	3	столар 4р-2,3р-2	1				
5	Влаштування тимчасових будівель	100м ³	2,4	70,7	-	69,7	-	-	-	6	машинист 5р-1	1				
6	Відривання траншей під інженерні споруди	1000м ³	0,22	106,6	88,5	23,5	19,5	екскав.	1	3	машинист 4р-2,3р-1	1				
7	Прокладання тимчасового водопроводу	1км	0,15	105	-	15,8	-	стелприсп.	1	2	сантехнік 4р-1	1				
8	Влаштування тимчасової каналізації	1км	0,1	381	-	38,1	-	-	-	2	сантехнік 4р-1	1				
9	Зворотня засипка траншей тимчасових мереж	1000м ³	0,2	5,9	5,9	1,2	1,2	бульдозер	1	1	машинист 5р-1	1				
10	Влаштування опор тимчасової ЛЕП	10 пар	12	6,25	0,48	63	5,76	мобидур кран	1	4	електрик 4р-2,3р-1	1				
11	Підвішення проводів тимчасової ЛЕП	1км	0,22	17,29	2,19	8,99	1,2	вішка телескоп.	1	1	електрик 4р-2,3р-1	1				
12	Встановлення прожекторів освітлення	шт	10	4,94	0,94	49,1	9,2	вішка телескоп.	1	3	електрик 4р-2,3р-1	1				
13	Встановлення дерев'яного туалета	шт	2	31	-	122	-	-	-	8	-	1				

Умовні позначення

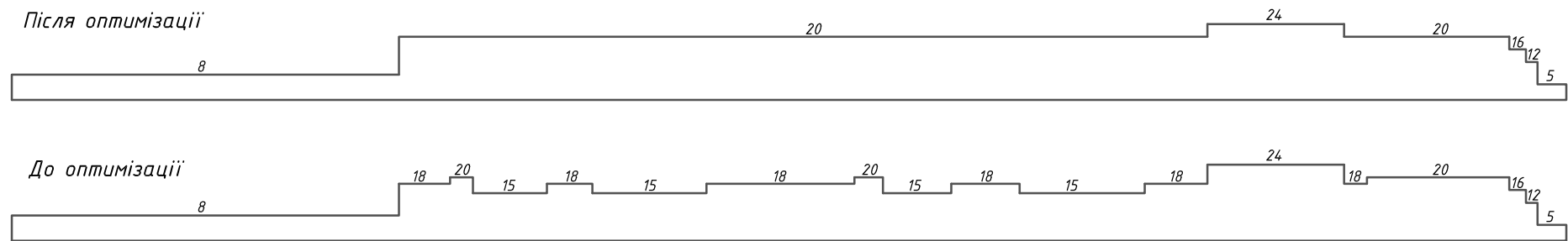
- ▭ - будівля, що проектується
- ▭ - тимчасові будівлі і споруди
- ▭ - тимчасові дороги
- ▭ - тимчасове огороження
- W,- - тимчасова повітряна електромережа
- B,- - тимчасовий водопровід
- K,- - тимчасова каналізація
- - напрямок руху крана
- ⚡ - тимчасова трансформаторна підстанція
- ☉ - прожектор освітлення
- - пожежний гідрант
- K,B,W - існуючі мережі
- - протипожежний щит

		2МБ 20235 0Б			
Виконав	П.І.Б.	Підпис	Дата	Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів, м. Вінниця	
Перевірив	Руденко В.В.				
Керівник	Руденко В.В.			Виробнича база	
Н.контр.	Руденко В.В.			Старий	Архив
Затв.	Сенко О.В.			КР	11 12
Об'єктний будгенплан				Національний університет імені Юрія Кондратюка Кафедра БЦ	

Календарний графік будівництва об'єкту

№ п/п	Найменування робіт	Обсяг робіт		Витрати праці люд.-днів	Тривалість робіт дн.	Число змін	Склад бригад	Число робочих в змін	Рік 2022												Рік 2023		
		Одиниця виміру	Кількість						Місяці												січень	лютий	березень
									Календарні дні														
									Робочі дні														
1	Підготовчі роботи				39				30-1-6														
2	Розробка ґрунту екскаватором	1000м³	4,75	15	8	1	Машиніст бр-2	2	8-1-2														
3	Зачистка дна траншей вручну	100м²	1,16	28	7	1	Землекоп 3р-1, 2р-3	4	7-1-4														
4	Влаштування бетонної підготовки під фундамент	м³	13,6	2	1	1	Бетонщик 3р-1, 2р-1	2	7-1-2														
5	Влаштування монолітних фундаментів	м³	179,6	76	13	1	Бетонщик 5р-1, 4р-2, 3р-3	6	13-1-6														
6	Влаштування фундаментів під обладнання	%	16	332	56	1	Бетонщик 5р-1, 4р-2, 3р-3	6	56-1-6														
7	Попередня засипка та ущільнення ґрунту	1000м³	2,05	32	6	1	Машиніст бр-1	3	6-1-3														
8	Монтаж колон	т	75,74	55	5	2	Землекоп 2р-2	6	5-2-6														
9	Монтаж фундаментних балок	шт	32	15	3	1	Монтажник бр-1, 5р-1, 4р-2, 3р-1	5	3-1-5														
10	Влаштування гідроізоляції фундаментних балок	100м²	0,96	4	2	1	Ізолявальник 3р-2	2	2-1-2														
11	Монтаж фахверків	т	32,64	45	4	2	Монтажник бр-1, 5р-1, 4р-2, 3р-1	6	4-2-6														
12	Остаточна зворотня засипка ґрунту	1000м³	2,59	35	7	1	Машиніст бр-1	3	7-1-3														
13	Монтаж підкранових балок	т	28,57	39	4	2	Монтажник бр-1, 4р-2, 3р-2, 30ар 5р-1	6	4-2-6														
14	Монтаж підкранових ферм	т	15,6	45	4	2	Монтаж бр-1, 5р-1, 4р-2, 3р-2, 30ар бр-1	6	4-2-6														
15	Монтаж кроквяних ферм	т	36,1	104					21-2-6														
16	Влаштування профнастилу	100м²	34,56	137					4-2-6														
17	Монтаж вязей і розпірок та схід. мар.	т	5,7	26	4	2	Монтаж бр-1, 5р-1, 4р-2, 3р-2, 30ар бр-1	6	38-1-5														
18	Монтаж панелей зовн. стін та віконних блоків	100м²	34,88	184	38	1	Монтаж бр-1, 5р-1, 4р-2, 30ар бр-1	5	5-2-6														
19	Монтаж підкранових шляхів	м	288	51	5	2	Монтаж бр-1, 5р-1, 4р-2, 3р-1, 30ар бр-1	6	3-1-4														
20	Тимчасове скління	100м²	9,23	21	3	1	Стекольник 3р-1, 4р-2, 3р-1	4	12-1-6														
21	Влаштування гідроізоляції по профнастилу	100м²	34,56	82	12	1	Ізолявальник 5р-1, 4р-2, 3р-3	6	4-1-4														
22	Влаштування утеплювача	100м²	34,56	13	4	1	Ізолявальник 5р-1, 4р-2, 3р-1	4	12-1-6														
23	Влаштування цементної стяжки	100м²	34,56	62	12	1	Бетонщик 5р-1, 4р-2, 3р-2, 2р-1	6	22-1-6														
24	Влаштування покрівлі із 4 шарів рудероїду	100м²	34,56	252	22	1	Покрівельник 5р-1, 4р-2, 3р-3	6	18-2-6														
25	Влаштування перегородок	100м²	7,02	106	18	2	Плотник 5р-1, 4р-2, 3р-1	4	8-1-4														
26	Встановлення воріт	м²	115,2	30	8	1	Плотник 5р-1, 4р-2, 3р-1	4	1-1-4														
27	Встановлення дверних блоків	м²	17,9	4	1	1	Плотник 5р-1, 4р-2, 3р-1	4	8-1-4														
28	Ущільнення ґрунту щеденем	100м²	34,56	30	8	1	Машиніст бр-1	4	4-1-4														
29	Влаштування бетонної підготовки	100м²	34,56	16	4	1	Бетонщик 4р-1, 3р-2, 2р-1	4	24-1-6														
30	Влаштування підлоги із бетону	100м²	32,04	145	24	1	Бетонщик 5р-1, 4р-2, 3р-2, 2р-1	6	3-1-6														
31	Влаштування підлоги із керамічної плитки	100м²	1,08	15	3	1	Облицвальник бр-1, 4р-2, 3р-3	6	13-1-6														
32	Влаштування підлоги із метал. плитки	100м²	1,44	78	13	1	Облицвальник бр-1, 4р-2, 3р-3	6	28-1-6														
33	Вентиляція	%	8	166	28	1	Сантех бр-1, 4р-2, 3р-1, 2р-2	6	28-1-6														
34	Водопровід та каналізація	%	8	166	28	1	Сантех бр-1, 4р-2, 3р-1, 2р-2	6	52-1-6														
35	Електромонтажні роботи	%	15	312	52	1	Електрик бр-1, 4р-3, 3р-2	6	4-1-6														
36	Скління віконних блоків	100м²	9,23	21	4	1	Стекольник 5р-1, 4р-2, 3р-3	6	19-2-8														
37	Штукатурка перегородок	100м²	7,02	258	19	2	Штукатур бр-1, 4р-4, 3р-3	8	2-1-4														
38	Вапняна побілка	100м²	7,02	8	2	1	Маляр 4р-2, 3р-2	4	6-1-4														
39	Фарбування віконних переплётів та металевих конструкцій	100м²	4,80	24	6	1	Маляр 4р-2, 3р-2	4	56-1-6														
40	Монтаж обладнання	%	16	332	56	1	Монтажник бр-1, 4р-2, 3р-2, 30ар бр-1	6	11-1-10														
41	Пусконаладжувальні роботи	%	5	104	11	1			1-1-2 2-1-2														
42	Невраховані роботи	%	20	416					5-1-5														
43	Здача об'єкта	%	1	21	5	1																	

Графік руху робітників
 $\alpha = 1,52$



				2МБ 20235 0Б
Виконав	П.І.Б.	Підпис	Дата	Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів, м. Вінниця
Перевірив	Руденко В.В.			Етапів Аркушів
Керівник	Руденко В.В.			КР 12 12
Н.контр.	Руденко В.В.			Календарний графік будівництва об'єкту
Затв.	Сенко О.В.			

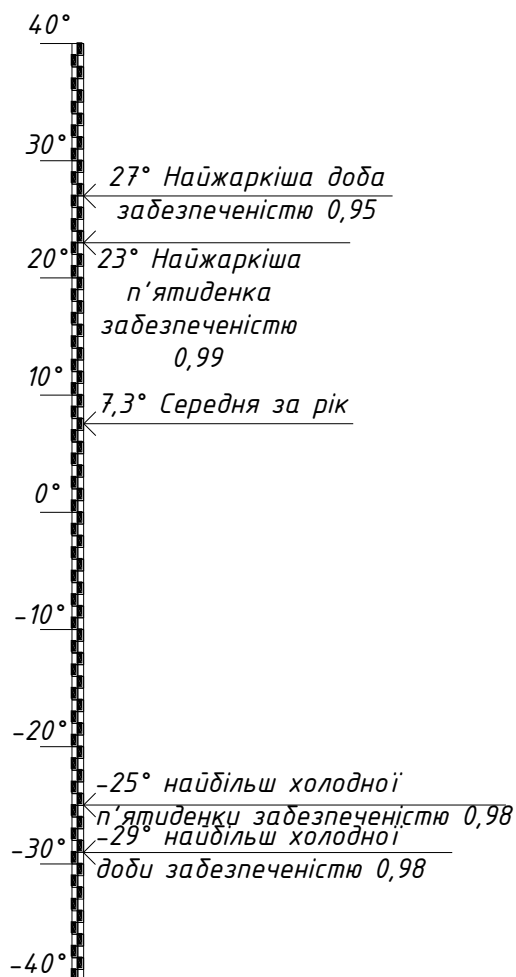
1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1. Загальна характеристика району будівництва

Будівництво виробничої бази по ремонту автомобільних агрегатів, м. Вінниця. Загальна площа ділянки під будівництво 4,6га.

Головні кліматичні умови району будівництва такі:

Шкала температур для м. Вінниця.



Район будівництва – м. Вінниця має такі характеристики:

- температура повітря найбільш холодної п'ятиденки – -25°C забез. 0.98;
- найбільш холодних діб – -29°C ;
- середньорічна температура $+7,3^{\circ}\text{C}$;
- кліматичний район будівництва – I;
- глибина промерзання – 100см;
- сніговий район – IV;
- нормативне значення ваги снігового покриву – 1,365 кПа;
- вітровий район – III;

- нормативні значення вітрового тиску – 0,473 кПа;
- господарюючі вітри;
 - зимові – Західний (січень);
 - літні – Північно-західний (липень).

Клімат району – помірно-континентальний з не спекотним літом та помірно холодною зимою.

Повторюваність напрямків вітру

Місяць	Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗх	Зх	ПнЗх	Штиль
Січень	10,1	5,6	7,4	11,1	13,7	14,7	22,6	14,8	7,1
Липень	15,5	8,2	8,9	7,4	8,3	8,7	19,9	23,1	14,8

1.2. Ситуаційний план

Ділянка під забудову має складну форму в плані із площею 4,6га.

Виробнича база підприємства з технічного обслуговування автобусної техніки, побутові приміщення, операторська, площадки для зберігання металобрухту і обладнання, трансформаторна, очисні споруди, резервуари запасу води, каналізаційна насосна.

В якості під'їзних шляхів використовується існуюча дорога з асфальтовим покриттям шириною 6м. На територію майданчика є 2 в'їзди. Необхідні внутрішньо майданчикові дороги і під'їзди влаштовуються до початку будівництва.

Забезпечення будівництва в робочій силі здійснюється за рахунок будівельних бригад

Висновок про доцільність будівництва.

Вивчивши всі матеріали про майданчик розміщення автотранспортного підприємства в промисловій зоні вважається доцільним, тому, що поряд розміщено декілька АК, ПМК, а також колективні та фермерські господарства прилеглі до міста, які потребують ремонту агрегатів, двигунів, деталей та автомобільної техніки.

1.3. Генплан

Архітектурно-планувальне вирішення враховує вимогу раціонального розміщення споруд на майданчику з урахуванням місцевості, рози вітрів, технології та санітарних та протипожежних вимог (ДБН 360-92*. Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень).

1.3.1. Горизонтальне та вертикальне планування

Основою прив'язки всіх будівель є будівельна сітка координат, яка прив'язана до раніше збудованої дороги і нанесена через 50 метрів.

Вся територія спланована таким чином, щоб забезпечити нормальні ухили в поздовжньому та поперечному напрямках по проїздам та майданчикам для стоку атмосферних вод.

1.3.2. Озеленення

Всі породи дерев та кущів підібрані з врахуванням ґрунтово-кліматичних умов і можливості місцевих питомників.

На вільних від насаджень місцях висівають газони із суміші газонних трав:

- вівсяниця червона -25%;
- райтрас пасовищний -60%;
- половиця звичайна -15%.

1.4. Об'ємно-планувальне вирішення

1.4.1. Технологічний процес

Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів призначений для технологічного обслуговування, поточного та капітального ремонту агрегатів та двигунів.

Загальний об'єм робіт по технічному обслуговуванні та ремонту автопарку складає 21457 люд.-год.

Тридцять одиниць техніки можна одразу розмістити на території автотранспортного підприємства для ремонту одночасно. В разі більшої кількості техніки, яку потрібно ремонтувати, її розміщують на спеціальних відкритих стоянках, які розміщуються на території підприємства.

Автомобіль, що потребує ремонту спочатку заганяють на ремонтно-монтажну ділянку, де його розбирають до потрібних меж. Потім в залежності від несправності, потрібний агрегат чи вузол, ремонтують на ділянках ремонту електрообладнання, двигунів, агрегатів, паливної апаратури та гідросистем.

1.4.2. Обґрунтування прийнятого вирішення

Будівля виробничої бази по ремонту автомобільних агрегатів прямокутна в плані з розмірами в осях 72х48м. Вона має прольоти по 24м, крок колон 12м (через 6м – фахверки).

Висота до низу кроквяних конструкцій – 8,95м. Будівля обладнана двома мостовими кранами, вантажопідйомністю $Q = 10$ т.

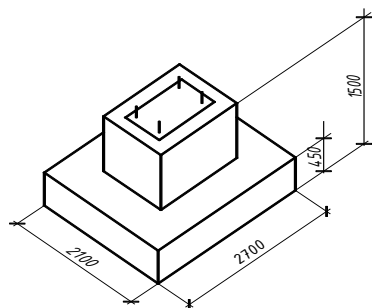
1.5. Конструктивне вирішення будівлі

Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів – будівля з повним сталезалізобетонно-металевим каркасом, що складається з поперечних рам (два прольоти по 24м і висотою 11,95м), які складаються із ферм і колон. Функції ребер жорсткості виконують підкроквяні ферми (з кроком 12м).

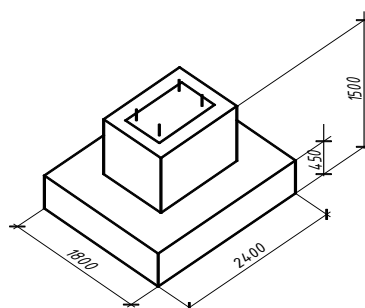
Фундаменти

Застосовуються монолітні залізобетонні по серії 1.412-1/77 із анкерними болтами для сталі залізобетонних колон крайнього і середнього ряду.

Під середню колону.

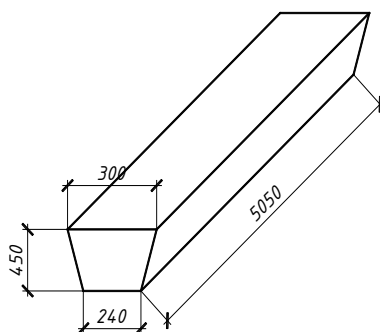


Під крайню колону



Фундаментні балки

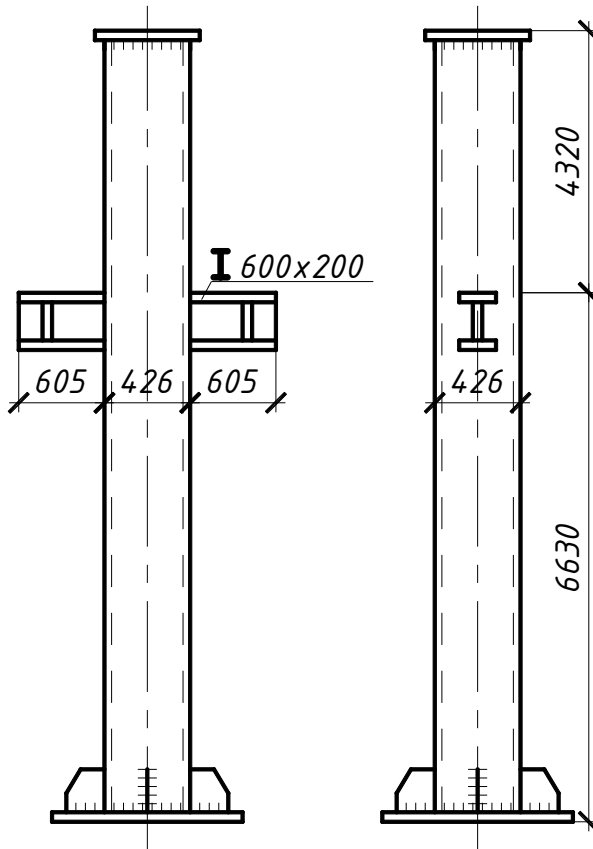
Застосовуються по серії 1.416-1, випуск, марка ФБб-2 трапецеїдального перерізу під стінові цокольні панелі товщиною 300мм.



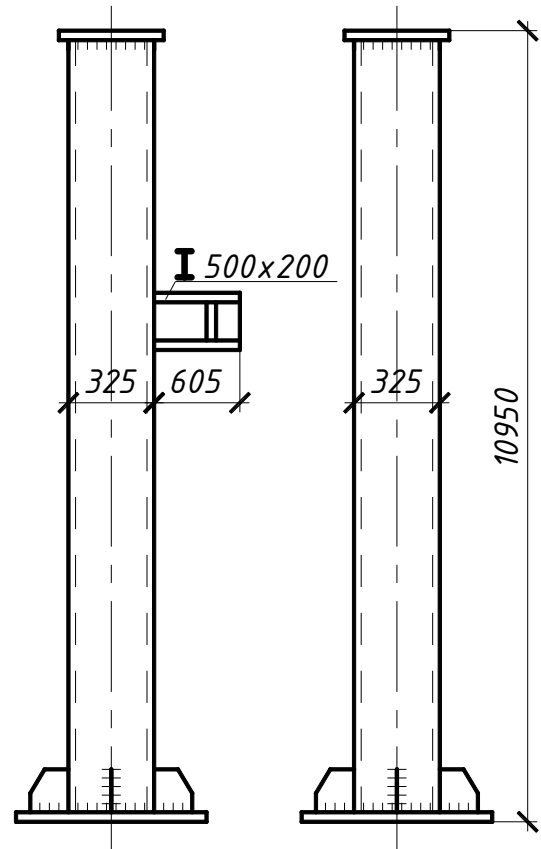
Колони

Застосовуються сталі залізобетонні (із зовнішнім армуванням) круглого перерізу (труба заповнена бетоном). Сталь класу С235, бетон класу В20, товщина стінки труби 5мм, діаметр середньої колони 426мм, крайньої – 325мм, із консоллю для підкранової балки.

Колонна середнього ряду.

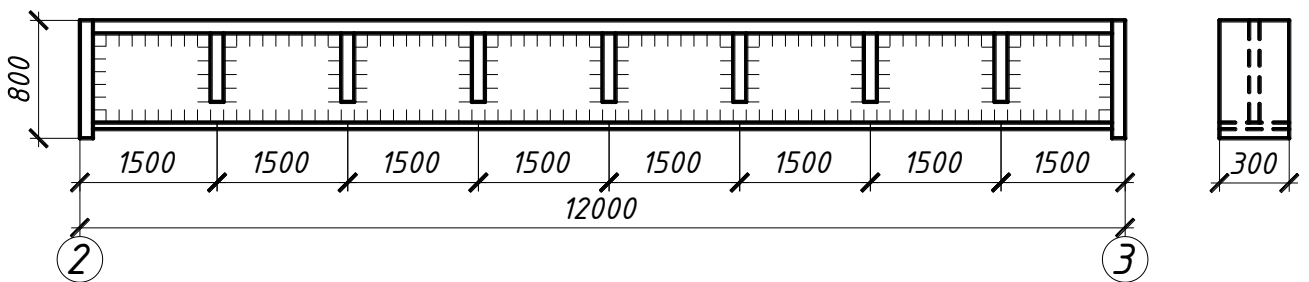


Колонна крайнього ряду.



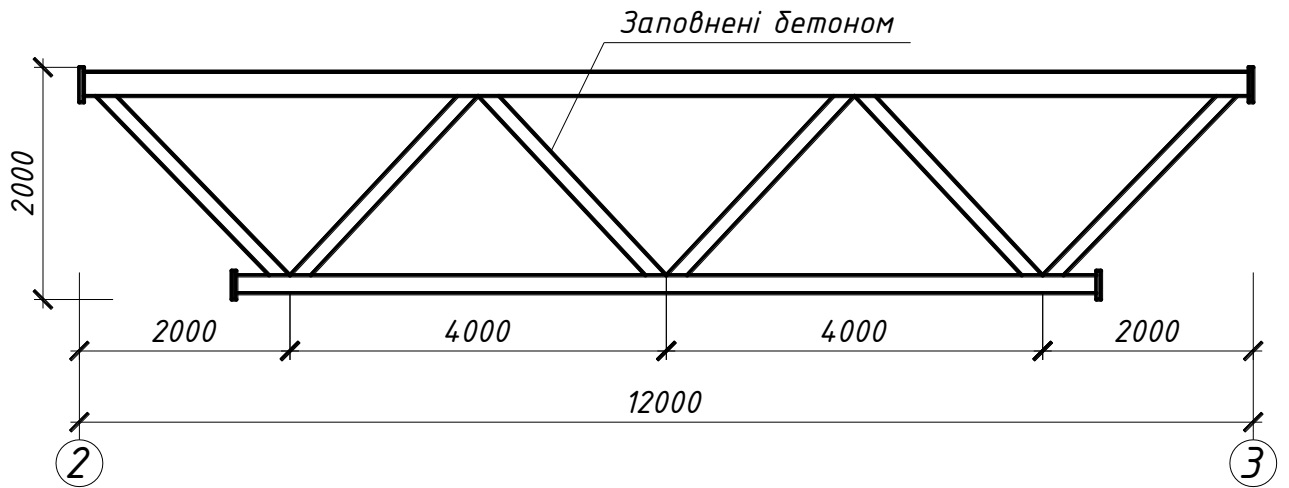
Підкранові балки

Застосовуються із металу класу С235



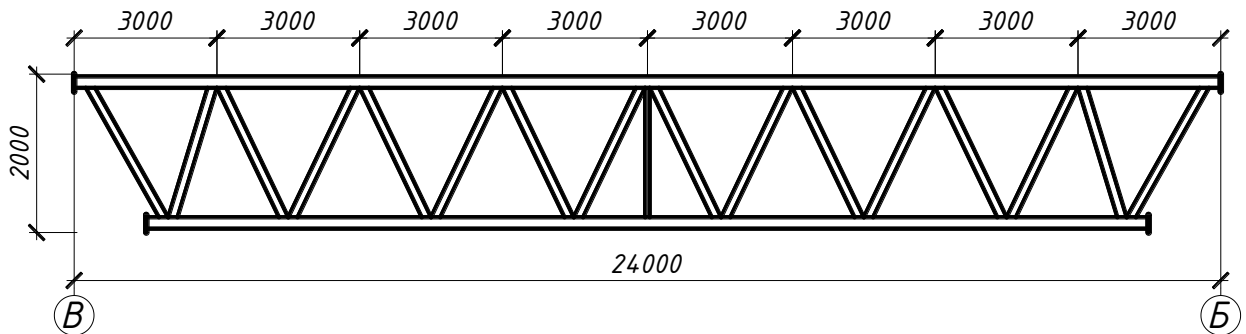
Підкроквяні ферми

Застосовуються із сталі класу С240, із замкнутих прямокутних профілів. Причому стиснуті елементи ферми проектується сталі залізобетонними (тобто заповнені бетоном класу В20) довжиною, яка дорівнює кроку несучих колон 12м.



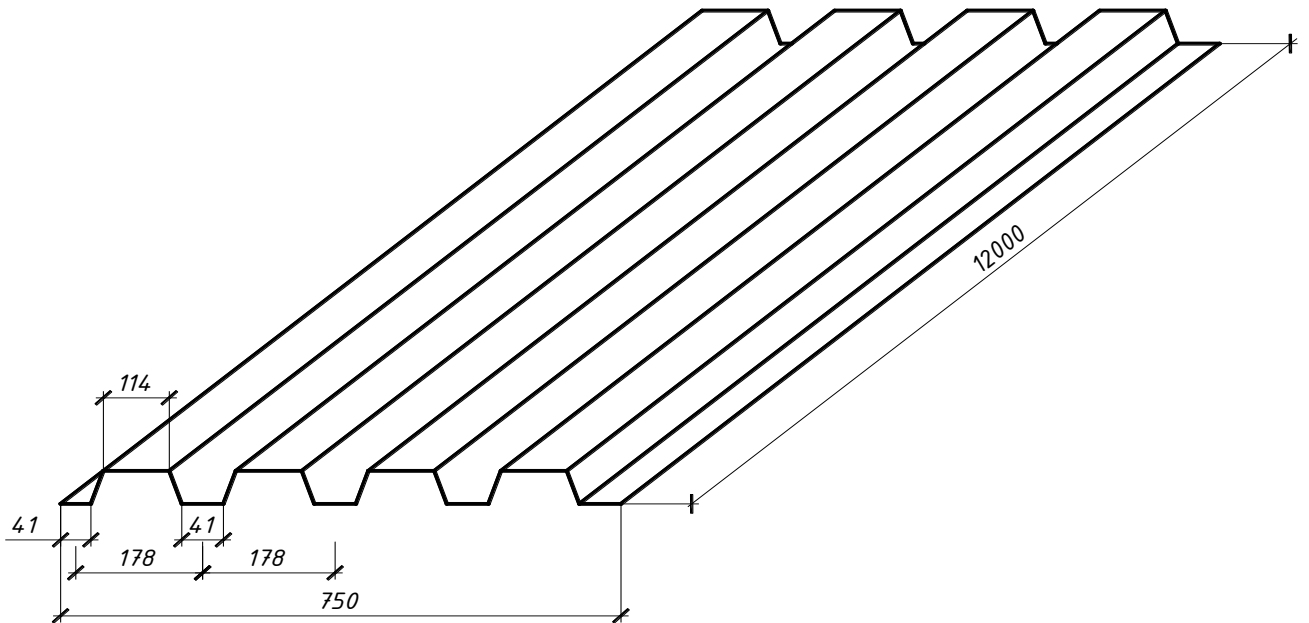
Кроквяні ферми

Застосовуються із сталі класу С240 із замкнутих прямокутних профілів. Вона складається з двох монтажних елементів по 12м.



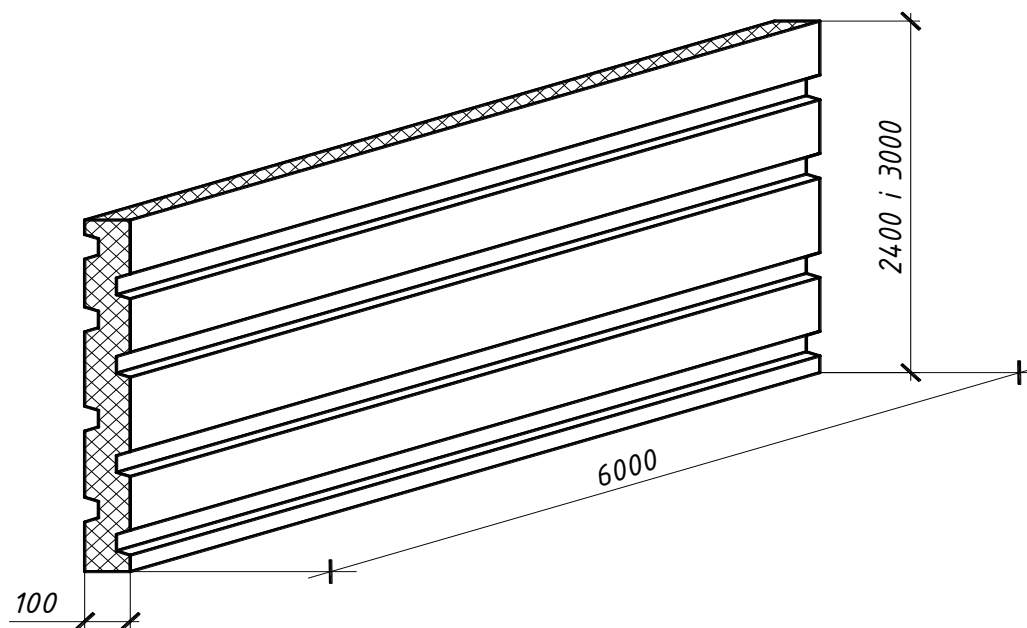
Покриття

Для покриття застосовують профільований настил по ГОСТ Н-40-711-08, довжиною 12м по кроквяних фермах через 4м, ширина настилу 750мм.



Стіни

Огороджувальні конструкції – збірні із стінових панелей типу «сандвіч», тобто із двох профільованих листів і мінераловатних плит посередині. Довжина панелей 6000мм в ширину 2400 і 3000мм. Товщина панелей 100мм.



Покрівля

з трьох шарів руберойду рулонна на бітумній мастиці з ухилом 1,5%. Після профільованих листів мінераловатні плити. Застосовуються пожежні матеріали: гідроізол, руберойд, які вкладають на мастиці з додавання атисептика.

Перегородки

Приймаються з гіпсових плит товщиною 80мм та цегляні товщиною 120мм.



Підлога

В залежності від призначення поли запроектовані бетонні, із металевих плит і керамічної плитки.

1-бетон В20; $\delta=20$;

2-стяжка із дрібнозернистого бетону кл. В20; $\delta=40$;

3-рулонна гідроізоляція;

4- підстил. шар $\delta=200$.

1-сталеві плити $\delta=6$ мм;

2-цементно-піщана стяжка $\delta=25$ мм;

3-рулонна гідроізоляція;

4-підстил. шар $\delta=200$.

1-керамічна плитка $\delta=10$ мм;

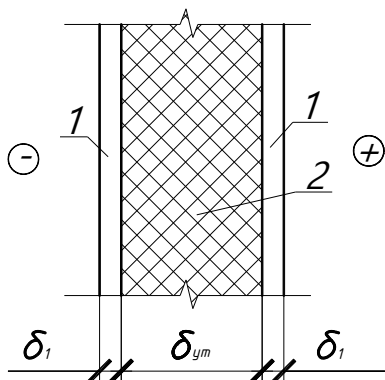
2-цементно-піщана стяжка $\delta=25$ мм;

3-рулонна гідроізоляція;

4-підстилочний шар бетону кл. В20; $\delta=200$.

1.6. Теплотехнічні розрахунки

1.6.1. Теплотехнічний розрахунок стінової панелі



В якості стінових конструкцій використовуємо панелі «сандвіч» з ефективним утеплювачем. Панелі з двох облицювальних листів $\delta=0,8$ мм, між якими розміщують шар утеплювача, товщину якого знаходимо за [42].

1) Вхідні дані для теплотехнічного розрахунку:

м. Вінниця; за ([ДБН В.2.6-31-2006], додаток Г) відносимо будівлю до III групи, для якої $t_{e1} = 16^{\circ}\text{C}$, $\varphi \leq 50 - 60\%$; вологісний режим приміщення за ([ДБН В.2.6-31-2006], додаток Г) – нормальний; зона вологості для м. Вінниця – нормальна; значення температурного перепада за ([ДБН В.2.6-31-2006], табл. 3,) становить $\Delta t_{cr} = 7^{\circ}\text{C}$; умови експлуатації огорожуючих конструкцій за ([ДБН В.2.6-31-2006], додат. К) становлять: «Б».

2) Вибір матеріалів для огорожуючої конструкції:

У якості огорожуючої конструкції приймаємо трьохшарову панель «сандвіч» з утеплювачем з базальтової вати „ROCKMIN” та двох шарів профнастилу з товщиною шару $\delta = 0,8$ мм. У якості утеплювача, як зазначено вище приймаємо базальтову вату, товщину шару якої і потрібно визначити. Шарами металу в розрахунках можна знехтувати.

Записуємо необхідні дані у табличній формі ([ДБН В.2.6-31-2006], додат. Л):

Таблиця

Номер шару	Назва шару	Товщина шару, δ , мм	Теплопровідність λ , Вт/(м·°C)	Теплозасвоєння s , Вт/(м ² ·°C)
1	Профнастил	–	–	–
2	Базальтова вата	?	0,045	0,84

	„ROCKMIN”			
3	Профнастил	–	–	–

3) Розрахунок стінової панелі за ([ДБН В.2.6-31-2006])

а) Мінімально допустиме значення, $R_{q \min} = 2,0$ табл. 2 зона 1, опору теплопередачі внутрішніх міжквартирних конструкцій, що розмежують приміщення з розрахунковими температурами повітря, які відрізняються більше ніж на 3°C (стіни, перекриття), визначають за формулою:

$$R_{q \min} = \frac{t_{B1} - t_{B2}}{\Delta t_{cr} \alpha_{B1}},$$

де t_{B1} , t_{B2} – розрахункові температури повітря в приміщеннях, $^{\circ}\text{C}$, що приймаються згідно з табл. Г.2 або розраховуються згідно з додатком Д;

Δt_{cr} – те саме, що в формулі;

α_{B1} – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні конструкцій, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{К})$, що приймається згідно з додатком Е.

Попередньо призначаємо інерційність стінової конструкції $D > 1,5$ – безінерційна.

б) Приймаємо за розрахункову температуру t_{e2} , для м. Полтави зона 1, ця температура за (додаток Ж) становить $t_{e2} = -22^{\circ}\text{C}$. Тоді:

$$R_{q \min} = \frac{1 \cdot (16 - (-22))}{7 \cdot 8,7} = 0,62 \frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}}$$

в) Опір теплопередачі огорожуючої конструкції визначаємо за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_3} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_3}, \text{ де}$$

α_H – коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огорожуючої конструкції, $\text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$, який приймаємо за додатком Е $\alpha_H = 23 \text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$. Причому повинна виконуватись умова:

$$R_{q \min} \leq \sum R_i,$$

Тоді отримаємо:

$$\delta_2 = \lambda_2 \left(R_{q \min} - \left(\frac{1}{\alpha_B} + \frac{1}{\alpha_H} \right) \right) = 0,045 \left(2,0 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{1}{23} \right) \right) = 0,082 \text{ м} = 8,2 \text{ см}$$

Отже товщина утеплювача становить 82мм. Приймаємо товщину утеплювача 100мм.

г) Визначаємо фактичний опір стінової конструкції:

$$\sum R_i = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,1}{0,045} + \frac{1}{23} = 2,4 \frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}} > R_{q \min} = 2 \frac{\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}}{\text{Вт}}$$

д) Перевіряємо теплову інерцію D огорожуючої конструкції за формулою:

$$D = R_2 \cdot s_2, \text{ де}$$

R_2 - термічний опір утеплювача.

$$D = \frac{0,2}{0,045} \cdot 0,84 = 1,86 > 1,5$$

Робимо висновок, що товщина утеплювача визначена вірно.

1.6.2. Теплотехнічний розрахунок покриття

1. Вхідні дані для теплотехнічного розрахунку:
2. Вибір матеріалів для огорожуючої конструкції:

утеплювач (базальтова вата „ROCKMIN”), вирівнюючий шар (цементно-піщана армована стяжка), гідроізоляційний килим (гідроізол), шар гравію.

Записуємо необхідні дані у табличній формі ([42], стр.18, додат.3):

Таблиця

№ шару	Назва шару	Товщина шару $\delta, мм$	Теплопровідність $\lambda, Вт/(м \cdot ^\circ C)$	Теплозасвоєння $s, Вт/(м^2 \cdot ^\circ C)$
1	Профнастил	-	-	-
2	Утеплювач - „ROCKMIN”	?	0,045	0,84
3	Цементно – піщана армована стяжка	40	0,76	9,6
4	Гідроізоляційний килим (гідроізол)	20	0,17	3,53

3. Розрахунок покриття виконуємо за ([ДБН В.2.6-31-2006])

б) Визначаємо термічні опори двох шарів за формулою: $R = \frac{\delta}{\lambda}$, де

δ - товщина шару, м

λ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності, $Вт/(м \cdot ^\circ C)$

$$\text{Шар 3: } R_3 = \frac{\delta_3}{\lambda_3} = \frac{0,040}{0,76} = 0,053 м^2 \cdot ^\circ C / Вт$$

$$\text{Шар 4: } R_4 = \frac{\delta_4}{\lambda_4} = \frac{0,020}{0,17} = 0,12 м^2 \cdot ^\circ C / Вт$$

Попередньо призначаємо інерційність стінової конструкції $D < 1,5$ – безінерційна.

в) Опір теплопередачі огорожувальної конструкції визначаємо за формулою:

$$\sum R_i = \frac{1}{\alpha_n} + R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + \frac{1}{\alpha_n}, \text{ де}$$

α_n - коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огорожуючої конструкції, $Вт/(м^2 \cdot ^\circ C)$, який приймаємо за, ([42], табл.6*)

$$\alpha_n = 23 Вт/(м^2 \cdot ^\circ C).$$

Причому повинна виконуватись умова: $R_0 \geq R_0^{mp}$,

Тоді отримаємо:

$$\delta_2 = \lambda_2 \left(R_0^{mp} - \left(\frac{1}{\alpha_e} + R_3 + R_4 + \frac{1}{\alpha_H} \right) \right) = 0.045 \left(0.441 - \left(\frac{1}{8.7} + 0.053 + 0.12 + \frac{1}{23} \right) \right) =$$
$$= 0.0067 \text{ м} = 0.67 \text{ см}$$

Отже товщина утеплювача становить 0,67. Приймаємо товщину утеплювача 100мм.

д) Визначаємо термічні опори 2-го шару покриття:

$$R_2 = \frac{\delta_2}{\lambda_2} = \frac{0,1}{0,06} = 1,67 \text{ м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$$

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_e} + R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{8.7} + 2,2 + 0.053 + 0.12 + \frac{1}{23} =$$

Отже:

$$= 2,52 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}} > R_{q\min} = 2 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{°C}}{\text{Вт}}$$

г) Перевіряємо теплову інерцію D огорожуючої конструкції за формулою:

$$D = R_2 \cdot s_2 + R_3 \cdot s_3 + R_4 \cdot s_4, \text{ де}$$

R_2, R_3, R_4 - термічні опори окремих шарів.

$$D = 2.52 \cdot 0,84 + 0,053 \cdot 9,6 + 0,12 \cdot 3,53 = 3.04 > 1.5$$

Робимо висновок, що товщина утеплювача визначена вірно.

1.7. Санітарно-технічне обладнання, опалення

Питомі витрати тепла за годину на опалення 1 м^2 загальної площі виробничої бази по ремонту автомобільних агрегатів складають 0,12 кВт або 103,8 ккал/год.

Теплопостачання виробничої бази підприємства передбачено від місцевої котельні, що знаходиться на території виробничої зони.

Перепад тиску на вводі теплових мереж повинен бути не менше ніж 60 кПа.

Гаряче водопостачання

На технологічні потреби постачання гарячої води не передбачено.

Потрібний напір на вводі в будівлю – 13м.

Вентиляція

Для локалізації шкідливостей передбачено місцеві укуси від витяжного шкафу та панелей. Кількість повітря, що подається приточними системами, компенсує витяжку та забезпечує підтримання потрібних умов повітряного середовища.

Робота приточної системи П₂ передбачена під час виїзду та в'їзду автомобілів та забезпечує тепло та обігрів виїжджаючих машин та тепло на нагрів повітря, що проходить через відкриті ворота.

Ремонт вентообладнання виконується штатним слюсарем господарства.

Водопостачання

Водопостачання виробничої бази підприємства вирішується від мереж господарсько-питного водопроводу.

В будівлі вбудовується мережа протипожежного водопроводу. Внутрішнє пожежогасіння вирішується двома стовпами води від пожежних кранів, що комплектуються пожежними рукавами 30м. Розрахункові витрати води на внутрішнє пожежогасіння – 10,8л/с.

Зовнішнє пожежогасіння будівлі вирішується від зовнішньої водопровідної мережі.

Каналізація

Виробничі стічні води перед викидом в очисні споруди проходять локальне очищення в брудовідстійнику з бензوماстиловловлювачем. Брудовідстійник обладнується волокнистим фільтром. Розрахункові витрати стічних вод складають:

- побутових: 3,08 м³/добу; 1,77 м³/добу; 3,5л/с;
- виробничих: 1,5 м³/добу; 0,73 м³/добу; 11 л/с.

Електропостачання

Встановлена потужність силового електрообладнання та електроосвітлення складає 111,96 кВт, розрахункова потужність – 48,14 кВт.

Річні витрати електроенергії – 82,7 кВт.

Автоматизація

В проекті також передбачається централізоване відключення при виникненні пожежі систем вентиляції, що обслуговують приміщення з виробництвом категорії В.

Зв'язок та сигналізація

Для переговорів оператора з водіями передбачається електронний гучномовний зв'язок.

Пожежна сигналізація виконана з урахуванням вимог.

1.8. Світлотехнічний розрахунок

Виробнича база по ремонту автомобільних агрегатів має розміри в плані 72х48м.

Площа світлових прорізів з конструктивних міркувань прийнята.

Остеклення стрічкове подвійне. Місце будівництва: м. Вінниця (IV пояс світлового клімату).

коефіцієнт відбивання стелі, приймаємо $\rho_{\text{ср.}}=0,3$. Будівля орієнтовно вікнами на схід і захід (азимут 90^0 та 270^0).

Порядок розрахунку.

1. Визначаємо нормативне значення коефіцієнта природного освітлення к.п.о. (за ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення)

$$l_n^{IV} = l_n^{III} \cdot m \cdot l,$$

де l_n^{III} - нормативне значення к.п.о. для третього світлового поясу,

$$l_n^{III} = 4\% \text{ (за т.1)}$$

m – коефіцієнт світлового клімату, $m=0,9$ (за т. 4)

l – коефіцієнт сонячності клімату, $l=0,75$ (за т. 5)

$$l_n^{IV} = 1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,75 = 0,84\%$$

2. Визначаємо розрахункове значення к.п.о.

$$l_p^\delta = E_\delta \cdot q - v_1 \frac{\tau_0}{K_3},$$

де E_δ - геометричний к.п.о. в розрахунковій точці при бічному освітленні, $E_\delta = 0,01n_1n_2$;

де n_1n_2 - кількість променів, що проходять крізь віконний проріз, за графіками Данилюка I та II відповідно;

q – коефіцієнт врахування нерівномірності ясності хмарного неба;

v_1 – коефіцієнт, що враховує підвищення к.п.о. при бічному освітленні завдяки світлу, що відбивається від поверхонь приміщення;

τ_0 – загальний коефіцієнт пропускання світла,

$$\tau_0 = \tau_1 \cdot \tau_2 \cdot \tau_3$$

де $\tau_1 = 0,8$ – коефіцієнт світлового пропускання матеріалу при подвійному листовому віконному остекленні;

$\tau_2 = 0,7$ – коефіцієнт, що враховує втрати світла в рамках світлопрорізу при металевих спарених віконних рамах;

$\tau_3 = 1$ – коефіцієнт, що враховує втрати світла в несучих конструкція при бічному освітлення;

$$\tau_0 = 0,8 \cdot 0,7 \cdot 1,0 = 0,56$$

$K_3 = 1,3$ – коефіцієнт запасу, що враховує зниження к.п.о. та освітлення в разі забруднення чи старінні світлопрозорих заповнень світлопрорізів; таке значення коефіцієнт має при повітряному середовищі, що вміщує в робочій зоні $< 1\text{мг/м}^3$ пилу, диму та кіптяви за табл. 3 [10].

Для розрахунку приймаємо 12 точок на горизонтальній робочій поверхні при $h_{\text{р.п.}} = 0,8\text{м}$, що знаходяться на відстані відповідно 1м, 3м, 5м, 7м, 9м, 11м, 13м, 15м, 17м, 19м, 21м, 23м від внутрішньої поверхні огорожі.

Результати розрахунків зводимо в таблицю.

№ точ- ки	$l_p^\delta = E_\delta \cdot q \cdot v_1 \frac{\tau_0}{K_3}$						$l_p^{\delta n}$
	$E_\delta = 0,01n_1n_2$			E_δ	q	V_1	
	n_1	№ С	n_2				
1	38	6	50x2	38	1,15	1,06	20,7
2	23	9	50x2	23	1,12	1,11	16,1
3	15	14	49x2	14,7	1,00	1,16	8,94
4	10	18	49x2	9,8	0,86	1,20	5,66
5	7	23	48x2	6,72	0,76	1,28	3,65
6	5	28	48x2	4,7	0,70	1,34	2,46
7	4	32	46x2	3,68	0,69	1,42	1,98
8	3	37	44x2	2,64	0,64	1,50	1,75
9	3	42	42x2	2,52	0,62	1,57	1,39
10	2	47	40x2	1,6	0,59	1,65	0,92
11	2	50	38x2	1,52	0,58	1,74	0,87
12	2	54	36x2	1,44	0,56	1,80	0,82

1.9. Протипожежні заходи

Будівництво виробничої бази по ремонту автомобільних агрегатів повинно передбачатись не далі ніж 2км від розташування пожежного депо.

Для приміщень передбачено автоматичне відключення систем вентиляції при виникненні пожежі.

Витяжний вентилятор від шкафа для зарядження акумуляторів прийнятий в іскрозахищеному виконанні, а електродвигун – в вибухозахищеному виконанні.

Витяжний повітревод від шкафа для зарядження акумуляторів та витяжний вентилятор повинні бути заземлені у відповідності з вимогами ПУЕ.

1.10. Техніка безпеки та охорона праці

В холодну пору року в приміщеннях виробничої бази підприємства підтримується температура задана діючими нормами.

Зарядження акумуляторів проводиться в витяжному шкафу. Для монтажу та демонтажу гуми передбачено спеціальний стенд.

З метою зниження шуму компресор розміщено в окремому приміщенні.

Для приміщення великовагових вантажів в приміщенні виробничої бази підприємства передбачено мостові крани вантажопід'ємністю 10т.

Миття автомобілів, причепів, їх вузлів та деталей проводиться пожежо-вибухобезпечними не токсичними рідинами.

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Компонування конструктивної схеми каркасу

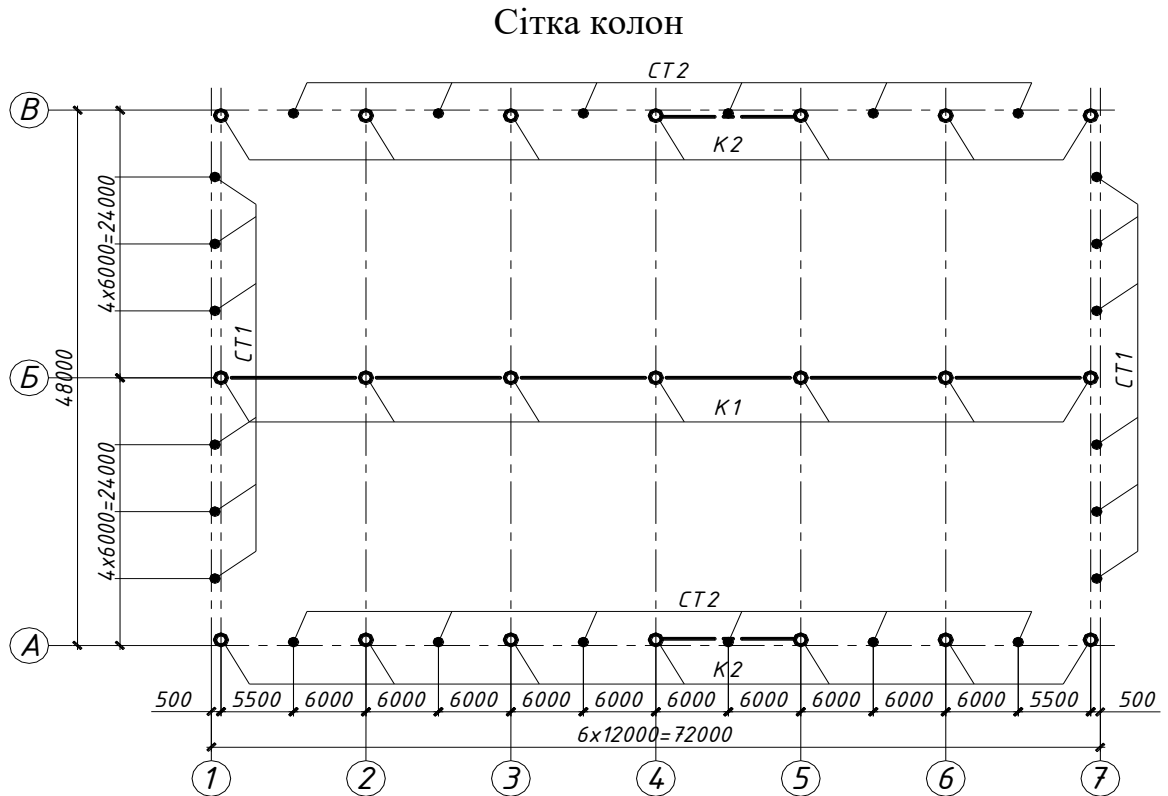
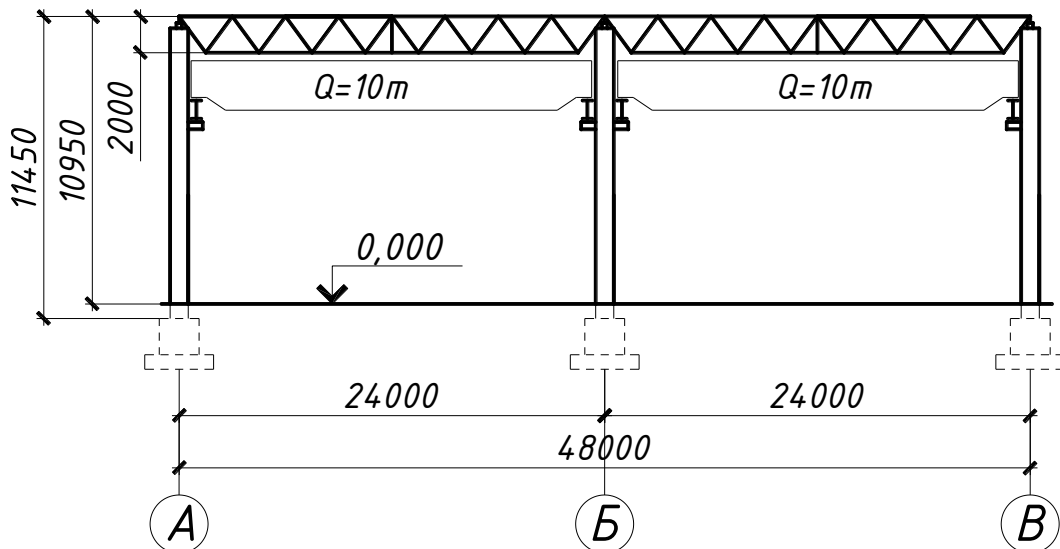


Схема поперечної рами



Висота ферми $h_{\phi}=2\text{м}$.

Заглиблення колони нижче поверхні підлоги при $10 < H < 14$ $h_3=0,5\text{м}$.

Прив'язка зовнішньої грані колони до повздовжньої осі дорівнює $b_0=0$, до поперечної осі в торці будівлі $b_0=500$.

Висота перерізу колон h_k визначається розрахунком, але із умов жорсткості колони під дією кранових навантажень, вона повинна бути не меншою від $b/20$ висоти колони h .

2.2. Визначення навантажень, діючих на раму

2.2.1. Постійне навантаження

Погонне навантаження на ригель рами

$$q_n = (\sum q_i + \gamma_{fi}) \cdot B = qB$$

γ_{fi} – коефіцієнт надійності за навантаженням для маси покриття т.1.2. [6].

Навантаження від маси конструкцій покриття

№ п/п	Тип і конструкція покриття	Характеристичне значення навантаження, кПа	γ_f	Граничне розрахункове значення навантаження, кПа
1	Захисний шар з гравію зануреного в мастику 20мм.	0,4	1,3	0,52
2	Гідроізоляція з 2 шари євроруберойду	0,16	1,3	0,21
3	Утеплювач „ROCKMIN” плити $\gamma=200\text{кг/м}^2$; $\delta=100\text{мм}$.	0,4	1,3	0,52
4	Пароізоляція із 1 шару руберойду.	0,04	1,1	0,044
5	Профільований настил (сталевий).	0,155	1,05	0,163
6	Кроквяна ферма $\ell=24\text{м}$.	0,2	1,05	0,21
7	Підкроквяна ферма $\ell=12\text{м}$.	0,05	1,05	0,053
8	В'язі	0,01	1,05	0,011
Σ	Усього	1,32	-	1,73

Погонне навантаження на ригель рами

$$q_n = 1,73 \cdot 12 = 20,76.$$

2.2.2. Снігове навантаження

При розрахунку рами навантаження від снігу приймається рівномірно розподіленим за довжиною ригеля. Розрахункове навантаження на 1м ригеля:

$$S_{сн} = \gamma_{fm} \cdot s_0 \cdot \mu \cdot c_e \cdot c_{alt} \cdot B = 1,04 \cdot 1,365 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 12 = 33,6 \text{ кН / м } , \text{ де}$$

s_0 – вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні. Приймається згідно ([12], рис. 8.1). Приймаємо $s_0 = 1,365 \text{ кПа}$, район 5 – м. Вінниця.

$C_e = 1$ – коефіцієнт, що враховує особливості режиму п.8.9 [12].

$C_{alt} = 1$ – коефіцієнт, що враховує висоту над рівнем моря при $H < 0,5 \text{ км}$, п.8.10 [12].

$\mu = 1$ – коефіцієнт переходу від снігового навантаження на землі до навантаження на покриття, за п. 8.7 [12].

$\gamma_{fm} = 1,04$ – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим сніговим навантаженням строк експлуатації 60 років. за п.8.11 [12].

2.2.3. Вітрове навантаження

Навантаження від вітру визначаємо для навітряної та завітряної частини будівлі.

Розрахункове навантаження на 1 м довжини колони від активного тиску

$$q_a = \gamma_{fm} \cdot c_{aer} \cdot c_h \cdot c_{alt} \cdot c_{rel} \cdot c_{dir} \cdot c_d \cdot w_0 \cdot B = \\ = 1,04 \cdot 0,8 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,473 \cdot 12 = 5,3 \text{ кН / м ,}$$

від пасивного тиску

$$q_n = \gamma_{fm} \cdot c_{aer} \cdot c_h \cdot c_{alt} \cdot c_{rel} \cdot c_{dir} \cdot c_d \cdot w_0 \cdot B = \\ = 1,04 \cdot 0,6 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,473 \cdot 12 = 3,5 \text{ кН / м .}$$

де $\gamma_{fm} = 1,04$ – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим вітровим навантаженням, строк експлуатації 60 років, за п.9.14 [12].

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за 9.8, $c_a = 0,8$, $c_n = 0,6$;

C_h – коефіцієнт висоти споруди, визначається за 9.9 (тип місцевості III, при $h =$ до 8,0 м $C_h = 1,6$ – буде рівномірно розподіленим, при $h =$ від 8,0 до 8,6 м C_h – буде змінним рис. 9.2);

$C_{alt} = 1$ при $H < 0,5 \text{ км}$ - коефіцієнт географічної висоти, що визначається за 9.10;

$C_{rel} = 1$ – (рівнинна місцевість) – коефіцієнт рельєфу, що визначається за 9.11;

$C_{dir} = 1$ (загальний випадок) – коефіцієнт напрямку, що визначається за 9.12;

$C_d = 1$ – (при відсутності пульсацій) коефіцієнт динамічності, що визначається за 9.13.

C_{aer} – аеродинамічні коефіцієнти для активного і пасивного тисків відповідно. $w_0 = 0,473 \text{ кПа}$ – вітровий тиск, який приймаємо за ([12], рис. 9.1). Приймаємо район I.

2.2.4. Зосереджене навантаження від вітру на колону

Навантаження в межах висоти ригеля прикладається на рівні нижнього поясу ригеля, які виникають від такого перенесення.

$$W = \gamma_{fm} \cdot c_{aer} \cdot c_{heck} \cdot c_{alt} \cdot c_{rel} \cdot c_{dir} \cdot c_d \cdot w_0 \cdot B$$

$c_{heck} = 0,5(c_{h_{nn}} + c_{h_{en}}) \cdot H_\phi$ – для трапецевидного вітрового навантаження на ферму.

c_{he} , c_{hn} – коефіцієнти, які визначаються за ([12], рис. 9.2) і залежать від типу місцевості. Інтерполюючи приймаємо $c_{ha} = 1,6$; $c_{hi} = 1,8$.

$$H_\phi = h_\phi + 0,3 + 0,015L/2 = 2,15 + 0,3 + 0,015 \cdot 24/2 = 2,63 \text{ м}$$

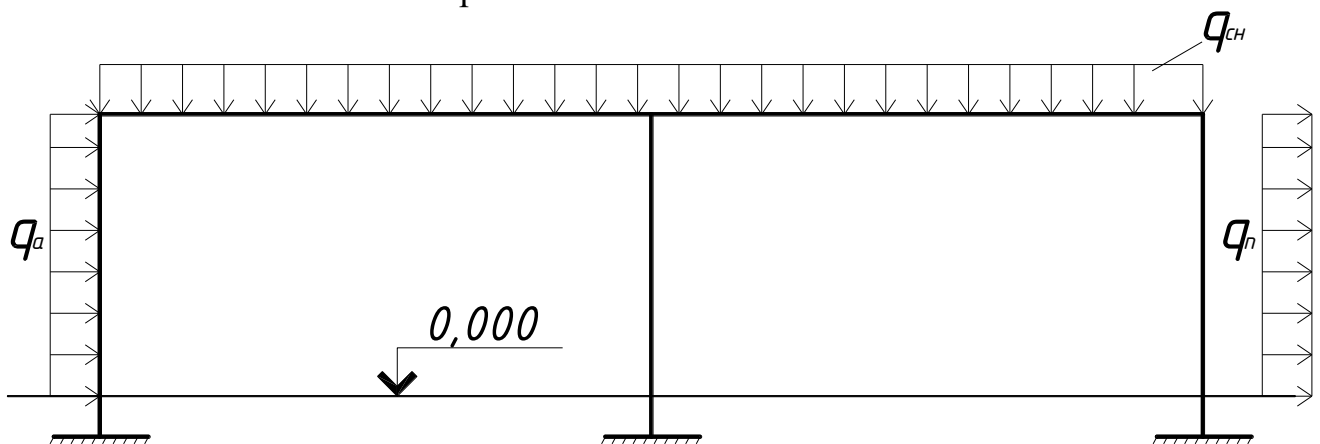
H_ϕ – висота ферми із паралельними поясами з покриттям.

$$c_{heck} = 0,5(c_{h_{nn}} + c_{h_{en}}) \cdot H_\phi = 0,5(1,6 + 1,8) \cdot 2,63 = 4,47 \text{ м}$$

$$W = \gamma_{fm} \cdot c_{aer} \cdot c_{heck} \cdot c_{alt} \cdot c_{rel} \cdot c_{dir} \cdot c_d \cdot w_0 \cdot B =$$

$$= 1,04 \cdot (0,8 + 0,6) \cdot 4,47 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,473 \cdot 12 = 31,8 \text{ кН}$$

Схема вітрового та снігового навантаження.



2.2.5. Навантаження від мостових кранів

Вертикальний тиск на раму від кранів визначаємо по самому не вигідному для колон положенню на підкрановій балці.

Технічні дані мостового крану вантажопідйомністю 10т.

$$P_{\max}^H = 109 \text{кН}$$

$$T_{\text{кол.}}^H = 2,9 \text{кН}$$

$$\text{Маса крана } G_{\text{кр}} = 207 = 200 \text{кН}$$

$$\text{Маса візка } G_{\text{візка}} = 42 \text{кН}$$

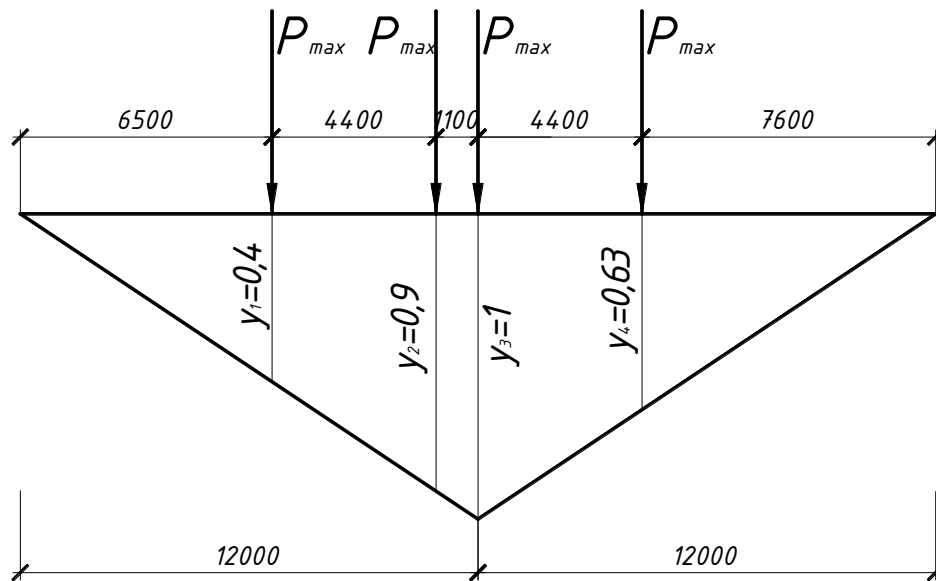
$$K = 4400$$

$$B = 5500$$

$$P_{\min} = \frac{Q + G_{\text{кр}}}{2} - P_{\max} = \frac{100 + 200}{2} - 109 = 41 \text{кН}$$

$$P_{\max} = P_{\max}^H \cdot \gamma_f \cdot \gamma_g = 109 \cdot 1,1 \cdot 1 = 119,1 \text{кН}$$

$$T_{\text{кол.}} = T_{\text{кол.}}^H \cdot \gamma_f \cdot \sum y = 2,9 \cdot 1,1 \cdot 3,07 = 9,79 \text{кН}$$



$$D_{\max} = \sum y \cdot P_{\max} \cdot \alpha = 3,07 \cdot 119,1 \cdot 1,05 = 389,92 \text{кН}$$

$$\alpha = 1,05$$

$$D_{\min} = \sum y \cdot P_{\min} \cdot \alpha = 3,07 \cdot 41 \cdot 1,05 = 132,16 \text{кН}$$

(Вітрове навантаження)

Режим роботи крану 6Н

$$2 \text{ крани } \varphi=0,85 \quad D_{\max} = 331,432 \text{кН}$$

$$D_{\min} = 112,336 \text{кН}$$

$$4 \text{ крани } \varphi=0,7 \quad D_{\max} = 272,344 \text{кН}$$

$$D_{\min} = 92,51 \text{кН}$$

Підкранові балки встановлені з ексцентриситетом по відношенню до осі колони.

Отже, в рамі від їх вертикального тиску виникають зосереджені моменти.

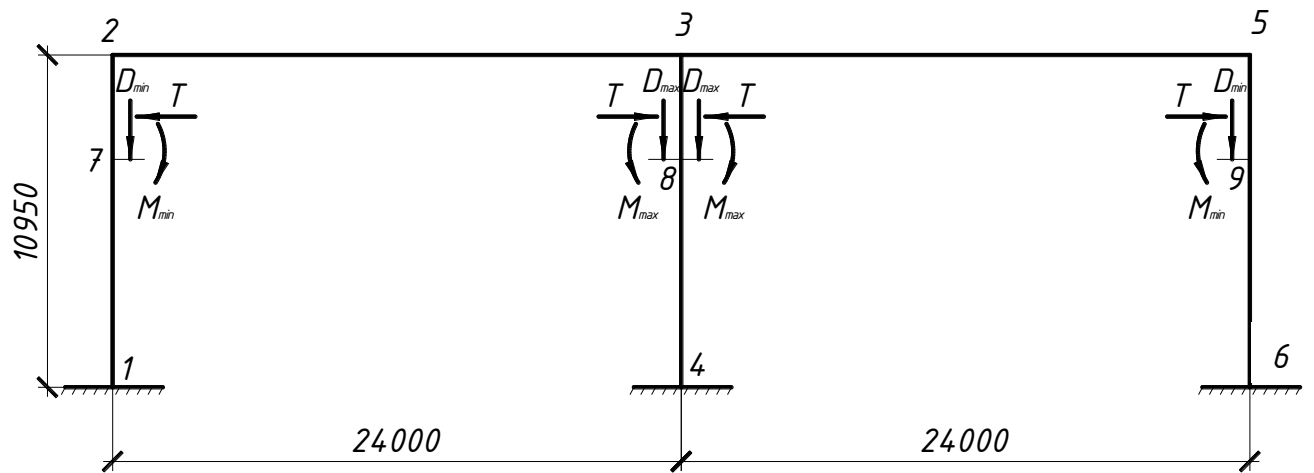
$$2 \text{ крани } \quad M_{\max} = 248,574 \text{кНм}$$

$$M_{\min} = 84,252 \text{кНм}$$

$$4 \text{ крани } \quad M_{\max} = 204,258 \text{кНм}$$

$$M_{\min} = 69,38 \text{кНм}$$

Розрахункова схема рами.



Таблиця розрахункових зусиль

Схема колони	Переріз	Зусилля	Одиниці виміру	Постійне навантаження	Короткочасні навантаження								
					Вітрові		Кранові				Гальмування		
					Зліва	З права	D_{\max} зліва	D_{\max} з права	$D_{\min}, D_{\max}, D_{\min}$	Зліва	З права		
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
	1-1	M	кНм	-	-	44,1	-44,1	72,3	100,8	-	-	6,1	12,2
		N	кН	-132,2	-134,4	-	-	-	-	-	-	-	-
	2-2	M	кНм	-	-	44,1	-44,1	-11,2	-147,8	-	-	6,1	12,2
		N	кН	-132,2	-134,4	-	-	-112,3	-331,4	-544,7	-	-	-
	3-3	M	кНм	-	-	104,5	-104,5	87,2	96	-	-	±10,3	±33,00
		N	кН	-132,2	-134,4	-	-	-112,3	-331,4	-544,7	-	-	-
			Q	кН	-	-	9,55	-9,58	15,6	21,8	-	1,3	7,14

2.2.6. Розрахункові сполучення зусиль

Переріз 1-1

$$n_{кр} = 1$$

$$M_{\max} = 100,8 + 12,2 = 113 \text{кНм} (1.6.9)$$

$$N_{\text{coom}} = -132,2 \text{кН}$$

$$M_{\min} = -100,8 - 12,2 = -113 \text{кНм}$$

$$N_{\text{coom}} = -132,2 \text{кН}$$

$$M_{\text{coom}} = 0$$

$$N_{\max} = -132,2 - 134,4 = -226,6 \text{кН} (1,2)$$

$$n_{кр} \geq 2$$

$$M_{\max} = (44,1 + 100,8 + 12,2) \cdot 0,9 = 141,4 \text{кНм} (1,2,3,6,9)$$

$$N_{\text{coom}} = -132,2 - 134,4 \cdot 0,9 = -253,2 \text{кН}$$

Переріз 2-2

$$M_{\min} = 0,9(-44,1 + 147,8 + 12,2) = -183,7 \text{кНм}$$

$$N_{\text{coom}} = -132,2 - 0,9(134,4 + 331,4) = 551,4 \text{кН} (1,2,4,6,9)$$

Переріз 3-3

$$M_{\max} = 0,9(104,5 + 87,2 + 33 \cdot 0,6) = 202,3 \text{кНм}$$

$$N_{\text{coom}} = -132,2 - 0,9(134,4 + 112,3) = -354,2 \text{кН} (1,2,3,5,9)$$

$$N_{\max} = -132,2 - 0,9(134,4 + 544,7) = 743,4 \text{кН}$$

$$M_{\text{coom}} = 0,9(104,3 + 33,06) = 123,8 \text{кНм} (1,2,3,7,9)$$

$$Q_{\max} = 0,9(9,55 + 21,8 + 7,14) = 34,64 \text{кН} (1,2,3,6,9)$$

Сполучення для розрахунку анкерних болтів

$$M = 104,5 \text{кНм}$$

$$N = \frac{132,2}{1,1} \cdot 0,9 = 108 \text{кН} (1,3)$$

Попередньо визначаємо переріз колони.

$$h \approx \frac{1}{15} H_0 = \frac{6,33 + 4,32}{15} = 0,7 \text{м}$$

$$Ad = \left(\frac{N}{R_y} \right) \cdot \left(1,25 + 2,2 \frac{\ell}{h} \right)$$

$$R_y = 235 \text{МПа}$$

$$\ell = \frac{M}{N}$$

По перерізу 1.

$$\ell = \frac{M}{N} = \frac{202,3}{354,2} = 0,571 \text{м}$$

$$Ad_1 = \left(\frac{354,2 \cdot 10}{235} \right) \cdot \left(1,25 + 2,2 \frac{0,571}{0,7} \right) = 48 \text{см}^2$$

По перерізу 2.

$$\ell = \frac{M}{N} = \frac{123,8}{743,4} = 0,17 \text{ м}$$

$$Ad_1 = \left(\frac{743,4 \cdot 10}{235} \right) \cdot \left(1,25 + 2,2 \frac{0,17}{0,7} \right) = 60 \text{ см}^2 > Ad$$

Приймаємо за розрахункове сполучення зусиль в перерізі 2.

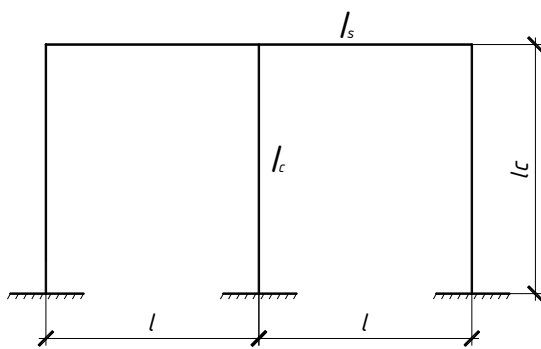
2.3. Розрахунок середньої сталезалізобетонної колони К1 (варіант 1)

2.3.1. Підбір перерізу

приймаємо колону із шарнірно-стержневим кінцем.

По ДБН В.2.6-198:2014 параметр

$$n = \frac{I_c \cdot e_c}{e_x \cdot I_c} = 0; \quad \mu = \sqrt{\frac{0+0,56}{0+0,14}} = 2$$



Таким чином розрахункова довжина в площині колони.

$$\ell_x = \ell_0 \mu = (6,33 + 4,32) \cdot 2 = 21,30 \text{ м} = 2130 \text{ см}$$

$$\ell_y = h_n = 6,33 \text{ м} = 633 \text{ см}$$

Враховуючи, що гнучкість головної колони $[\lambda] = 120$.

$$\lambda_x^{Tp} = \frac{\ell_x}{[\lambda]} = \frac{2130}{120} = 18 \text{ см}$$

$$\lambda_y^{Tp} = \frac{\ell_y}{[\lambda]} = \frac{633}{120} = 5,3 \text{ см}$$

колони із зовнішнім армуванням круглого перерізу $\varnothing 426$ ($t=5\text{мм}$) – заповнена бетоном В20.

$$A_s = 66,1 \text{ см}^2; \quad i_{xy} = 14,9 \text{ см}; \quad A_g = \frac{\pi \cdot 41,6^2}{4} = 1359 \text{ см}^2.$$

Для перевірки приводимо залізобетон до одного матеріалу (металу), тоді

$$A_{номр} = A_{ст} + A_g^{np}$$

$$A_g^{np} = \frac{A_g + E_g}{E_s}$$

$$E_s = 206000 \text{ МПа} \quad (C235)$$

$$E_g = 23000 \text{ МПа} \quad (\text{важкий бетон В20})$$

$$A_g^{np} = \frac{1359 + 23000}{206000} = 151,75 \text{ см}^2$$

$$A_{номр} = 66,1 + 151,75 = 217,85 \text{ см}^2$$

Перевіряємо прийнятий переріз на дію розрахункових сполучень зусиль.

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W}$$

Знаходимо момент опору і момент інерції приведенного перерізу.

$$I_x = \frac{\pi D^4}{64} \cdot (1 - \alpha^4); \quad I_y = \frac{\pi D^4}{32} \cdot (1 - \alpha^4)$$

$$\alpha = \frac{d}{D} = \frac{34,7}{42,6} = 0,81$$

$$W_x^{kil} = \frac{I_x^{kil}}{D/2} = \frac{\pi D^3}{32} \cdot (1 - \alpha^4)$$

$$W_y^{kil} = \frac{I_y^{kil}}{D/2} = \frac{\pi D^3}{16} \cdot (1 - \alpha^4)$$

$$I_x = \frac{\pi 42,6^4}{64} \cdot (1 - 0,81^4) = 92071,9 \text{ см}^4$$

$$I_y = \frac{\pi 42,6^4}{32} \cdot (1 - 0,81^4) = 46035,9 \text{ см}^4$$

$$W_x = 92072 / 21,3 = 4322,6 \text{ см}^3$$

$$W_y = 46035,9 / 21,3 = 2161,3 \text{ см}^3$$

Провіряємо прийнятий переріз на дію розрахункових сполучень зусиль.

$$m = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W} = \frac{123,8 \cdot 100}{743,4} \cdot \frac{164}{4322,6} = 0,63$$

η – коефіцієнт впливу форми перерізу

$$A_f = 1,53 \cdot 26 = 40$$

$$A_w = A_l - 2A_f = 217,85 - 80 = 137,85 \text{ см}^2$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{40}{137,85} = 0,29$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{2130}{14,9} \sqrt{\frac{235}{2,1 \cdot 10^5}} = 4,68 < 5$$

$$\eta = (1,75 - 0,1m) \cdot 0,02(5 - m) = (1,75 - 0,1 \cdot 0,63) \cdot 0,02(5 - 0,63) = 1,6$$

по формулі

$$m_{ef} = m_\eta = 0,63 \cdot 1,6 = 1,01$$

По таблиці 74 ДБН В.2.6-198:2014, в залежності від λ і η
 $\varphi_e = 0,264$ – коефіцієнт, що враховує дію згину.

$$\frac{N}{\varphi_e A R_y \gamma_c} < 1, \quad \text{де } \gamma_c = 1$$

$$\frac{743,4 \cdot 10}{0,264 \cdot 217,85 \cdot 235 \cdot 1} = 0,55 < 1$$

Перевірка стійкості колони із площини

$$M_p = \frac{123,8}{10,65} \cdot 8,9 = 95 \text{ кНм}$$

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} < 1; \quad c = \frac{\beta}{(1 + \alpha_{mx})}$$

$$m_f = \frac{M_p}{N} \cdot \frac{A}{W} = \frac{95 \cdot 100}{743,4} \cdot \frac{217,85}{4322,6} = 0,58$$

по таблиці 10 $\alpha = 0,7$

$$\lambda_y = \frac{\ell_y}{i_y} = \frac{633}{14,9} = 42,48$$

$$\beta = 1$$

$$c = \frac{1}{1+0,7+0,58} = 0,711$$

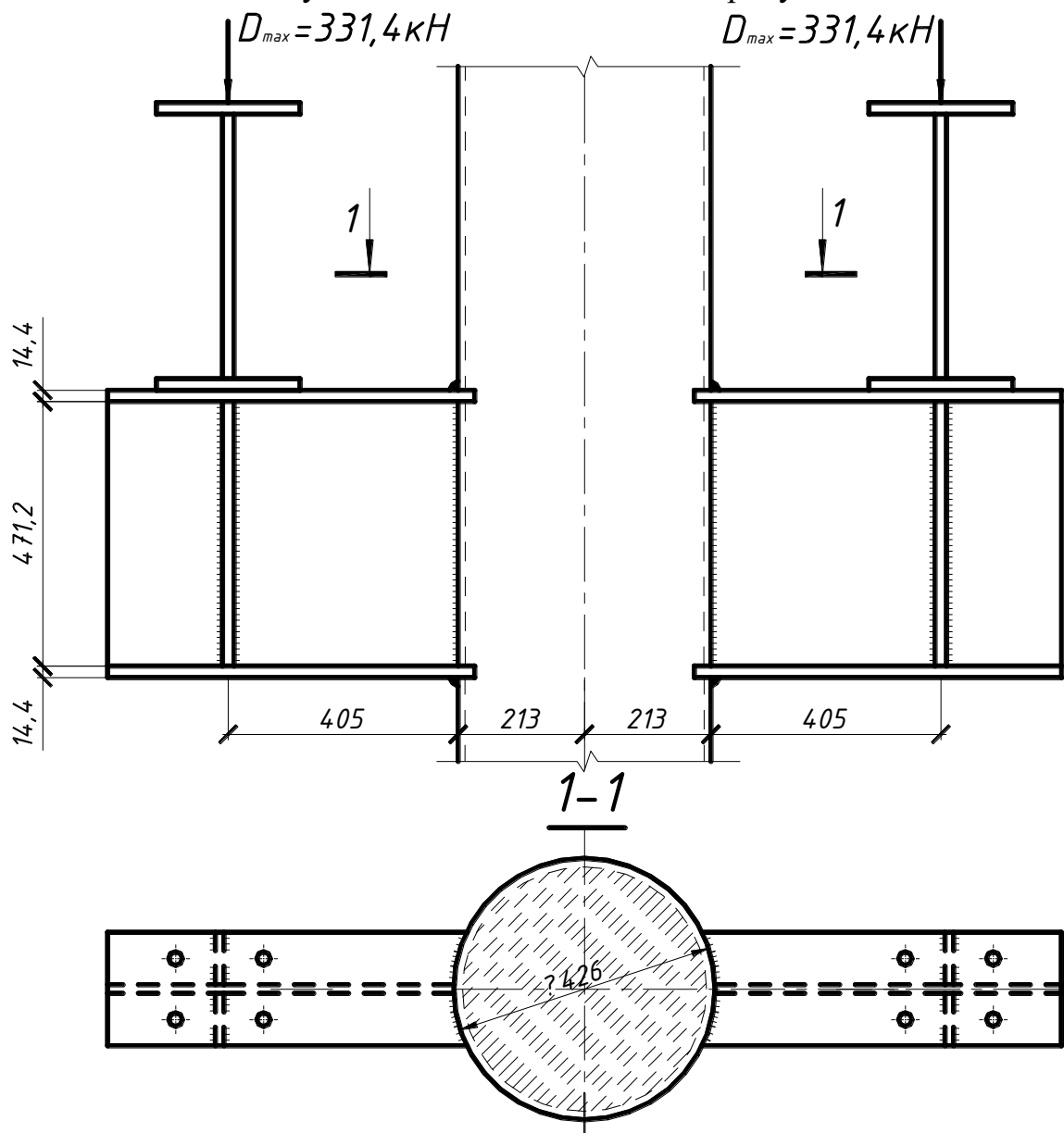
$$\varphi_y = 0,419$$

$$\frac{743,4 \cdot 10}{0,711 \cdot 0,419 \cdot 217,85 \cdot 235 \cdot 1} = 0,61 < 1$$

Таким чином вибраний переріз колони відповідає вимогам, отже вона має переріз $\varnothing 426$ ($t=5\text{мм}$) – заповнена бетоном класу В20.

2.3.2. Розрахунок вузлів колони

Вузол колони для мостового крану



$$M = D_{\max} \cdot e^b = 331 \cdot 0,405 = 134,21 \text{кНм}$$

D_{\max} сприймається консоллю, визначаємо довжину шва (консоль двотавра 50Б2).

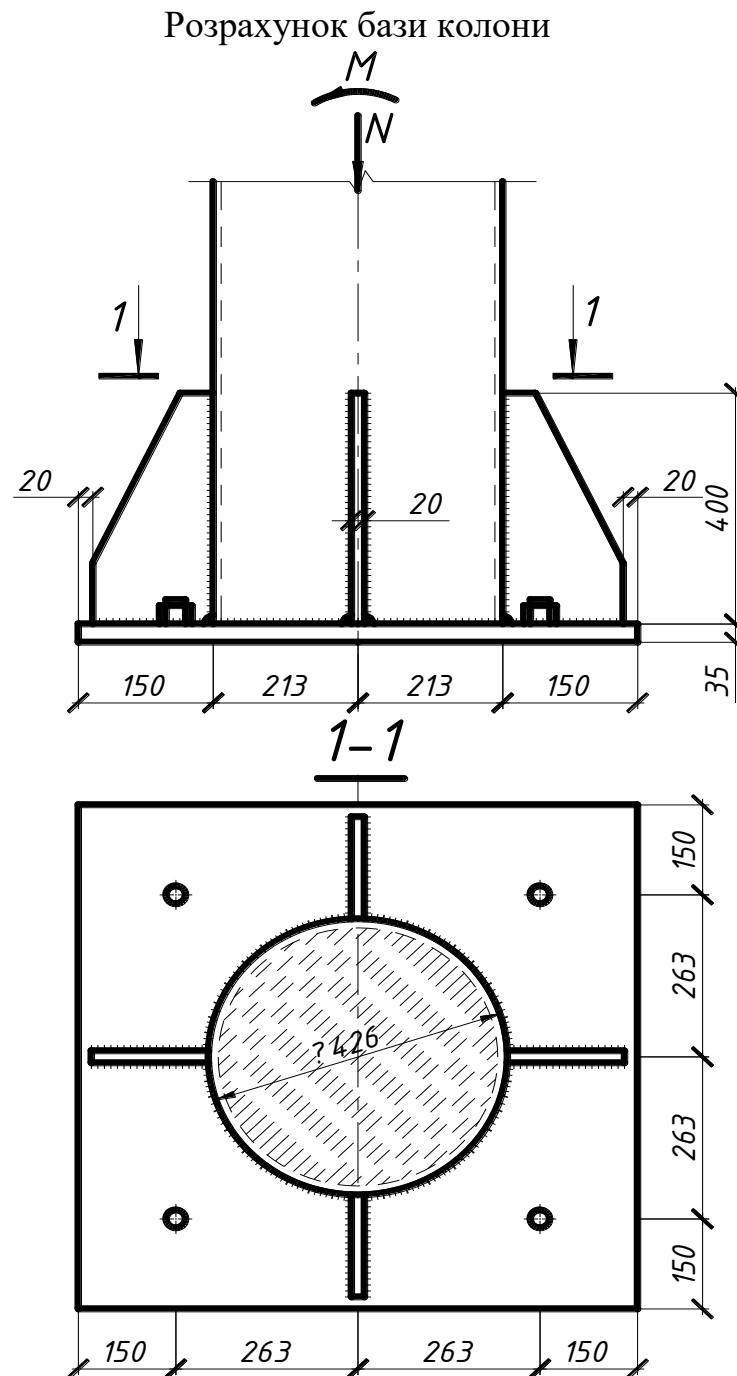
$$\ell_w = (h_k - 2t) \cdot 2 = (50 - 2 \cdot 14,4) \cdot 2 = 94,2 \text{ см}$$

$$D_{\max} = \ell_w \cdot R_{\omega_f} \cdot k_f \cdot \beta_f$$

Визначаємо катет шва

$$k_f = \frac{D_{\max}}{\ell_w \cdot \beta_f \cdot R_{\omega_f}} = \frac{331,4 \cdot 10}{94,2 \cdot 0,7 \cdot 185} = 0,272 \text{ см}$$

Приймаємо шви $k_f = 4 \text{ мм}$, $R_{wf} = 135 \text{ МПа}$ для електродів типу Э42 по ГОСТ 1467-75*.



По конструктивним вирішенням назначаємо ширину і довжину плити.

$$L = B = D + 2a = 426 + 2 \cdot 200 = 826,6 \text{ см}$$

Визначаємо товщину плити

$$t_{nl} = \sqrt{6M_{\max} / (R_y f_c)}$$

Приймаємо С235 ($R_y=22\text{кН/см}^2$)

$$\gamma_c = 1,2 ([6]m.6.n11)$$

Напруження в фундаменті під плитою

$$G_{\max} = \frac{N}{LB} - \frac{6M}{L^2B} = \frac{1436,9}{82,6^2} + \frac{6 \cdot 12330}{82,6^2} = 0,533 < R_y M = 12R_b = 0,72\text{кН/см}^2$$

$$G_{\min} = \frac{N}{LB} - \frac{6}{L^2B} = 0,093 < 0,72\text{кН/см}^2 = R_{zm}$$

Згинальний момент на консольній ділянці

$$M_1 = \sigma \cdot c^2 / 2 = \frac{0,533 \cdot 200}{2} = 53,3\text{кНм}$$

Згинальний момент на ділянці обпертій на чотири боки

$$M_3 = \beta \cdot \sigma \cdot b_1^2 = 53,3\text{кНм}$$

$$M_{\max} = 53,3\text{кНм}$$

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{(R_y \cdot \gamma_c)}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 53,3}{22 \cdot 1,2}} = 3,48$$

Приймаємо висоту плити $t=36\text{мм}$.

Анкерні болти приймаємо конструктивно $4\text{Ø}20\text{мм}$.

2.4. Розрахунок середньої колони К1 із двотавра (варіант 2)

2.4.1. Підбір перерізу

Розрахункові довжини колони:

$$\ell_x = h \cdot \mu_x; \quad \ell_x = \ell_0 \mu = (6,33 + 4,32) \cdot 2 = 21,30\text{м} = 2130\text{см}$$

$$\ell_y = h \cdot \mu_y; \quad \ell_y = h_n = 6,33\text{м} = 633\text{см}$$

Розрахункова сталь С235.

Орієнтовна площа перерізу:

$$A_{\text{номр}} = \left(1,25 + 2,8 \frac{e}{b_g} \right) \cdot \frac{N}{R_y};$$

Найнебезпечніша комбінація зусиль: $M = 123,8\text{кНм}; \quad N = 743,4\text{кН}$.

$$e = \frac{123,8}{743,4} = 0,17\text{м}$$

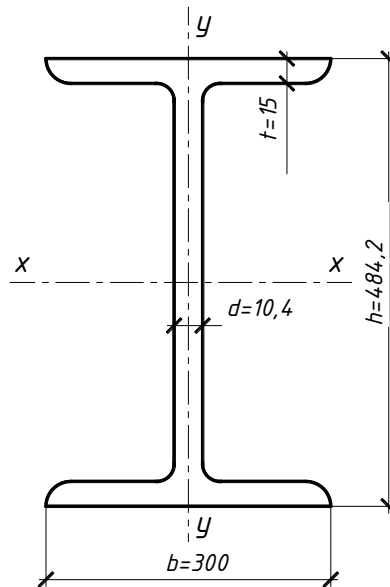
Тоді потрібна площа складатиме:

$$A_{\text{номр}} = \left(1,25 + 2,8 \cdot \frac{17}{30} \right) \cdot \frac{743,4}{23} = 91,7\text{см}^2$$

Приймаємо широко поличний двотавр 50Ш1.

Геометричні характеристики: $h = 484,2\text{мм}; \quad b = 300\text{мм}; \quad d = 10,4\text{мм}; \quad t = 15\text{мм};$

$$A = 143 \text{ см}^2; \quad I_x = 60510 \text{ см}^4; \quad I_y = 6760 \text{ см}^4; \quad W_x = 2500 \text{ см}^3; \quad W_y = 451 \text{ см}^3; \quad i_x = 20,6 \text{ см}; \quad i_y = 6,88 \text{ см}.$$



Визначення гнучкості та умовної гнучкості:

$$\lambda_x = \frac{\ell_x}{i_x} \leq [\lambda_u] = 120,$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_y}{i_y} \leq [\lambda_u] = 120, \quad \text{де}$$

i_x, i_y - радіуси інерції перерізу;

λ_u - гранична гнучкість.

$$\lambda_x = \frac{2130}{20,6} = 103,4 < 120 = [\lambda_u]$$

$$\lambda_y = \frac{633}{6,88} = 92 < 120 = [\lambda_u]$$

Умовні гнучкості:

$$\bar{\lambda}_x = \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

$$\bar{\lambda}_y = \lambda_y \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}};$$

де E - модуль пружності, $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;

λ_x, λ_y - розрахункові гнучкості елемента в площинах, що перпендикулярні осям $x-x$, $y-y$;

R_y - розрахунковий опір сталі розтягу, стиску, згину, по межі текучості.

$$\bar{\lambda}_x = 103 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 3,86;$$

$$\bar{\lambda}_y = 92 \cdot \sqrt{\frac{230}{2,06 \cdot 10^5}} = 2,94.$$

Відносний ексцентриситет:

$$m = \frac{eA}{W_x} = 17 \cdot \frac{143}{2500} = 0,97;$$

Приведений відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = m \cdot \eta;$$

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{30 \cdot 1,5}{1,04 \cdot (48,42 - 2 \cdot 1,5)} = 0,82$$

$$\eta = (1,75 - 0,1m) - 0,02(5 - m)\bar{\lambda} = (1,75 - 0,1 \cdot 0,97) - 0,02(5 - 0,97) \cdot 3,86 = 1,43$$

$$m_{ef} = 0,97 \cdot 1,43 = 1,4.$$

Перевірка стійкості колони в площині рами:

$$\sigma_x = \frac{N}{A \cdot \varphi_e} \leq R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n},$$

$$\sigma_x = \frac{743,4}{143 \cdot 0,292} = 17,8 \text{ кН} / \text{см}^2 < 23 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\varphi_e = 0,292.$$

$$\frac{N \gamma_n}{\varphi_b A \gamma_c R_y} = \frac{743,4 \cdot 0,95}{0,292 \cdot 143 \cdot 0,95 \cdot 23} = 0,77 < 1.$$

Перевірка стійкості колони з площини рами:

$$\sigma_y = \frac{N}{c \cdot A \cdot \varphi_y} \leq R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}, \quad \text{де}$$

c - коефіцієнт, прийнятий за табл. 5.31;

φ_y - коефіцієнт, прийнятий за табл. 72;

$$c = \frac{\beta}{(1 + \alpha \cdot m_x)}, \quad \text{де}$$

α, β - коефіцієнти, що приймаються залежно від m_x .

Відносний ексцентриситет:

$$m_x = \frac{M_x \cdot A}{N \cdot W_x}$$

$M_x = M / 2$ - розрахунковий момент.

$$M_x = 123,8 / 2 = 61,9 \text{ кНм}$$

$$m_x = \frac{6190 \cdot 143}{743,4 \cdot 2500} = 0,48$$

$$\alpha = 0,65 + 0,05m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 0,48 = 0,67$$

$$\lambda_c = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^5}{23}} = 92,2$$

$$\lambda_y = 92 < \lambda_c = 92,2$$

$$\beta = 1, \text{ тоді } c = \frac{1}{1 + 0,67 \cdot 0,48} = 0,75.$$

$$\varphi_y = 0,641, \text{ тоді } \sigma_y = \frac{743,3}{143 \cdot 0,641 \cdot 0,75} = 10,8 \text{ кН} / \text{см}^2 < 23 \text{ кН} / \text{см}^2 = R_y \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_n}.$$

Перевіряємо стійкість стержня

$$\frac{N\gamma_n}{\varphi_y c A \gamma_c R_y} = \frac{743,4 \cdot 0,95}{0,641 \cdot 0,75 \cdot 143 \cdot 0,95 \cdot 23} = 0,47 < 1.$$

Висновок: середня колона К2 вибрана і розрахована вірно і відповідає всім перевіркам на місцеву стійкість.

2.4.2. Розрахунок оголовка колони К1

Приймаємо ширину ребра $b_p = 200 \text{ мм}$.

Із умов роботи на зминання товщина ребра:

$$t_p = \frac{1,2F}{b_p \cdot R_p} = \frac{1,2 \cdot 969,6}{20 \cdot 35} = 1,67 \text{ см}$$

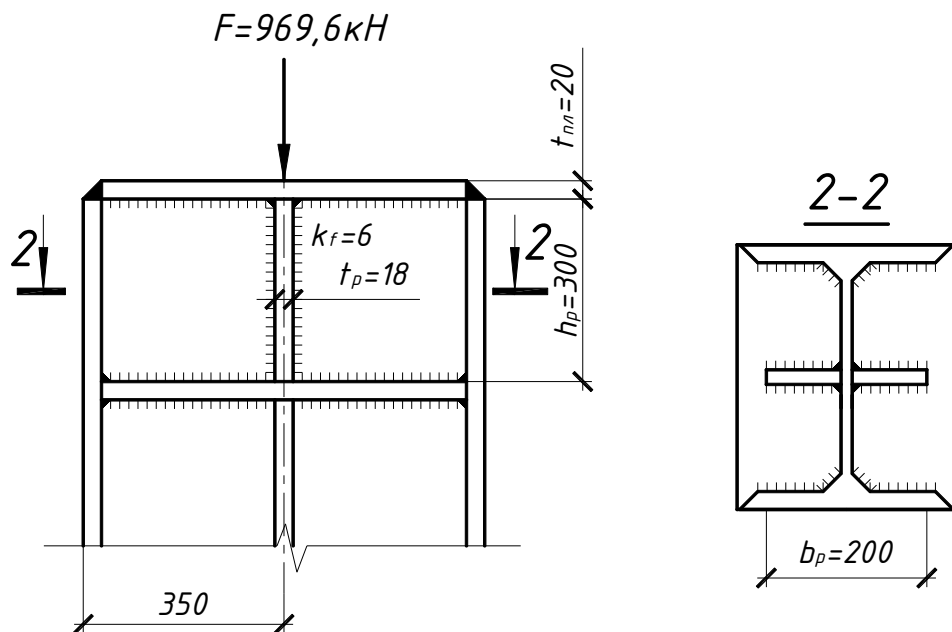
Приймаємо $t_p = 18 \text{ мм} = 1,8 \text{ см}$.

Висота опорного ребра визначається із умов роботи на зріз зварного шва:

$$h_p = \ell_{wf} = \frac{1,2F}{4\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}} = \frac{1,2 \cdot 969,6}{4 \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot 18 \cdot 1} = 29,9 \text{ см}$$

Приймаємо $h_p = 30 \text{ см} = 300 \text{ мм}$.

Зварення виконувати напівавтоматичне у нижньому положенні.



2.4.3. Розрахунок бази колони К1

Задаємо ширину плити: $B = b + 2t_{TP} + 2c$, де

$t_{TP} = 18 \text{ мм}$ - товщина траверси;

$b = 320 \text{ мм}$ - ширина перерізу колони, мм;

$c = 72 \text{ мм}$ - вільна консольна ділянка плити.

$$B = 320 + 2 \cdot 18 + 2 \cdot 72 = 500 \text{ мм}$$

Довжина плити:

$$L = \frac{N}{R_{3M} \cdot 2B} + \sqrt{\left(\frac{N}{R_{3M} \cdot 2B}\right)^2 + \frac{6M}{R_{3M} \cdot B}} = \frac{743,4}{0,924 \cdot 2 \cdot 50} + \sqrt{\left(\frac{743,4}{0,924 \cdot 2 \cdot 50}\right)^2 + \frac{6 \cdot 12380}{0,924 \cdot 50}} = 59,6 \text{ см}$$

Приймаємо $L = 800 \text{ мм} = 80 \text{ см}$.

Напруження у фундаменті під плитою:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{L \cdot B} + \frac{6M}{B \cdot L^2} < R_{3M};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{743,4}{80 \cdot 50} + \frac{6 \cdot 12380}{50 \cdot 800^2} = 0,695 < 0,924 = R_{3M};$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{L \cdot B} - \frac{6M}{B \cdot L^2} < R_{3M};$$

$$\sigma_{\min} = \frac{743,4}{80 \cdot 50} - \frac{6 \cdot 12380}{50 \cdot 80^2} = 0,270 \text{ кН / см}^2 < 0,924 \text{ кН / см}^2 = R_{3M}.$$

Згинальний момент на консольній ділянці (1).

$$M_1 = \frac{\sigma \cdot \ell^2}{2} = \frac{0,695 \cdot 7^2}{2} = 17 \text{ кНсм}$$

Згинальний момент на ділянці при опиранні на 3 боки:

При $a/b = 80/300 = 0,15 \leq 0,5$,

$$M_2 = \sigma \cdot \frac{a^2}{2} = \frac{0,695 \cdot 5^2}{2} = 8,7 \text{ кНсм}.$$

Згинальний момент на ділянці при опиранні на 4 боки:

$$M_2 = \beta \cdot \sigma \cdot b_1^2 = 0,125 \cdot 0,695 \cdot 15,4^2 = 20,6 \text{ кНсм}.$$

$$\frac{L_1}{b_1} = \frac{645}{154} = 4,2 \Rightarrow \beta = 0,125.$$

Товщина плити за максимальним моментом:

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 20,6}{23 \cdot 0,95}} = 2,4 \text{ см}.$$

Приймаємо $t_{nl} = 25 \text{ мм} = 2,5 \text{ см}$.

Висота траверси:

$$h_{TP} = \frac{N}{4 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf}} = \frac{743,4}{4 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 18 \cdot 1} = 19,8 \text{ см};$$

Приймаємо конструктивно $h_{TP} = 300 \text{ мм} = 30 \text{ см}$.

Зусилля в анкерних болтах:

$$Z = \frac{(M - N \cdot a_a)}{y} = \frac{(12380 - 743,4 \cdot 35)}{79} = 511 \text{ кН}.$$

Площа анкерного болта:

$$A_b = \frac{Z}{n \cdot R_{ba}} = \frac{511}{2 \cdot 18,5} = 13,2 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2 болта площею $A = 13,75 \text{ см}^2$, зовнішній діаметр $d_3 = 48 \text{ мм}$.

2.5. Розрахунок кроквяної ферми

2.5.1. Визначення навантажень діючих на ферму

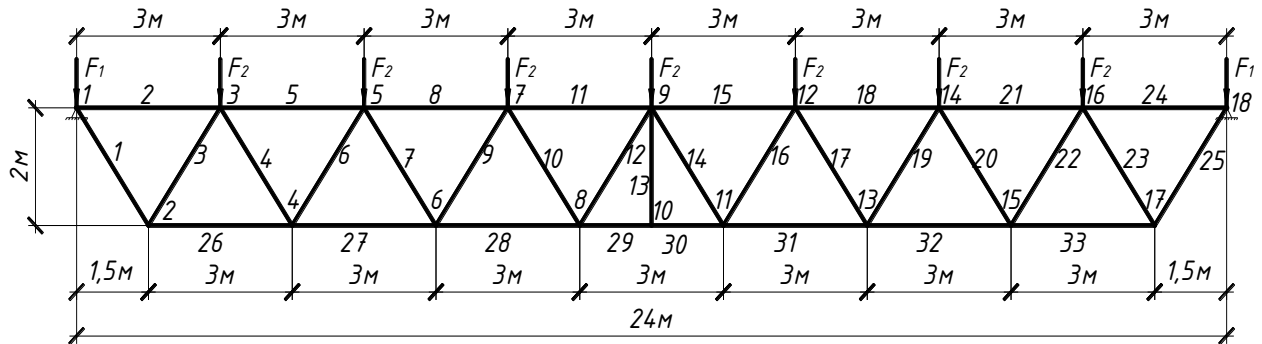
а) Постійне:

$$q_n = 1,38 \cdot 4 = 5,52 \text{ кН / м}$$

б) Тимчасове снігове:

$$q_{сн} = S_0 \cdot 1,4 = 4 \cdot 1 \cdot 1,4 = 5,6 \text{ кН / м}$$

Розрахункова схема ферми



$$F_1 = (q_n + q_{сн}) \cdot 1,5 = (5,52 + 5,6) \cdot 1,5 = 16,68 \text{ кН}$$

$$F_2 = (q_n + q_{сн}) \cdot 3 = (5,52 + 5,6) \cdot 3 = 33,36 \text{ кН}$$

Значення розрахункових зусиль в елементах ферми визначаємо за допомогою ЕВМ по програмі «OSCAR».

Зусилля в елементах

$$N_1 = +121,293 \text{ кН}$$

$$N_9 = -51,983 \text{ кН}$$

$$N_2 = -72,776 \text{ кН}$$

$$N_{10} = +17,328 \text{ кН}$$

$$N_3 = -121,293 \text{ кН}$$

$$N_{11} = -322,292 \text{ кН}$$

$$N_4 = +86,638 \text{ кН}$$

$$N_{12} = -17,328 \text{ кН}$$

$$N_5 = -197,534 \text{ кН}$$

$$N_{13} = 0 \text{ кН}$$

$$N_6 = -86,983 \text{ кН}$$

$$N_{14} = -17,328 \text{ кН}$$

$$N_7 = -280,706 \text{ кН}$$

$$N_{15} = -322,292 \text{ кН}$$

$$N_8 = +51,983 \text{ кН}$$

$$N_{16} = +17,328 \text{ кН}$$

$$N_{17} = -51,983 \text{ кН}$$

$$N_{26} = +145,551 \text{ кН}$$

$$N_{18} = -280,706 \text{ кН}$$

$$N_{27} = +249,516 \text{ кН}$$

$$N_{19} = +51,983 \text{ кН}$$

$$N_{28} = +311,895 \text{ кН}$$

$$N_{20} = -86,638 \text{ кН}$$

$$N_{29} = +322,688 \text{ кН}$$

$$N_{21} = -197,534 \text{ кН}$$

$$N_{30} = +322,688 \text{ кН}$$

$$N_{22} = +86,638 \text{ кН}$$

$$N_{31} = +311,895 \text{ кН}$$

$$N_{23} = -121,293 \text{ кН}$$

$$N_{32} = +249,516 \text{ кН}$$

$$N_{24} = -72,776 \text{ кН}$$

$$N_{33} = +145,551 \text{ кН}$$

$$N_{25} = +121,293 \text{ кН}$$

2.5.2. Добір перерізів елементів ферми

Елементи виконують із гнутих зварних профілів, сталь класу С245, розрахунковий опір $R_y=24\text{кН/см}^2$, приймається для фасону 5-20мм т.51 [8].

$\ell_y=\ell_1$, де ℓ_1 – відстань між точками розкріплення із площини ферми.

Розрахункова довжина елементів $\ell_x=0,8\ell_0$; $\ell_y=\ell_0$.

Пояси із замкнутих профілів і решітки.

Добір перерізу і перевірка міцності та стійкості елементів

$$(+)\ A^{nomp} = \frac{N_i \gamma_n}{R_y \gamma_c};$$

$$\frac{N_i \gamma_n}{A_i R_y \gamma_c} \leq 1$$

- для стиснутих елементів

$$(-)\ A^{nomp} = \frac{N_i}{(0.6 - 0.8) R_y \gamma_c / \gamma_n};$$

$$\frac{N_i \gamma_n}{\varphi_{\min} \cdot A_i R_y \gamma_c} \leq 1$$

де φ_{\min} – коефіцієнт повздожнього згину, визначаємо залежно від λ_{\max} і R_y за т.72[8].

A_i – площа всього перерізу;

$\gamma_c=0,95$ – коефіцієнт умов роботи т.6 [8]; для поясів, опорного розкосу, розтягнутих елементів решітки.

$\gamma_c=0,8$ – для стиснутих елементів решітки з $\lambda=60$.

$\gamma_n=0,95$ – коефіцієнт надійності за призначенням [6].

Гнучкість визначається відповідно:

$$\lambda_x = \frac{\ell_x}{i_x}$$

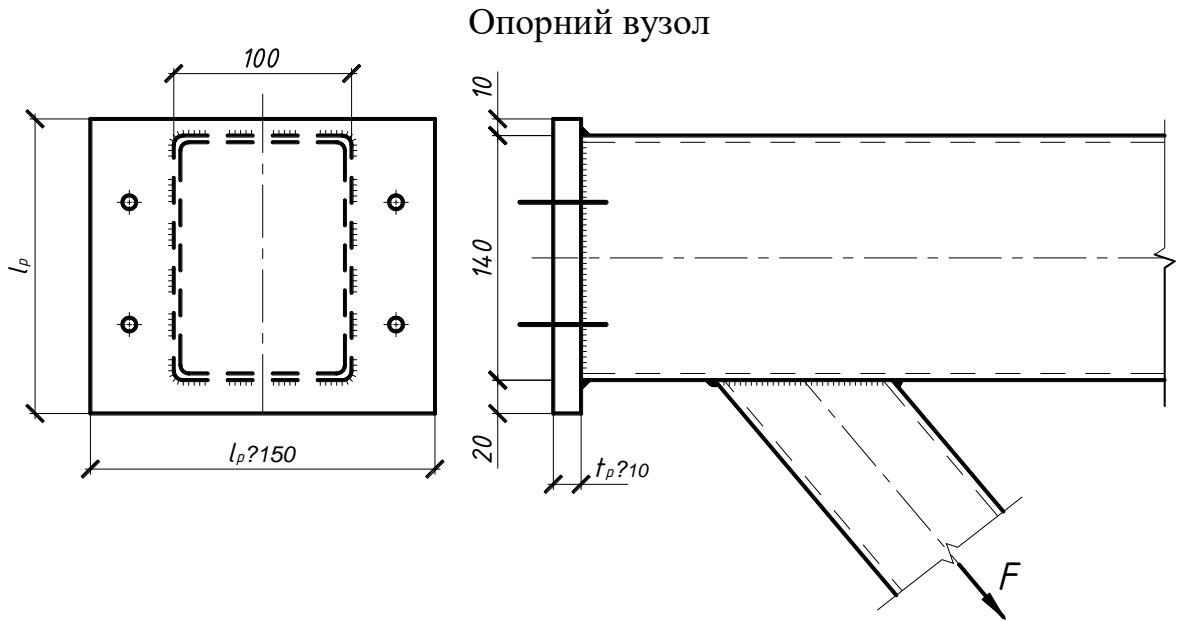
$$\lambda_y = \frac{\ell_y}{i_y}$$

де i_x, i_y – радіуси інерції перерізів елементів.

гнучкість для стиснутого пояса й розкосу [120], для стиснутих елементів решітки [15], для розтягнутих елементів [400].

Елемент	№ елемента	Зусилля, кН	Площа, см ²	Розрахункова довжина, см		Радіус інерції		Гнучкість			Ф _{min}	γ _c /γ _n	Nγ _m /φAR _y γ _c	Переріз
				ℓ _y	ℓ _x	i _x	i _y	λ _x	λ _y	[λ]				
Верхній пояс	2	-72,78	18,56	300	300	5,31	4,09	56,49	73,34	120	0,731	0,95/0,95	0,989	140x100x4
	5	-197,54												
	8	-280,71												
	11	-322,29												
Нижній пояс	26	+145,55	15,36	300	600	4,48	3,27	66,96	183,49	400	-	0,95/0,95	0,903	120x80x4
	27	+249,58												
	28	+311,91												
	29	+382,69												
Решітка	1	+121,29	9,24	312,5	250	3,69	2,47	67,75	126,5	400	-	0,95/0,95	0,547	100x60x3
	3	-121,29												
	4	+86,64												
	6	-86,64												
	7	+51,98												
	9	-51,98												
	10	+17,33												
	12	-17,33												

2.5.3. Розрахунок вузлів ферми



Приймаємо ширину ребра 200мм.

За умовами роботи на зминання знаходимо товщину ребра:

$$t_p = \frac{1,2F}{b_p \cdot R_p},$$

де $R_p = R_u$ – розрахунковий опір по зминанню т.51 [8], $R_p = 36 \text{кН/см}^2$.

$$t_p = \frac{1,2 \cdot 121,3 \cdot \cos \alpha}{200 \cdot 36} = 0,13 \text{см}$$

Приймаємо товщину ребра $t_p = 10 \text{мм}$.

Довжину опорного ребра визначаємо із умов міцності зрізання зварного шва.

$$\ell_p = \ell_{wf} \geq \frac{1,2F}{(2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf})}$$

$$\ell_p = \frac{1,2 \cdot 121,3 \cdot \cos \alpha}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 18 \cdot 1} = 11,55 \text{см}$$

Приймаємо з конструктивних міркувань $\ell_p = 17 \text{см}$.

2.6. Розрахунок підкроквяних ферм ПФ1 і ПФ2

2.6.1. Визначення навантаження діючого на ферму

Навантаження на підкроквяні ферми, тобто у вузлах ферми.

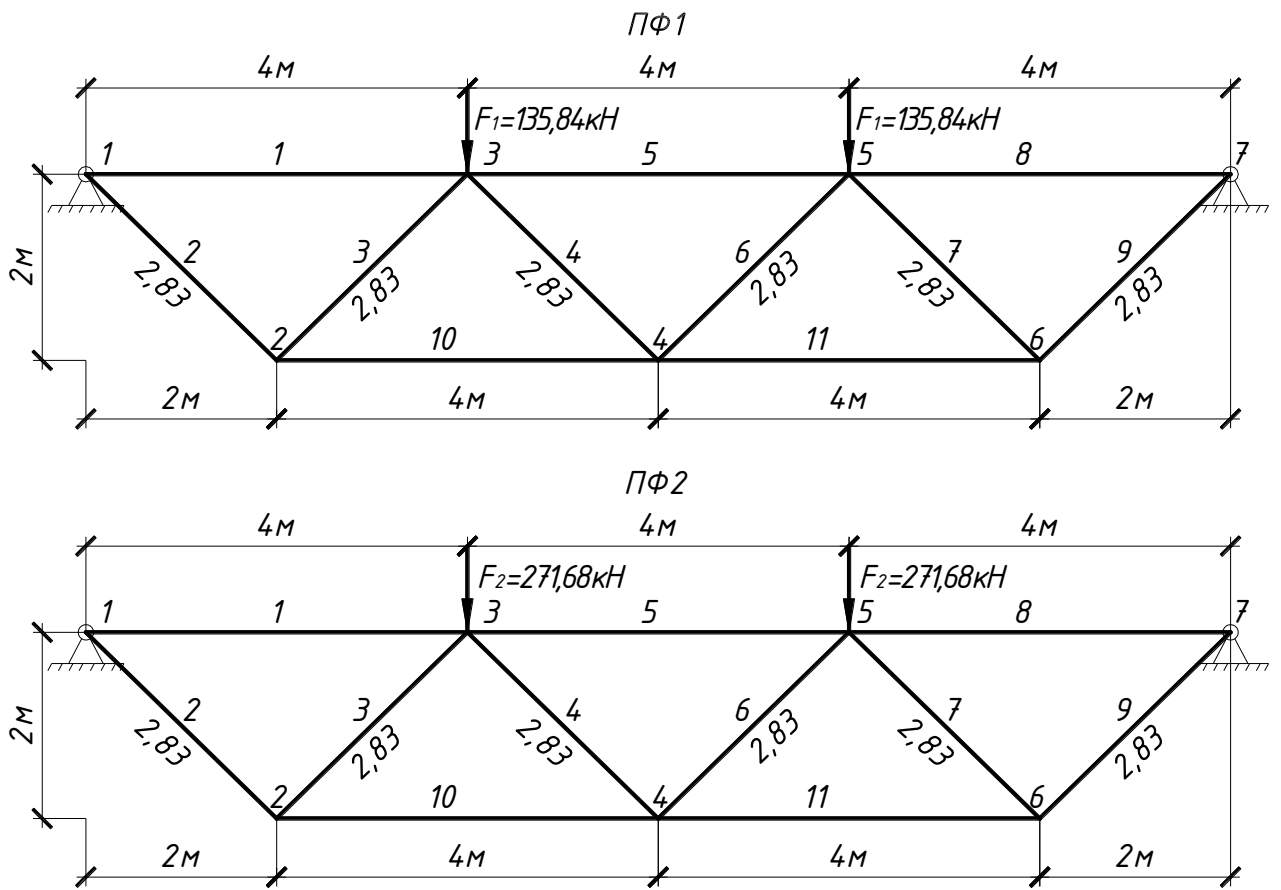
а) для ПФ1 (по крайніх осях)

$$F_1 = 1,43 \cdot 4 \cdot 12 + 1,4 \cdot 4 \cdot 12 = 135,84 \text{кН}$$

б) для ПФ2 (по середній осі)

$$F_2 = F_1 \cdot 2 = 135,84 \cdot 2 = 271,68 \text{кН}$$

Розрахункові схеми ферм



Значення розрахункових зусиль в елементах ферми визначаємо за допомогою ЕВМ по програмі «OSCAR».

Зусилля в елементах ПФ1

$$\begin{aligned}
 N_1 &= -136 \text{ кН} & N_7 &= -192,33 \text{ кН} \\
 N_2 &= +192,33 \text{ кН} & N_8 &= -236 \text{ кН} \\
 N_3 &= -192,33 \text{ кН} & N_9 &= +192,33 \text{ кН} \\
 N_4 &= -272 \text{ кН} & N_{10} &= +272 \text{ кН} \\
 N_5 &= 0 \text{ кН} & N_{11} &= +272 \text{ кН} \\
 N_6 &= 0 \text{ кН}
 \end{aligned}$$

Зусилля в елементах ПФ2

$$\begin{aligned}
 N_1 &= -272 \text{ кН} & N_7 &= -384,66 \text{ кН} \\
 N_2 &= +284,66 \text{ кН} & N_8 &= -272 \text{ кН} \\
 N_3 &= -384,66 \text{ кН} & N_9 &= +284,66 \text{ кН} \\
 N_4 &= -0 \text{ кН} & N_{10} &= +544 \text{ кН} \\
 N_5 &= -544 \text{ кН} & N_{11} &= +544 \text{ кН} \\
 N_6 &= 0 \text{ кН}
 \end{aligned}$$

2.6.2. Добір перерізів елементів ферм

Елементи із гнутих замкнутих зварних прямокутного перерізу, сталь класу С245, розрахунковий опір $R_y=24\text{кН/см}^2$, приймається попередньо т.51 [8].

Розрахункова довжина по формулі:

$\ell_x=\ell_0$, де ℓ_0 – відстань між вузлами ферми.

$\ell_y=\ell_1$, де ℓ_1 – відстань між точками розкріплення із площини ферми.

Розрахункова довжина елементів решітки $\ell_x=0,8\ell_0$; $\ell_y=\ell_0$.

Пояси проектуємо із профілів і решітки.

Причому стиснуті елементи сталезалізобетонні, тобто замкнуті заповнені бетоном.

Добір перерізу і перевірка міцності та стійкості елементів

Так як елементи сталезалізобетонні то для розрахунку привести два матеріали до одного, приводимо бетон до металу, щоб вести розрахунок, як металевої конструкції.

$$\sum A^{\text{потрібне}} = A_{\text{ст}} + A_{\text{приведене}}$$

$$A_{\text{приведене}} = \frac{A_{\text{б}} \cdot E_{\text{б}}}{E_{\text{ст}}} = \frac{A_{\text{б}} \cdot 200000}{23000} = \frac{A_{\text{б}}}{7,41}$$

Бетон використовуємо класу В20, тоді $E_b=23000$ ($E_{\text{ст}}=200000$).

Для розтягнутих елементів:

$$(+)\ A^{\text{нотр}} = \frac{N_i \gamma_n}{R_y \gamma_c}; \quad \frac{N_i \gamma_n}{A_i R_y \gamma_c} \leq 1$$

- для стиснутих елементів

$$(-)\ A^{\text{нотр}} = \frac{N_i \gamma_n}{(0.6 \div 0.8) R_y \gamma_c}; \quad \frac{N_i \gamma_n}{\varphi_{\text{min}} \cdot A_i R_y \gamma_c} \leq 1$$

де φ_{min} – коефіцієнт повздожнього згину, визначаємо залежно від λ_{max} і R_y за т.72 [8].

A_i – площа всього перерізу;

$\gamma_c=0,95$ – коефіцієнт умов роботи т.6 [8]; для поясів, опорного розкосу, розтягнутих елементів решітки.

$\gamma_c=0,8$ – для стиснутих елементів решітки з $\lambda > 60$.

$\gamma_n=0,95$ – коефіцієнт надійності за призначенням [6].

Гнучкість визначається відповідно:

$$\lambda_x = \frac{\ell_x}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{\ell_y}{i_y}.$$

де i_x, i_y – радіуси інерції перерізів елементів.

Граничні гнучкості:

- для стиснутих елементів решітки [150];
- для розтягнутих елементів [400];
- для стиснутого поясу [120].

ЕЛЕМЕНТІВ	Переріз	140x100x4 заповнено бетоном класу В20	100x60x4	100x60x3	100x60x5 заповнено бетоном	100x60x3	100x60x3	100x60x5 заповнено бетоном	100x60x3
ОК									

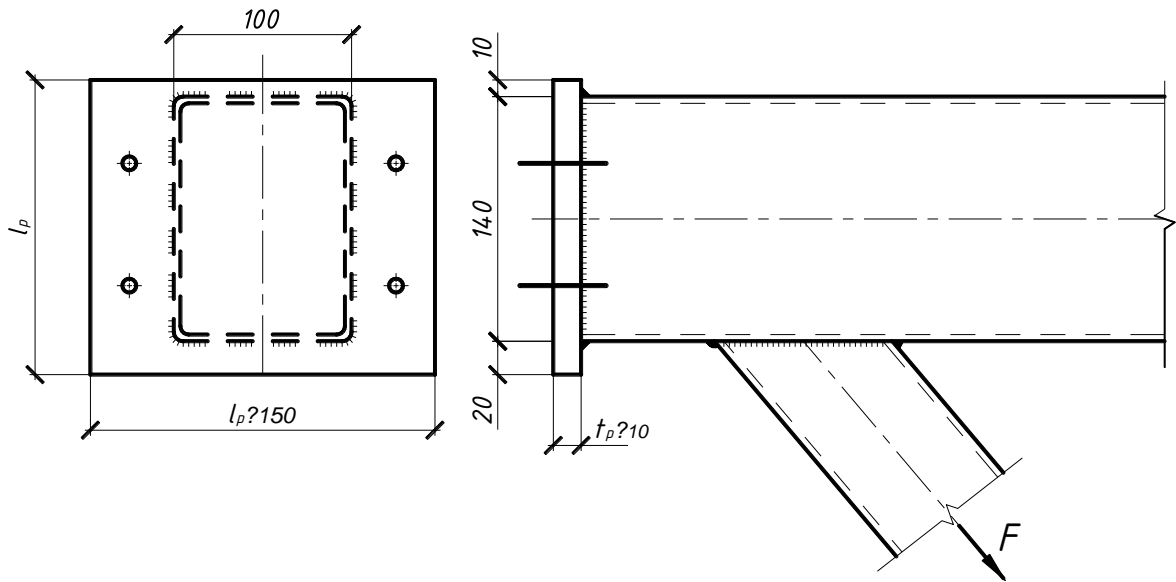
ЕЛЕМЕНТІВ

Переріз	Елемент	№ еле- мента	Зусилля, кН	Площа, см ²	Розрахункова довжина, см		Радіус інерції		Гнучкість			φ _{min}	γ _c /γ _n	Nγ _m /φAR _y γ _c
					ℓ _y	ℓ _x	i _x	i _y	λ _x	λ _y	[λ]			
140x100x6 заповнено бетоном класу В20	Верхній пояс	1	-136	34,95	400	400	5,31	4,09	75,33	98,7	120	0,557	0,95/0,95	0,582
		5	-272											
		8	-136											
100x100x5	Нижній пояс	10	+272	12,16	400	800	3,66	2,44	109,3	327,9	400	-	0,95/0,95	0,933
		11	+272											
100x60x4	Решітка	2	+192,3	9,24	226	283	3,69	2,47	61,25	114,57	400	-	0,95/0,95	0,867
120x80x3 заповнено бетоном		3	-192,3	21,07	226	283	3,62	2,4	62,43	117,9	150	0,491	0,8/0,95	0,975
100x60x3		4	0	9,24	226	283	3,69	2,47	61,25	114,57	400			
100x60x3	Решітка	6	0	9,24	226	283	3,69	2,47	61,25	114,57	400			
120x60x5 заповнено бетоном		7	-192,3	21,07	226	283	3,62	2,4	62,43	117,9	150	0,491	0,8/0,95	0,975
100x60x4		9	+192,3	9,24	226	283	3,69	2,47	61,25	114,57	400	-	0,95/0,95	0,867

Елемент	№ еле-мента	Зусилля, кН	Площа, см ²	Розрахункова довжина, см		Радіус інерції		Гнучкість			φ _{min}	γ _c /γ _n	Nγ _m /φAR _y γ _c
				ℓ _y	ℓ _x	i _x	i _y	λ _x	λ _y	[λ]			
Верхній пояс	1	-272											
	5	-544	42,56	400	400	5,23	4	76,48	99,75	120	0,543	0,95/0,95	0,979
	8	-272											
Нижній пояс	10	+544	23	400	800	5,27	4,1	75,9	197,5	400	-	0,95/0,95	0,983
	11	+544											
Решітка	2	+284,66	12,16	226	283	3,66	2,4	61,75	115,98	400	-	0,95/0,95	0,975
	3	-284,66	23,02	226	283	23,02	3,3	49,88	85,78	150	0,691	0,8/0,95	0,886
	4	0	9,24	226	283	3,69	2,5	61,25	114,57				
	6	0	9,24	226	283	3,69	2,5	61,25	114,57				
	7	-284,66	23,02	226	283	4,53	3,3	49,88	85,78	150	0,691	0,8/0,95	0,886
	9	+284,66	12,16	226	283	3,66	2,4	61,75	115,98	400	-	0,95/0,95	1,142

2.6.3. Розрахунок вузлів ферм

Опорний вузол ПФ1



Приймаємо ширину ребра 200мм.

За умовами роботи на зминання знаходимо товщину ребра:

$$t_p = \frac{1,2F}{b_p \cdot R_p},$$

де $R_p = R_u$ – розрахунковий опір по зминанню т.51 [8], $R_p = 36 \text{ кН/см}^2$.

$$t_p = \frac{1,2 \cdot 193 \cdot \cos \alpha}{200 \cdot 36} = 0,25 \text{ см}$$

Приймаємо товщину ребра $t_p = 10 \text{ мм}$.

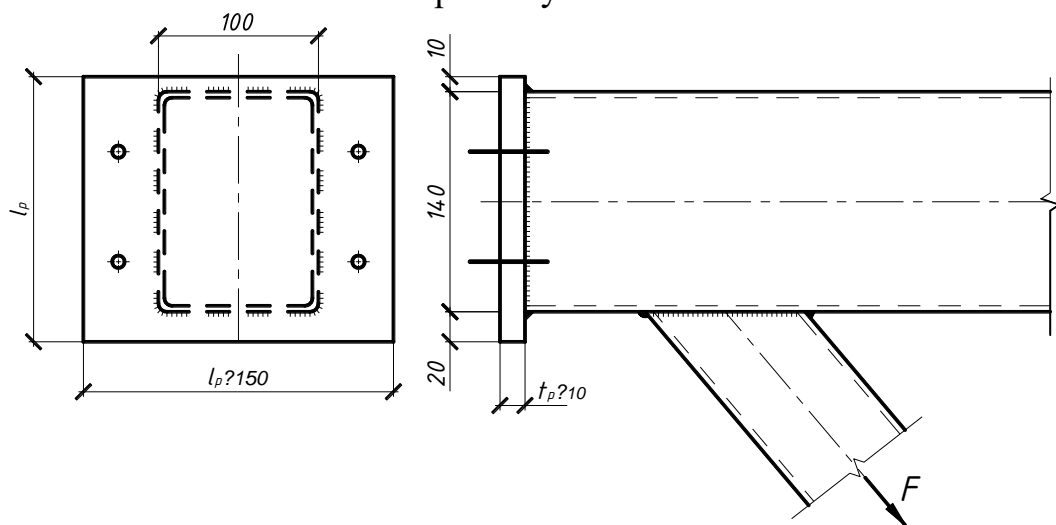
Довжину опорного ребра визначаємо із умов міцності зрізання зварного шва.

$$\ell_p = \ell_{wf} \geq \frac{1,2F}{(2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf})}$$

$$\ell_p = \frac{1,2 \cdot 193 \cdot \cos \alpha}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 18 \cdot 1} = 16,2 \text{ см}$$

Приймаємо з конструктивних міркувань $\ell_p = 17 \text{ см}$.

Опорный узел ПФ2



Приймаємо ширину ребра 200мм.

За умовами на зминання товщину ребра:

$$t_p = \frac{1,2F}{b_p \cdot R_p},$$

де $R_p = R_u$ – розрахунковий опір по зминанню т.51 [8], $R_p = 36 \text{ кН/см}^2$.

$$t_p = \frac{1,2 \cdot 385 \cdot \cos \alpha}{20 \cdot 36} = 0,45 \text{ см}$$

Приймаємо товщину ребра $t_p = 10 \text{ мм}$.

Довжину опорного ребра із умов міцності зварного шва.

$$\ell_p = \ell_{wf} \geq \frac{1,2F}{(2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf})}$$

$$\ell_p = \frac{1,2 \cdot 385 \cdot \cos \alpha}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1} = 16,2 \text{ см}$$

Приймаємо з конструктивних міркувань $\ell_p = 17 \text{ см}$.

2.7. Розрахунок підкранової балки

Підкранова балка прольотом 12м по два крани вантажопідйомністю 10т. Проліт будівлі 24м. Матеріал балки сталь Вст.Зп.6-1 $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$; $R_{cp} = 13,5 \text{ кН/см}^2$.

2.7.1. Навантаження на підкранову балку

Для крану $Q = 100 \text{ кН}$, $F_k^H = 109 \text{ кН}$.

Маса візка $G_T = 42 \text{ кН}$. Поперечне горизонтальне зусилля на пояса.

$$T_k^H = \frac{0,05(98 \cdot 100 + 42)}{2} = 25,55 \text{ кН}$$

Розрахункове значення зусилля на пояса крана із врахуванням коефіцієнта надійності $\gamma = 0,95$.

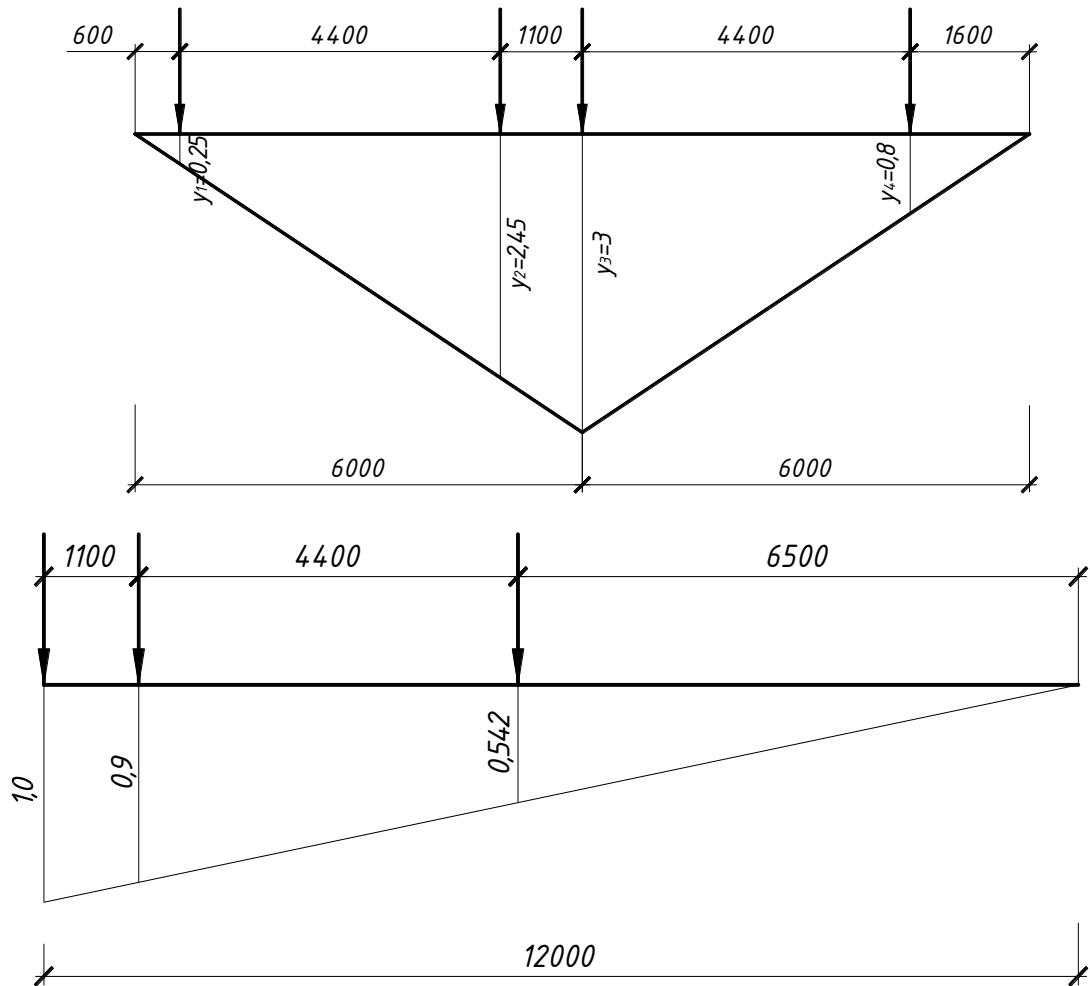
$$F_k = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 109 = 119 \text{ кН}$$

$$T_k = 0,95 \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 25,55 = 25,3 \text{ кН}$$

2.7.2. Визначення розрахункових зусиль

Максимальний момент в перерізі, ближче до прольоту.

Навантажуюмо лінію моменту в середньому перерізі, крани не вигідним чином.



Розрахунковий момент від вертикального навантаження

$$M_x = 1,05 \cdot 119 \cdot 6,5 = 812,175 \text{ кНм}$$

Розрахунковий момент від горизонтального навантаження

$$M_y = 20,3 \cdot 6,5 = 164,45 \text{ кНм}$$

Для визначення максимальної сили завантажуюємо лінію поперечною силою на опорі.

Розрахункові значення і горизонтальної поперечних сил.

$$Q_x = 1,05 \cdot 113 \cdot 2,442 = 305,13 \text{ кН}$$

$$Q_y = 25 \cdot 3 \cdot 2,442 = 41,78 \text{ кН}$$

2.7.3. Підбір перерізу балки

підкранову балку симетричного перерізу із конструкцією у вигляді листа із сталі $t=6\text{мм}$ і швелера №40. Визначаємо значення коефіцієнта β .

$$\beta = 1 + 2 \frac{M_y}{M_x} \cdot \frac{h_0}{h_m} = 1 + 2 \cdot \frac{164,45}{812,175} \cdot \frac{1,2}{1,5} = 1,32,$$

де $h_0 = 1/10 \ell = 1,2\text{м}$; $h_T = h_K = 1,5\text{м}$

$$W_{к.пр} = \frac{M_x}{\gamma R} = 81217,5 \cdot 13,2 / 23 = 46,61 \text{ см}^3$$

Задаємося $b_{ст} = h_{ст} / t_{ст} = 120$.

Оптимальна висота балки:

$$h_{opt} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot b_{cm} \cdot W_{к.мп}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \cdot 120 \cdot 4,661} = 94,3 \text{ см}$$

Мінімальна висота балки:

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{\gamma R \ell}{\beta E} \cdot \left[\frac{f}{\ell} \right] \cdot \frac{M_n}{M_x} = \frac{5}{24} \cdot \frac{23 \cdot 1200 \cdot 600}{1,32 \cdot 2,06 \cdot 10^4} \cdot \frac{39349}{81217,5} = 61,47 \text{ см}$$

M_n – момент від навантаження балки одним краном при $n=1$.

$$\sum y = 3 + 0,8 = 3,8$$

$$M_n = f_n \cdot \sum F_k^H \cdot y = 0,95 \cdot 109 \cdot 3,8 = 393,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Приймаємо $h_0 = 80$ см

$$t_n = 1,4 \text{ см}; \quad \text{коли} \quad h_{cm} = h_0 - 2t_n = 80 - 2 \cdot 1,4 = 77,2 \text{ см.}$$

Із умов зрізу стінки силою Q_x :

$$t_{cm} \geq 1,5 \left(\frac{Q_x}{h_{cm} \cdot R_{cm}} \right) = 1,5 \cdot \left(\frac{305}{77,2 \cdot 13,5} \right) = 0,43 \text{ см}$$

Приймаємо стінку товщиною 0,8 см

$$R_{cm} = \frac{h_{cm}}{t_{cm}} = \frac{77,2}{0,8} = 96,5 \approx 100$$

Розміри поясних листів.

$$I_{x.мп} = W_{к.мп} \cdot \frac{h_0}{2} = 4661 \cdot \frac{80}{2} = 186440 \text{ см}^4$$

$$I_{cm} = 0,8 \cdot \frac{77,2^3}{2} = 30673 \text{ см}^4$$

$$A_{номп} = \frac{(I_{x.мп} - I_{cm})}{2} \cdot \left(\frac{h_{cm} + t_n}{2} \right) = \frac{(186440 - 30673)}{2} \cdot \left(\frac{77,2 + 1,4}{2} \right)^2 = 50,42 \text{ см}^2$$

Приймаємо пояс із листа перерізом 14x360;

$$A_n = 50,4 \text{ см}^2$$

Стійкість пояса забезпечена, так як:

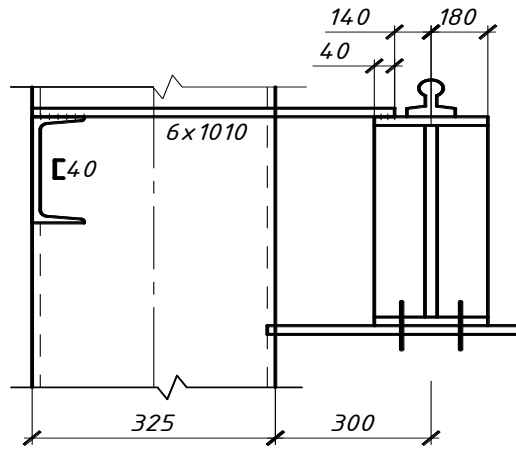
$$\frac{b_{cb}}{t_k} = \frac{(b_n - t_{ct})^2}{t_n} = \frac{(36 - 0,8)^2}{1,4} = 12,57 < 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R}} = 15,1$$

Перевірка міцності перерізу відносно осі x-x

$$I_x = \frac{0,8 \cdot 77,2^3}{12} + 2 \cdot 36 \cdot 1,4 \cdot \left(\frac{77,2}{2} + 1 \right)^2 = 188743 \text{ см}^4$$

$$W_x^A = \frac{I_x}{h_b/2} = \frac{188743}{20/2} = 4719 \text{ см}^3$$

Геометричні характеристики балки до центру ваги перерізу:



$$x_0 = \frac{6,6 \cdot 101 \cdot 64,5 + 61,5 \cdot 119,2}{0,6 \cdot 101 + 61,5 + 1,4 \cdot 3,6} = 65,156$$

$$I_y = \frac{0,6 \cdot 101^3}{12} + 0,6 \cdot 101(64,5 - 65,156)^2 + 61,5 \cdot (119,2 - 65,15)^2 + 36 \cdot 65 \cdot 156^2 + 1,4 \cdot 36^3 / 12 = 389441 \text{ см}^4$$

$$W_y^A = \frac{I_x}{x_A} = \frac{389441}{83} = 4692 \text{ см}^3$$

Перевірка нормальних напружень у верхньому поясі (точка 1).

$$\sigma_x^A = \frac{M_x}{W_x^A R_y} + \frac{M_y}{W_y^A R_x} = \frac{81217,5}{4719 \cdot 23} + \frac{16445,0}{4692 \cdot 23} = 0,90 < 1$$

Міцність перерізу на дію напружень на опорі, так як прийнята стінка більша розрахункової із зрізу. Жорсткість балки забезпечена так як $h_b > h_{\min}$.

Перевірка стінки балки від дії напружень (зосереджених) під поясом крана.

$$\tau_{My} = \frac{\gamma F_k}{t_{cm} \ell_0 R_y} = \frac{1,1 \cdot 113,9}{0,8 \cdot 25 \cdot 23} = 0,27 < 1$$

$$F_k = F_k^u = 113,9 \text{ кН}$$

$$\ell_0 = \ell_3 \sqrt{\frac{I_{n1}}{t_{cm}}} = 3,25 \sqrt{\frac{366}{0,8}} = 25$$

$$I_{n1} = I_k + b_n \cdot t_n^3 / 12 = 358 + \frac{36 + 1,4^3}{12} = 366$$

I_p – момент інерції рельса КР-50.

2.8. Основи і фундаменти

2.8.1. Оцінка інженерно-геологічних умов

придатність ґрунтів, як основ.

Шар 1 (iГЕ-1). Рослинний шар.

шар пухкий, він непридатний, як природна основа фундаменту.

Шар 2 (iГЕ-2). Глинястий шар.

1) Визначення виду ґрунту по числу пластичності.

$$I_p = W_L - W_p = 0,26 - 0,18 = 0,08$$

де W_L – вологість на границі текучості;

W_p – вологість на границі пластичності;

$$0,07 < I_p = 0,08 < 0,17 - \text{суглинок.}$$

2) Визначення коефіцієнту пористості.

$$e = \rho_s / \rho(1+W) - 1 = 2,69 / 1,65 \cdot (1+0,019) - 1 = 0,94$$

де ρ_s – щільність часточок;

ρ – щільність ґрунту;

W – вологість.

3) Визначення щільності в сухому стані.

$$\rho_d = \rho / (1+W) = 1,65 / (1+0,19) = 1,392 / \text{м}^3$$

4) Визначення ступеня вологості ґрунтів.

$$S_z = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot \ell} = \frac{2,69 \cdot 0,19}{1 \cdot 0,94} = 0,54$$

$$0,5 < 0,54 = S_z = 0,8 - \text{вологий.}$$

де ρ_w – щільність води (1т/м³)

5) Визначення щільності ґрунту у стані не виконується – водотривкий шар.

6) Визначення замоченого ґрунту до постійної вологості.

$$W_x = \frac{S_z \cdot \rho_w \cdot e}{\rho_s} = \frac{0,54 \cdot 1 \cdot 0,94}{2,69} = 0,19$$

7) Визначення показника текучості ґрунту.

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,19 - 0,18}{0,26 - 0,18} = 0,125 < 1$$

Суглинок не текучий.

8) Визначення коефіцієнту при його вологості на текучості.

$$e_L = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot W_L = \frac{2,65}{1,55} \cdot 0,26 = 0,42$$

9) Визначення показника I_{ss} для висновку про просадочність і набухання ґрунту.

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,42 - 0,94}{1 + 0,34} = -0,27$$

$$10) \quad W = 0,29 - W_L = 0,26; \quad e = 0,94 < 1$$

До мулів не відноситься.

11) Даних по засоленню ґрунтів немає.

12) Ґрунт рослинних залишків немає.

13) Визначення опору ґрунту проводимо по інтерполяції за допомогою ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування, $R_0 = 194 \text{МПа}$.

14) Суглинок просадковий, ненабухаючий, залишок не містить. Розрахунковий опір ґрунту $R_0 = 194 \text{МПа}$. Розташований ґрунт вище РГВ.

Висновок: 2 шари не можуть бути придатними основою під будівлю.

Шар 3 (іГЕ-3). Глинястий шар.

1) Визначення виду ґрунту по числу пластичності.

$$I_p = W_L - W_p = 0,36 - 0,26 = 0,10$$

$0,07 < 0,10 < 0,17$ – суглинок.

2) Визначення коефіцієнту пористості.

$$e = \rho_s / \rho(1+W) - 1 = 2,63 / 1,74 \cdot (1+0,19) - 1 = 0,84$$

3) Визначення щільності в сухому стані.

$$\rho_d = \rho / (1+W) = 1,69 / (1+0,19) = 1,42 \text{ г/см}^3$$

4) Визначення сепені вологості ґрунтів.

$$S_z = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot \ell} = \frac{1,69 \cdot 0,19}{1 \cdot 0,84} = 0,61$$

$0,5 < 0,61 = S_z = 0,8$ – вологий.

5) Визначення щільності ґрунту у стані не виконується – водотривкий шар.

б) Визначення вологості ґрунту до постійної степені вологості замоченого ґрунту до постійної вологості.

$$W_k = \frac{S_z \cdot \rho_w \cdot e}{\rho_s} = \frac{0,61 \cdot 1 \cdot 0,84}{2,69} = 0,19$$

7) Визначення показника текучості ґрунту.

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,19 - 0,26}{0,36 - 0,26} = -0,7 < 1$$

Суглинок не текучий.

8) Визначення коефіцієнту пористості при його вологості на границі текучості.

$$e_L = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot W_L = \frac{2,69}{1,74} \cdot 0,36 = 0,56$$

9) Визначення показника I_{ss} для передчасного висновку про просадковість і набухання ґрунту.

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,56 - 0,84}{1 + 0,84} = -0,15$$

10) $W = 0,19 - W_L = 0,36$; $e = 0,84 < 1$

До мулів не відноситься.

11) Даних по засоленню ґрунтів немає.

12) Ґрунт рослинних залишків немає.

13) Визначення опору ґрунту проводимо по інтерполяції за допомогою [17], $R_0 = 262 \text{ МПа}$.

14) Суглинок не просадковий, не набухаючий, не текучий.

Розрахунковий опір ґрунту $R_0 = 262 \text{ МПа}$. Розташований ґрунт вище РГВ.

Висновок: 3 шар може бути основою під будівлю.

Шар 4 (іГЕ-4). Глинястий шар.

1) Визначення виду ґрунту по числу пластичності.

$$I_p = W_L - W_p = 0,37 - 0,24 = 0,13$$

$0,07 < 0,13 < 0,17$ – суглинок.

2) Визначення коефіцієнту пористості.

$$e = \rho_s / \rho(1+W) - 1 = 2,71 / 1,85 \cdot (1+0,20) - 1 = 0,76$$

3) Визначення щільності в сухому стані.

$$\rho_d = \rho / (1+W) = 1,85 / (1+0,2) = 1,542 / \text{м}^3$$

4) Визначення степені вологості ґрунтів.

$$S_z = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot \ell} = \frac{2,71 \cdot 0,2}{1 \cdot 0,76} = 0,71$$

$0,5 < 0,71 = S_z = 0,8$ – вологий.

5) Визначення щільності ґрунту у стані не виконується – водотривкий шар.

6) Визначення вологості ґрунту до постійної степені вологості замоченого ґрунту до постійної степені вологості.

$$W_x = \frac{S_z \cdot \rho_w \cdot e}{\rho_s} = \frac{0,71 \cdot 1 \cdot 0,76}{2,71} = 0,2$$

7) Визначення показника текучості ґрунту.

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,2 - 0,24}{0,37 - 0,24} = -0,31 < 1$$

Суглинок не текучий.

8) Визначення коефіцієнту при його вологості на границі текучості.

$$e_L = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot W_L = \frac{2,71}{1,85} \cdot 0,37 = 0,54$$

9) Визначення показника I_{ss} для передчасного висновку про просадковість і набухання ґрунту.

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1+e} = \frac{0,54 - 0,76}{1+0,76} = -0,125$$

10) $W = 0,2 - W_L = 0,37$; $e = 0,76 < 1$

До мулів не відноситься.

11) Даних по засоленню ґрунтів немає.

12) Ґрунт рослинних залишків немає.

13) Визначення опору ґрунту проводимо по інтерполяції за допомогою [17], $R_0 = 296 \text{мПа}$.

14) Суглинок не просадковий, не набухаючий, не текучий.

Розрахунковий опір ґрунту $R_0 = 296 \text{мПа}$. Розташований ґрунт вище РГВ.

Висновок: 4 шар може бути основою під будівлю.

Шар 5 (іГЕ-5). Глинястий шар.

1) Визначення виду ґрунту по числу пластичності.

$$I_p = W_L - W_p = 0,40 - 0,21 = 0,19$$

$I_p = 0,19 > 0,17$ – глина.

2) Визначення коефіцієнту пористості.

$$e = \rho_s / \rho(1+W) - 1 = 2,71 / 1,97 \cdot (1+0,26) - 1 = 0,73$$

3) Визначення щільності в сухому стані.

$$\rho_d = \rho / (1 + W) = 1,97 / (1 + 0,26) = 1,56 \text{ т / м}^3$$

4) Визначення ступеня вологості ґрунтів.

$$S_s = \frac{\rho_s \cdot W}{\rho_w \cdot \ell} = \frac{2,71 \cdot 0,26}{1 \cdot 0,73} = 0,97$$

$$0,5 < S_s = 0,97 > 0,8 - \text{сухий.}$$

5) Визначення щільності ґрунту у стані не виконується – водотривкий шар.

6) Визначення вологості ґрунту до постійної ступені вологості не виконується – ґрунт розташований нижче РГВ.

7) Визначення показника текучості ґрунту.

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{0,26 - 0,21}{0,40 - 0,21} = 0,26 < 1$$

Суглинок м'якопластичний.

8) Визначення коефіцієнту пористості при його вологості на границі текучості.

$$e_L = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot W_L = \frac{2,71}{1,97} \cdot 0,40 = 0,55$$

9) Визначення показника I_{ss} для передчасного висновку про просадковість і набухання ґрунту.

$$I_{ss} = \frac{e_L - e}{1 + e} = \frac{0,55 - 0,73}{1 + 0,73} = -0,10$$

$$10) \quad W = 0,26 - W_L = 0,40; \quad e = 0,73 < 1$$

До мулів не відноситься.

11) Даних по засоленню ґрунтів немає.

12) Ґрунт рослинних залишків немає.

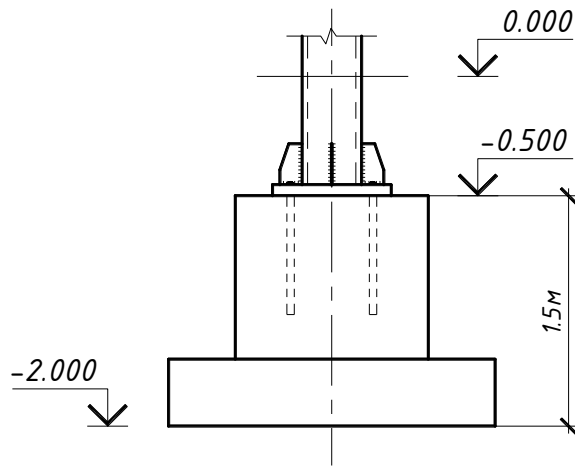
13) Визначення розрахункового опору проводимо по за допомогою [17], $R_0 = 362 \text{ мПа}$.

14) Глина м'якопластична, непросадкова, ненабухаюча. Рослинних залишків немає. Розрахунковий опір ґрунту $R_0 = 362,5 \text{ мПа}$. Розташований ґрунт нижче РГВ.

Висновок: 5 шар – глина може бути природною основою під будівлю.

2.8.2. Вибір глибини закладання фундаменту

1) Із конструктивних міркувань.



$$H = 0,5 + 1,5 = 2,0 \text{ м}$$

- 2) З умов існуючого рельєфу і інженерно-геологічних умов:
 286,6 – нуль;
 286,6 – найнижча точка.

Перепад між найвищою і найнижчою точкою:

$$\Delta h = 286,6 - 226,6 = 0,6 \text{ м}$$

Глибина закладання із геологічних умов:

$$H_2 = \Delta h + P_{\text{г}} + 0,3 = 0,6 + 0,45 + 0,3 = 1,35 \text{ м}$$

- 3) Із умов сезонного проморожування ґрунту.

Визначаємо глибину проморожування ґрунту:

$$d_{\text{г}} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,28 \sqrt{13,3} = 1,02 \text{ м}$$

$$d_0 = 0,23$$

$$M_t = 5,4 + 4,8 + 3,1 = 13,3$$

Розрахункова глибина проморожування ґрунту:

$$d_f = K_n \cdot d_{\text{г}} = 1 \cdot 1,02 = 1,02$$

Глибина закладання:

$$H_3 = \Delta h + d_f = 0,6 + 1,02 = 1,62 \text{ м}$$

Приймаємо глибину з конструктивних умов.

$$H_1 = 2,00 \text{ м}$$

$$d_1 = H - \Delta h = 2 - 0,6 = 1,4 \text{ м}$$

2.8.3. Визначення розміру подошви фундаменту Ф1

Умови проектування фундаментів.

$$P_{\text{max}} \leq 1,2R$$

$$N_{\text{II}} = 743,4 \cdot 1,2 = 892,1 \text{ кН}$$

$$P_{\text{min}} > 0$$

$$M_{\text{II}} = 202,3 \cdot 1,2 = 242,8 \text{ кНм}$$

$$P < R$$

$$Q_{\text{II}} = 34,64 \cdot 1,2 = 41,6 \text{ кН}$$

$$P = \frac{N_T \cdot G}{A}$$

- 1) Попередній розрахунковий опір ґрунту.

$$R = \frac{\gamma_{\text{с1}} \cdot \gamma_{\text{с2}}}{K} \left[M_{\gamma} \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{\text{н}} + M_g \cdot d \cdot \gamma_{\text{н}}' + M_c \cdot c_{\text{н}} \right]$$

γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнт умов приймаємо по табл. 3 [17] (ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування).

$$\gamma_{c1}=1,25; \gamma_{c2}=1.$$

K – коефіцієнт, приймає мий рівним $K=1$.

M_γ, M_g, M_c – коефіцієнти, які приймаємо згідно табл.4 [5] в залежності від кута внутрішнього тертя φ_{II} , град.

$$M_\gamma = 0,56; \quad M_g = 3,43; \quad M_c = 5,89.$$

K_z – коефіцієнт, який приймається $K_z=1$;

b – ширина підшви фундаменту;

γ_{II} – середнє розрахункове значення маси ґрунтів залягаючи нижче фундаменту;

γ'_{II} – середнє розрахункове значення питомої маси залягаючи вище фундаменту.

$$\gamma_{II} = \rho \cdot 10 = 17,4 \text{ кН} / \text{м}^3$$

$$\gamma'_{II} = \frac{h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2 + h_3 \cdot \gamma_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{0,4 \cdot 5,5 + 1 \cdot 16,5 + 0,6 \cdot 17,4}{0,4 + 1 + 0,6} = 16,6 \text{ кН} / \text{м}^3$$

c_H – розрахункове значення питомого щеплення ґрунту, залягаю чого під підшвою фундаменту $c_H=17 \text{ кПа}$.

d_1 – глибина закладання фундаменту від рівня планування.

$$d_1 = H - h = 2 - 0,6 = 1,4 \text{ м}$$

Приймаємо, що $b=0$, в тому випадку R буде найменше:

$$R_{np} = \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot (0,56 \cdot 1 \cdot 0 \cdot 17,4 + 3,24 \cdot 1,4 \cdot 16,6 + 5,84 \cdot 17) = 218,22 \text{ кПа}$$

$$R_0 = \frac{N}{R \cdot \gamma_0 \cdot H}; \quad \gamma_0 = 20 \text{ кН} / \text{м}^3; \quad H = 2 \text{ м}; \quad N = 291,1 \text{ кН}$$

$$A_0 = \frac{892,1}{218,22 - 20 \cdot 2} = 5,01 \text{ м}^2$$

$$\frac{a}{b} = 1,3; \quad A = a \cdot b = 1,3b^2$$

$$b_{np} = \sqrt{\frac{A}{1,3}} = 1,96 \text{ м} \approx 2,1 \text{ м}$$

Уточнюємо розрахунковий опір при $b=2,1 \text{ м}$:

$$R_{np} = \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot (0,56 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 17,4 + 3,24 \cdot 1,4 \cdot 16,6 + 5,84 \cdot 17) = 243,8 \text{ кПа}$$

Уточнена ширина підшви фундаменту:

$$b_{ym} = \sqrt{\frac{A}{1,3}}; \quad A_{ym} = \frac{N}{R_{ym} \cdot \gamma_{cH}} = \frac{892,1}{243,8 \cdot 20,2} = 4,4 \text{ м}^2$$

$$b_{ym} = \sqrt{\frac{4,4}{1,3}} = 1,86 \text{ м}; \quad a = 1,86 \cdot 1,3 = 2,5 \text{ м}$$

Приймаємо $b = 2,1 \text{ м}; \quad a = 2,7 \text{ м}$

Розрахунковий опір фундаменту:

$$R_{np} = \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot (0,56 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 17,4 + 3,24 \cdot 1,4 \cdot 16,6 + 5,84 \cdot 17) = 243,8 \text{ кПа}$$

Тиск під подошвою фундаменту:

$$P = \frac{N + G_{\phi\Gamma}}{A} = \frac{892,1 + 2,1 \cdot 2,7 \cdot 2 \cdot 20}{2,1 \cdot 2,7} = 197,3$$

$$197,3 < R = 240,8 \text{ кПа}$$

$$P_{\max, \min} = P \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right)$$

$$e = \frac{\sum M}{\sum N}$$

$$\sum M = M + Q \cdot h_{\phi} = 242,8 + 41,6 \cdot 1,5 = 305,2 \text{ кНм}$$

$$\sum N = N + G_{\phi\Gamma} = 892,1 + 2,1 \cdot 2,7 \cdot 2 \cdot 20 = 1119,9$$

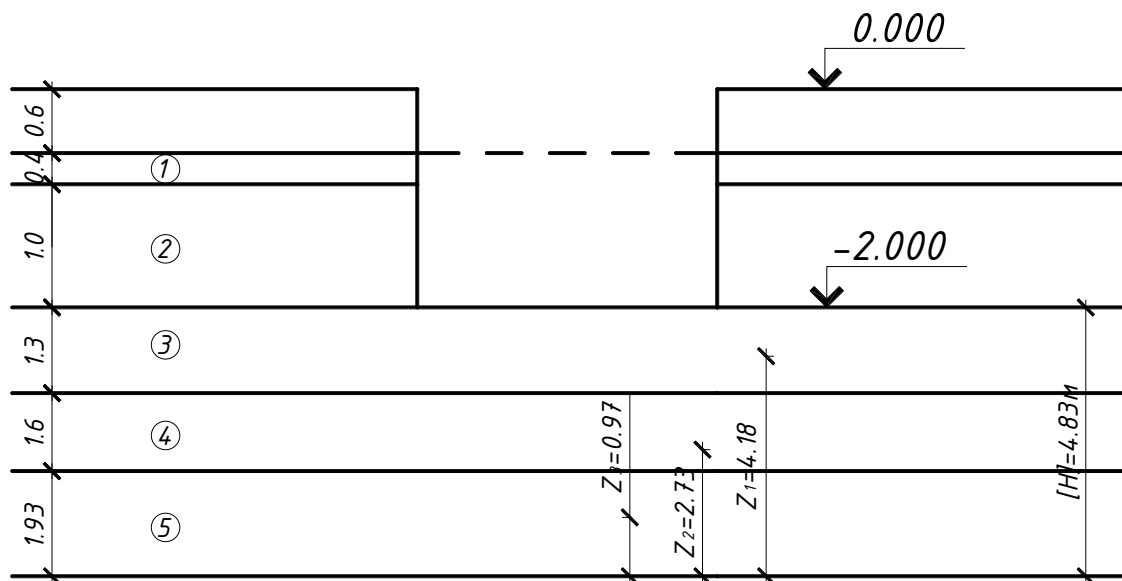
$$e = \frac{305,2}{1119,9} = 0,27 \text{ м}$$

$$P_{\max} = 197,3 \left(1 + \frac{6 \cdot 0,27}{2,7} \right) = 78,9 \text{ кПа} > 0$$

Умови виконані, отже вибрані розміри подошви фундаменту:

$$b = 2,1 \text{ м}; \quad a = 2,7 \text{ м} \quad - \text{ підходять.}$$

2.8.4. Визначення осідання фундаменту методом Розинфельда



Осідання фундаменту визначаємо по формулі Розинфельда:

$$S = 1,44 \cdot \frac{\eta}{1 + \eta} \cdot \frac{P - \sigma_{zg}}{E} \cdot b$$

$$\eta = \frac{a}{b} = \frac{2,7}{2,1} = 1,3$$

Природний тиск:

$$\sigma_{zg0} = d \cdot \gamma_{II} = 1,4 \cdot 16,6 = 23,24 \text{ мПа}$$

$$\bar{E} = \frac{\sum E_i \cdot h_i \cdot z_i}{0,5H^2} = \frac{54 \cdot 34 + 32 \cdot 42 + 26,21}{0,5 \cdot 4,83^2} = 11,4 \text{ мПа}$$

Висота продавлювання ґрунту:

$$H = k \cdot b = 2,3 \cdot 2,1 = 4,83 \text{ м}$$

k – коефіцієнт, який залежить від η табл. 2.3 [4].

$$E_1 = 10 \text{ мПа} \quad h_1 = 1,3 \text{ м} \quad z_1 = 4,18 \text{ м}$$

$$E_2 = 12 \text{ мПа} \quad h_2 = 1,6 \text{ м} \quad z_2 = 2,73 \text{ м}$$

$$E_3 = 14 \text{ мПа} \quad h_3 = 1,93 \text{ м} \quad z_3 = 0,97 \text{ м}$$

$$S = 1,44 \cdot \frac{1,3}{1+1,3} \cdot \frac{(197,3 - 23,24) \cdot 10^3}{11,4} \cdot 2,1 = 0,026 \text{ м} = 2,6 \text{ см}$$

$$2,6 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см}$$

2.8.5. Визначення розміру фундаменту Ф2

$$N = 498,3 \text{ кН}$$

$$M = 134,3 \text{ кНм}$$

$$Q = 23,1 \text{ кН / м}$$

Попередній розрахунковий опір ґрунту:

$$R = \frac{\gamma_c \cdot \gamma_{cz}}{k} \cdot (M_\gamma \cdot K_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot e_u)$$

γ_{c1} ; γ_{cz} – коефіцієнт умов роботи приймаємо по табл. 3 [5].

$$\gamma_{c1} = 1,25; \quad \gamma_{cz} = 1; \quad k = 1.$$

M_γ , M_g , M_c – коефіцієнти, які приймаємо згідно табл.4 [5] в залежності від кута внутрішнього тертя ϕ_{II} , град.

$$M_\gamma = 0,56; \quad M_g = 3,43; \quad M_c = 5,84.$$

K_z – коефіцієнт, який приймається $K_z = 1$ [5];

b – ширина підшви фундаменту;

γ'_{II} – середнє розрахункове питомої маси ґрунтів, які нижче підшви фундаменту.

$$\gamma_{II} = \rho \cdot 10 = 17,4 \text{ кН / м}^3$$

$$\gamma'_{II} = \frac{h_1 \cdot f_1 + h_2 \cdot f_2 + h_3 \cdot f_3}{h_1 + h_2 + h_3} = \frac{0,4 \cdot 15,5 + 1 \cdot 16,5 + 0,6 \cdot 17,4}{0,4 + 1 + 0,6} = 16,6 \text{ кН / м}^3$$

c_H – розрахункове значення питомого щеплення ґрунту, залягаючого під підшвою фундаменту $c_H = 17 \text{ кПа}$.

d_1 – глибина закладання фундаменту від рівня планування.

$$d_1 = H - h = 2 - 0,6 = 1,4 \text{ м}$$

Приймаємо, що $b = 0$, в тому випадку R буде найменше:

$$A_0 = \frac{N}{R - \gamma_0 \cdot H} = \frac{498,3}{218,22 - 20 \cdot 2} = 2,8 \text{ м}^2$$

$$\gamma_c = 20 \text{ кН / м}^3; \quad H = 2 \text{ м};$$

$$\frac{a}{b} = 1,3; \quad A = a \cdot b = 1,3b^2$$

$$b_0 = \sqrt{\frac{A}{1,3}} = \sqrt{\frac{2,8}{1,3}} = 1,5 \text{ м}$$

Уточнюємо розрахунковий опір при $b = 1,5 \text{ м}$:

$$R_0 = \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot (0,56 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 17,4 + 3,24 \cdot 1,4 \cdot 16,6 + 5,84 \cdot 17) = 236,49 \text{ кПа}$$

Визначаємо розрахунковий опір при $b_{\text{пр}} = 1,5 \text{ м}$:

$$b_{\text{ym}} = \sqrt{\frac{A_{\text{ym}}}{1,3}}; \quad A_{\text{ym}} = \frac{498,3}{236,49 \cdot 2 \cdot 20} = 2,54 \text{ м}^2$$

$$b_{\text{ym}} = \sqrt{\frac{2,54}{1,3}} = 1,4 \approx 1,5 \text{ м}; \quad a = 1,5 \cdot 1,3 = 1,96 \text{ м}$$

Приймаємо $b = 1,5 \text{ м}$; $a = 2,1 \text{ м}$

Перевіряємо несучу здатність фундаменту.

Розрахунковий опір фундаменту:

$$R_{\text{np}} = \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot (0,56 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 17,4 + 3,24 \cdot 1,4 \cdot 16,6 + 5,84 \cdot 17) = 236,49 \text{ кПа}$$

Тиск під подошвою фундаменту:

$$P = \frac{N + G_{\text{фГ}}}{A}$$

$$G_{\text{фГ}} = 1,5 \cdot 2,1 \cdot 2 \cdot 20 = 126 \text{ кН}$$

$$P = \frac{498,3 + 126}{1,5 \cdot 2,1} = 198,2 \text{ кПа} < R = 236,5 \text{ кПа}$$

$$P_{\text{max,min}} = P \left(1 \pm \frac{6e}{a} \right)$$

$$e = \frac{\sum M}{\sum N}$$

$$\sum M = M + Q \cdot h_{\phi} = 134,3 + 23,1 \cdot 2 = 180,5 \text{ кНм}$$

$$\sum N = N + G_{\text{фГ}} = 498,3 + 126 = 624,3 \text{ кН}$$

$$e = \frac{180,5}{624,3} = 0,18 \text{ м}$$

$$P_{\text{max}} = 198,3 \left(1 + \frac{6 \cdot 0,18}{2,1} \right) = 2,56 \text{ кПа} > 1,2R = 283,9$$

Так як умова не виконується потрібно площу подошви фундаменту:

$$b = 1,8 \text{ м}; \quad a = 2,4 \text{ м}.$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} \cdot (0,56 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 17,4 + 3,24 \cdot 1,4 \cdot 16,6 + 5,84 \cdot 17) = 243,8 \text{ кПа}$$

$$P = \frac{498,3 + 1,8 \cdot 2,4 \cdot 2 \cdot 20}{1,8 \cdot 2,4} = 155,4 \text{ кПа} < R = 243,8 \text{ кПа}$$

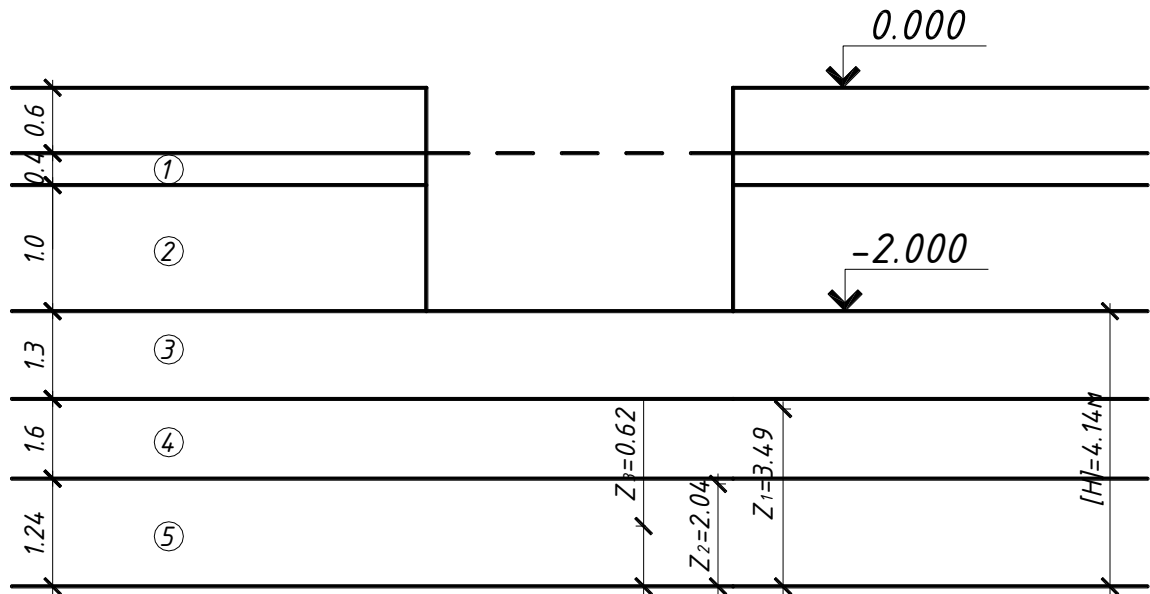
$$\sum N = N + G_{\text{фГ}} = 671,1 \text{ кН}$$

$$e = \frac{180,5}{671,1} = 0,27 \text{ м}$$

$$P_{\text{max}} = 155,4 \left(1 + \frac{6 \cdot 0,27}{2,4} \right) = 260,3 \text{ кПа} < 1,2R = 292,6 \text{ кПа}$$

$$P_{\text{min}} = 155,4 \left(1 - \frac{6 \cdot 0,27}{2,4} \right) = 50,5 \text{ кПа} > 0.$$

2.8.6. Визначення осідання фундаменту методом Розинфельда



Осідання фундаменту визначаємо по формулі Розинфельда:

$$S = 1,44 \cdot \frac{\eta}{1+\eta} \cdot \frac{P - \sigma_{zg}}{E} \cdot b$$

$$\eta = \frac{a}{b} = \frac{2,4}{1,8} = 1,3$$

Природний тиск:

$$\sigma_{ig0} = d \cdot \gamma_{II} = 1,4 \cdot 16,6 = 23,24 \text{ мПа}$$

$$E = \frac{\sum E_i \cdot h_i \cdot z_i}{0,5[H]^2} = \frac{45,37 + 39,168 + 10,76}{0,5 \cdot 4,14^2} = 11,1 \text{ мПа}$$

Висота продавлювання ґрунту:

$$[H] = k \cdot b = 2,3 \cdot 1,8 = 4,14 \text{ м}$$

k – коефіцієнт, який залежить від η табл. 2.3 [4].

$$E_1 = 10 \text{ мПа} \quad h_1 = 1,3 \text{ м} \quad z_1 = 3,49 \text{ м}$$

$$E_2 = 12 \text{ мПа} \quad h_2 = 1,6 \text{ м} \quad z_2 = 2,04 \text{ м}$$

$$E_3 = 14 \text{ мПа} \quad h_3 = 1,24 \text{ м} \quad z_3 = 0,62 \text{ м}$$

$$S = 1,44 \cdot \frac{1,3}{1+1,3} \cdot \frac{(155,4 - 23,24) \cdot 10^{-3}}{11,1} \cdot 1,8 = 0,017 \text{ м} = 1,7 \text{ см}$$

$$1,7 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см}$$

3. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНЕ ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ ПІДКРОКВЯНИХ ФЕРМ

3.1. Вартість монтажу

Вартість монтажу за формулою (IV. 33) [41]

$$C_{м.с.} = \alpha_m T_{м.с.} (1 + K_{м.м.}) + C_{мех.с.},$$

де α_m – середньогодинна заробітна плата монтажників, $\alpha_m = 80$ грн/год;

$K_{м.м.}$ – коефіцієнт накладних витрат на заробітну плату, $K_{м.м.} = 0,8$;

$C_{мех.с.} = 10000$ грн / т – вартість експлуатації механізмів на будівлі

$$C_{мех.с.} = 10000 \frac{\text{грн}}{\text{т}} \cdot G_{\text{констр.}}$$

де G – вага ферми;

$T_{м.с.}$ – трудоємкість монтажу.

Для ферми

$$T_{м.с.} = \frac{5 \text{ люд-год}}{10} \cdot \ell_{\text{увів}}.$$

а) для ферми із замкнутих профілів із заповненням стиснутих елементів бетоном

$$C_{м.с.} = 80 \cdot \frac{5}{10} \cdot 40(1 + 0,8) + 10000 \cdot (1,007 + 0,43) = 17880 \text{ грн}.$$

б) для підкрювняної ферми із замкнутих прямокутних профілів

$$C_{м.с.} = 80 \cdot \frac{5}{10} \cdot 40(1 + 0,8) + 10000 \cdot 1,392 = 16800 \text{ грн}.$$

в) для підкрювняної ферми із кутників

$$C_{м.с.} = 80 \cdot \frac{5}{10} \cdot 40(1 + 0,8) + 10000 \cdot 1,634 = 19220 \text{ грн}.$$

3.2. Вартість конструкцій в "ділі"

Вирахуємо за формулою (IV. 35) [41]

$$C_{д.} = (C_{нк.} \cdot K_{смл} + C_{м.}) K_{н.} \cdot K_{п.} \cdot K_{з.с.}$$

де $C_{нк.}$ – вартість виготовлених конструкцій, з вартості транспорту;

$C_{м.}$ – вартість монтажу;

$K_{смл}, K_{н.}, K_{п.}$ – коефіцієнти, які враховують заготівельно-складські витрати заводу-виробника, $K_{з.с.} = 1,0075$, накладні витрати $K_{н.} = 1,083$ і планові накопичення монтажної організації: $K_{п.} = 1,06$

$$C_{н.к.} = 1,15(GK + 3,6 \cdot T + 3,54G),$$

де T – трудомісткість виготовлення;

K – вартість матеріалу.

3,6 – коефіцієнт, який враховує середньогодинну заробітну плату, грн.;

3,54 – розходи на вантажні операції, які не залежать від трудомісткості виготовлення, грн./т.

Трудомісткість виготовлення знаходимо за формулою:

$$T_u = AK_c \sqrt{G_0 n_0},$$

де A – емпіричний коефіцієнт конструктивної форми, що приймається за [36, табл. 44.1];

K_c – коефіцієнт, що враховує зниження при виготовленні конструкцій серіями, що визначається за таблицею 44.1 [36];

n_0 – число основних деталей, що визначаються за кресленням з урахуванням розташування заводських стиків;

Число основних деталей за емпіричною формулою

$$n_0 = \kappa L = 1,5 \cdot 12 = 18,$$

G_0 – вага основних деталей;

G – загальна вага конструкції

$\psi = G/G_0$ – будівельний коефіцієнт маси.

а) для підкрівляної ферми із замкнутих прямокутних профілів із заповненням стиснутих елементів бетоном

$$\psi = G/G_0 = (1,007 + 0,43) / 1,31 = 1,1$$

$$T_u = 5,3 \cdot 1,0 \sqrt{1,31 \cdot 18} = 26,1 \text{ люд.-год.}$$

б) для кроквяної ферми із круглих труб

$$\psi = G/G_0 = 1,392 / 1,29 = 1,08$$

$$T_u = 4,0 \cdot 1,0 \sqrt{1,29 \cdot 18} = 19,3 \text{ люд.-год.}$$

в) для кроквяної ферми із кутників

$$\psi = G/G_0 = 1,634 / 1,34 = 1,22$$

$$T_u = 4,2 \cdot 1,0 \sqrt{1,34 \cdot 18} = 20,6 \text{ люд.-год.}$$

а) для підкрівляної ферми із замкнутих прямокутних профілів із заповненням стиснутих елементів бетоном

$$C_{н.к.} = 1,15 \left(1,007 \cdot 20030 + \frac{0,43 \cdot 1100}{2,5} + 3,6 \cdot 90 \cdot 26,1 + 3,54 \cdot 400 \cdot 1,007 \right) = 34778 \text{ грн};$$

$$C_d = (34778 \cdot 1,02 + 17880) \cdot 1,083 \cdot 1,06 \cdot 1,0075 = 61708 \text{ грн};$$

б) для підкрівляної ферми із замкнутих прямокутних профілів

$$C_{н.к.} = 1,15 (1,392 \cdot 20030 + 3,6 \cdot 90 \cdot 19,3 + 3,54 \cdot 400 \cdot 1,392) = 41522 \text{ грн};$$

$$C_d = (41522 \cdot 1,02 + 16800) \cdot 1,083 \cdot 1,06 \cdot 1,0075 = 68415 \text{ грн};$$

в) для підкрівляної ферми із кутників

$$C_{н.к.} = 1,15 \cdot (1,634 \cdot 18800 + 3,6 \cdot 90 \cdot 20,6 + 3,54 \cdot 400 \cdot 1,634) = 45663 \text{ грн} ;$$

$$C_D = (45663 \cdot 1,02 + 19220) \cdot 1,083 \cdot 1,06 \cdot 1,0075 = 76099 \text{ грн} .$$

3.3. Експлуатаційні затрати

Вирахуємо за формулою (IV. 37) [41]

$$P_3 = \frac{C_D}{T_{сл.к}} + C_{рем.} ;$$

де $C_{рем.}$ – реноваційні відрахування (затрати на ремонт);

$$C_{рем.} = 0,012 \cdot (C_M + C_D) ;$$

$T_{сл.к.}$ – строк служби (періодичність капітальних ремонтів);

$C_{рем.}$ – затрати на поточні ремонти.

а) для підкроквяної ферми із замкнутих профілів із заповненням стиснутих елементів бетоном

$$P_3 = \frac{61708}{30} + 0,012(17880 + 61708) = 3012 \text{ грн} ;$$

б) для підкроквяної ферми із замкнутих прямокутних профілів

$$P_3 = \frac{68415}{30} + 0,012(16800 + 68415) = 3063 \text{ грн} ;$$

в) для підкроквяної ферми із кутників

$$P_3 = \frac{76099}{30} + 0,012(19220 + 76099) = 3680 \text{ грн} .$$

3.4. Приведені затрати

Визначено за формулою (IV.38) [41]

$$P = C_D + E_n \cdot k + P_3 ;$$

де $E_n = 0,12$ – нормативний коефіцієнт ефективності у будівництві;

k – приведені капіталовкладення у конструкції, визначається за таблицею IV.13 [41].

$$k = 247 \cdot 190 = 46930 \frac{\text{грн}}{\text{т}} ;$$

а) для підкроквяної ферми із замкнутих профілів із заповненням стиснутих елементів бетоном

$$P = 61708 + 0,12 \cdot 46930 \cdot (1,007 + 0,43) + 3012 = 72813 \text{ грн} ;$$

б) для підкроквяної ферми із замкнутих прямокутних профілів

$$P = 68415 + 0,12 \cdot 46930 \cdot 1,392 + 3063 = 79317 \text{ грн} ;$$

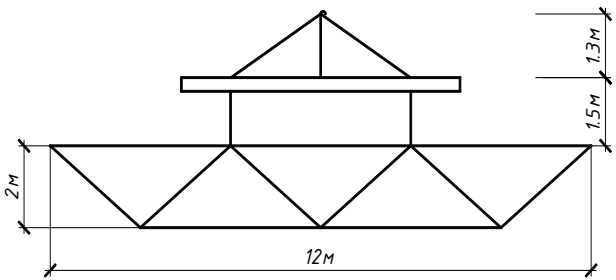
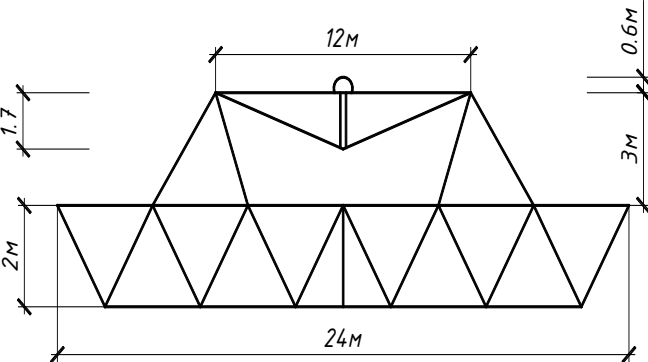
в) для підкроквяної ферми із кутників

$$P = 76099 + 0,12 \cdot 46930 \cdot 1,634 + 3680 = 88981 \text{ грн} .$$

4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1. Підбір монтажних параметрів крана

Вибір вантажозахватних пристроїв.

Призначення	Найменування	Ескіз	Вантажопідйомність, т	Власна вага, т	Розрахункова висота над конструкцією, м	Джерело
Монтаж підкрів'яних ферм	Траверса, КБ Главмострол 7016-17		15	0,5	2,8	[18]
Монтаж кров'яних ферм	Траверса, ПЛ Промсталь - конструкція		25	1,8	3,6	[18]

Визначення монтажних параметрів.

До параметрів відносяться: маса m_c , монтажна висота, яка визначається висотою підйому крана H_k^{TP} і глибина подачі, визначається його гака L^{TP} , потрібна крана l_{TP} .

Монтажна вага:

$$m_y = m_c + \sum m_z,$$

де m_c – власна вага елемента (ферм).

$m_c^{ПФ} = 1\text{ м}$ – більша підкрив'яна ферма $l = 12\text{ м}$

$m_{c_2}^Ф = 0,95\text{ м}$ – крокв'яна ферма $l = 24\text{ м}$

m_3 – вага траверси $m_{3_1} = 0,48\text{ т}$; $m_{3_2} = 1,75\text{ т}$

$m_{3_1} = 1 + 0,48 = 1,48\text{ т}$

$m_{3_2} = 0,95 + 1,75 = 2,7\text{ т}$

Потрібна висота підйому гака крана:

$$H_{\kappa}^{TP} = h_0 + h_3 + h_e + h_c$$

$h_{0,1} = 10,95\text{ м}$; $h_0 = 11,10\text{ м}$ – висота елемента до низу спирання ферм;

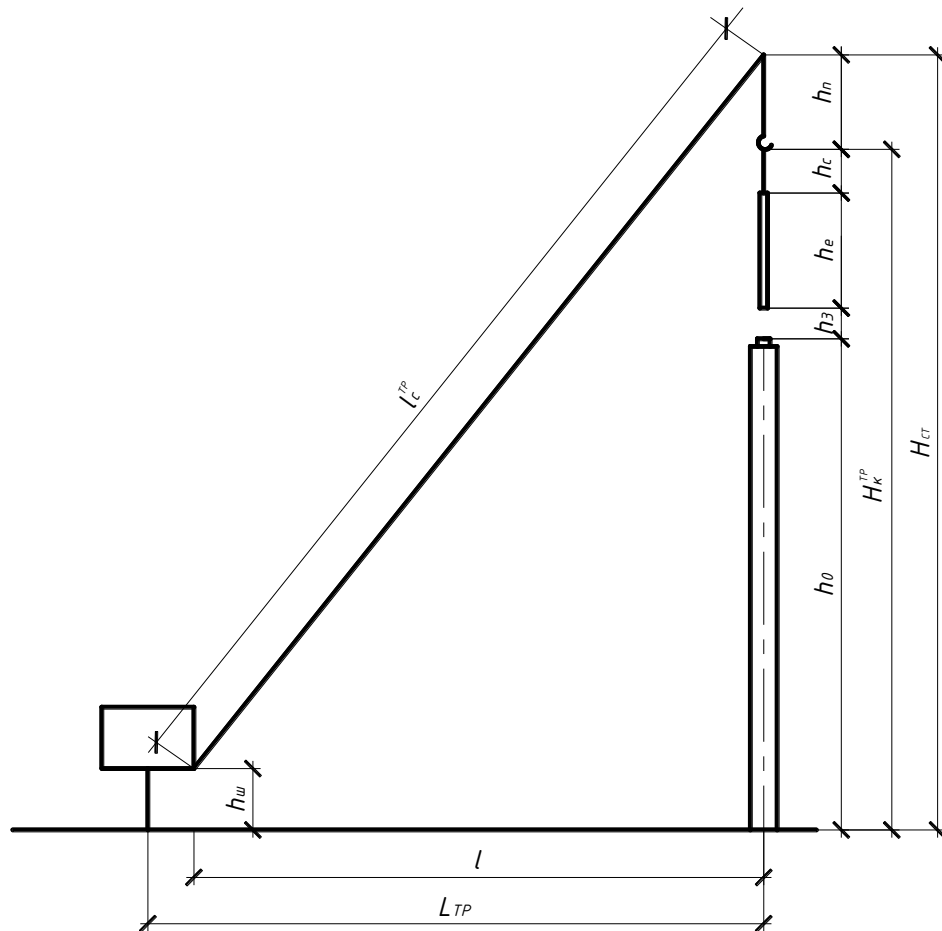
$h_{3,2} = 1\text{ м}$ – запас;

$h_{e,2} = 2\text{ м}$ – висота елемента;

$h_{e_1} = 2,8\text{ м}$; $h_{e_2} = 3,6\text{ м}$ – висота строп.

$$H_{\kappa 1}^{TP} = 10,95 + 1 + 2 + 2,8 = 16,75\text{ м}$$

$$H_{\kappa 2}^{TP} = 11,10 + 1 + 2 + 3,6 = 17,7\text{ м}$$



$h_n = 2\text{ м}$ – довжина поліспасти

$$H_{CT} = H_{\kappa}^{TP} + h_n$$

$$H_{CT1} = 16,75 + 2 = 18,75\text{ м}$$

$$H_{CT2} = 17,7 + 2 = 19,7\text{ м}$$

$h_{ш}$ – відстань по горизонталі від осі кручення крану до осі шарніра п'яти стріли.

$$H_{СТ} = H_k^{TP} + h_n; \quad H_{СТ1} = 18,7\text{м} \quad H_{СТ2} = 19,7\text{м}; \quad L_{TP} = 6\text{м}$$

$c=2\text{м}$ – відстань по горизонталі від осі кручення крану до осі шарніра п'яти стріли.

Визначення \min довжини стріли:

$$\ell_c^{TP} = \sqrt{(L_{TP} - c)^2 + (H_k^{TP} + h_n - h_{ш})^2}$$

$$\ell_c^{TP} = \sqrt{(6-2)^2 + (16,75+2-2)^2} = 17,22\text{м}$$

$$\ell_c^{TP} = \sqrt{(6-2)^2 + (17,7+2-2)^2} = 18,15\text{м}$$

Вибір крана

Найменування монтажних елементів	Розрахункові параметри				Параметри крана				Джерело	
	Монтажна маса елемента т, т	Потрібна висота підйому крюка H_k^{TP} , м	Потрібний виліт крюка L_{TP} , м	Потрібна довжина стріли ℓ^{TP} , м	Марка крана	Вантажопідйомність т, т	Висота підйому крюка H_k , м	Виліт крюка L , м		Довжина стріли ℓ , м
Монтаж підкрюк'яних ферм	1,48	16,75	6	17,22	МКА-16	4,5	18	7	23	[21]
Монтаж крок'яних ферм	2,7	17,7	6	18,15						

Технічна характеристика монтажного крану:

Довжина стріли 23м.

Вантажопідйомність, т при \max виліт 1т;
 \min виліт 5,5т.

Виліт, м: \max виліт 20м;
 \min виліт 7,5м.

Висота підйому: \max виліт 23м;
 \min виліт 15м.

4.2. Технологічна карта на монтаж сталевих колон

4.2.1. Область застосування

Технологічна карта на монтаж металевих ферм, сталезалізобетонних підкровокняних ферм профілів прямокутного перерізу (без підвісних кранів).

Розміри будівлі в плані 48x72м. Будівля має два прольоти по 24м, крок колон 12м, висота до низу кроквяних конструкцій 8,920м. Ферми мають висоту 2м, кроквяні ферми довжиною 24м складаються з двох відправочних елементів. Підкровкані ферми мають довжину 12м. Вага кроквяної ферми 948кг, підкровканої ферми ПФ-1=799кг і ПФ-2=997кг.

В складі робіт, які розглядаються картою входять: укрупнюючі збірка кроквяних ферм, монтаж підкровканих ферм, монтаж в'язей, електрозварка стиків.

При прив'язці уточнюються також об'єми робіт, калькуляція трудових витрат, засоби механізації з урахуванням використання парку монтажних механізмів.

4.2.2. Організація і технологія виконання робіт

Сталеві ферми із паралельними поясами встановлює бригада із 5 монтажників:

VI розряд – 1 чоловік (M₁);

V розряд – 1 чоловік (M₂);

IV розряд – 2 чоловіки (M₃, M₄);

III розряд – 1 чоловік (M₅).

Монтаж виконується стріловим краном із застосуванням траверси, яка має дистанцію розстроповки.

До початку монтажу ферм необхідно закінчено закріпити колони, підготувати інструмент і пристрої, а також перевірити їх придатність до роботи.

Встановлення і тимчасове закріплення веде вся бригада монтажників.

Монтажники M₄ і M₅ встановлюють башмаки кроквяної на опірні стільчики, приварені до стійок ферм. За допомогою конусних оправок фіксується положення вузлів ферми. Монтажник M₁ суміщує отвори розпірки середнього вузла поясу. Монтажники M₄ і M₅ заводять у вузлах і тимчасово їх закріплюють. Закінчив тимчасове прикріплення, приступають до вивірки і закінченого кріплення ферм. Монтажники M₂ і M₃ одвішують вертикальність ферм, а M₄ і M₅ натягують проволочку і горизонтальність площини ферм. Монтажник M₁ в люльці, болти в суміщені отвори розпірки і і затягує їх. Потім M₂ і M₃ встановлюють і затягують болти в верхніх стиковки кроквяних і підкровканих ферм, а монтажник M₁ і M₅ виконують операції на нижніх вузлах. Розстроповку ферми ведуть, які знаходяться в люльках.

4.2.3. Вимоги до якості виконання робіт

Якість виконання будівельно робіт визначають по результатах виробничого контролю.

Операційний контроль прорабами і майстрами. В складі ППР схеми операційного контролю.

Нагляд за проведенням операційного контролю здійснює головний інженер.

Приймальний контроль виконують при прийомі будівельно-монтажних робіт.

Перед встановленням ферм розміщення колон, точність поверхонь. За допомогою геодезичних перевіряють правильність наводки опори. Контролюється якість. Зварні шви повинні клеймо зварювальника, дану роботу.

Контролюють зварні шви оглядом, механічним випробуванням зразків.

При прийомці конструкцій пред'являють документи: сертифікати на металоконструкції, робочі, журнали робіт, результати перевірки встановлених конструкцій, акти прийомки.

Остаточна прийомка оформляється актом.

4.2.4. Калькуляція затрат праці, машинного часу і заробітної плати

Калькуляція на основі підрахованих об'ємів і на основі виписаних із ЕНІР норм часу, і складу бригад.

Відомість об'ємів робіт

№ п/п	Найменування процесів	Одиниці виміру	Запис підрахунку	Об'єм робіт
1	Розвантаження і розкладання ферм.	шт	56	56
2	Укрупнююча збірка кроквяних ферм.	шт	38	38
3	Монтаж підкроквяних ферм крайнього ряду.	шт 1т	12 12x800кг	12 9,6
4	Монтаж підкроквяних ферм середнього ряду.	шт 1т	6 6x1000кг	6 6т
5	Монтаж кроквяних ферм.	шт 1т	38 38x990	38 36,1
6	Монтаж в'язей по верхніх і по нижніх поясах.	шт 1т	170 18x170	170 4,76

Калькуляція заатрат праці, машинного часу і заробітної плати												
Найменування процесу	Од. вим.	Об'єм робіт	Обґрунтування	Норма часу		Розцінка		Заатрати праці		Заробітна		Склад бригади
				люд.-год.	маш.-ніста	робоч.	маш.-ніста	люд.-год.	маш.-ніста	плата	грн-коп	
1. Розкладка і розвантаження ферм	шт	56	Е25 т.2 ст.23	0,48	0,24	0-32,2	0-21,8	26,88	13,44	21-39	12-21	Такелажники Зр.-1; 2р.-1; Кр. бр.-1
2. У крупнююча збірка кровяних ферм $\ell=24\text{м}$, ($m=950\text{кг}$)	шт 1т	38 36,1	§Е5-1-3 т.2	2,20 0,13	0,73 0,04	1-75,6 0-10,4	0-77 0-04,2	83,6 4,69	27,74 1,44	66-50 3-75	29-26 1-52	Монтажники Зр.-1; 4р.-1; Зр.- 1; Кр. бр.-1
3. Монтаж підкрюквяних ферм крайнього ряду $\ell=12\text{м}$, ($m=800\text{кг}$)	шт 1т	12 9,6	§Е5-1-6 т.2	2,9 0,53	0,58 0,11	2-40 0-43,8	0-61,5 0-11,7	34,8 5,09	6,96 1,06	22-80 4-20	7-38 1-12	Монтажники бр.-1; 4р.-3; Зр.- 1; Кр. бр.-1
4. Монтаж підкрюквяних ферм середнього ряду $\ell=12\text{м}$, ($m=1000\text{кг}$)	шт 1т	6 6	§Е5-1-6 т.2	2,9 0,53	0,58 0,11	2-40 0-43,8	0-61,5 0-11,7	17,4 3,18	3,48 0,66	14-40 2-63	3-69 0-70	Монтажники бр.-1; 4р.-3; Зр.- 1; Кр. бр.-1
5. Монтаж кровяних ферм $\ell=24\text{м}$, ($m=950\text{кг}$)	шт 1т	38 36,1	§Е5-1-6 т.2	2,9 0,53	0,58 0,11	2-40 0-43,8	0-61,5 0-11,7	110,2 19,1	22,04 3,97	91-2 15,21	23-37 4-22	Монтажники бр.-1; 4р.-3; Зр.- 1; Кр. бр.-1
6. Монтаж в'язей по верхніх і по нижніх поясах ферм і профнастилу.	шт 1т	170 4,76	§Е5-1-6 т.2	0,33 1,5	0,11 0,5	0-26,4 1-20	0-11,7 0,53	56,1 7,14	18,7 2,38	44-88 5-71	19-89 2-52	Монтажники Зр.-1; 4р.-1; Зр.- 1; Кр. бр.-1
7. Монтаж профільованого настилу	шт	888	§Е5-1-7 т.3	0,40	0,20	0,64	0-31	115,2	48,02	44-88	20-76	Монтажники бр.-1; 4р.-3; Зр.- 1; Кр. бр.-1
								Σ 483,38 149,89		334,15 126,64		

4.2.5. Графік виконання робіт

Графік виконання по монтажу ферм на основі калькуляції і послідовності.
Графік виконання робіт виносимо на лист №10.

4.2.6. Матеріально-технічні ресурси

Для монтажу ферм необхідні: траверса із роштроповкою, два полу замка, сталевий страховочний канат, два із сталевго канату стропа, дві струбцини для збірки, вісім оправок, п'ять збір очних ключів, п'ять для зняття заусениць, дві драбини для ферм, п'ять захисних касок, п'ять поясів, дві навісні драбини, рулетка, п'ять люльок, два одвіса, дві кувалди, два лома, дві сталевих щітки.

№ п/п	Найменування	Марка	Одиниця виміру	Кількість
1	Підкроквяна ферма крайнього ряду	ПФ1	шт	12
2	Підкроквяна ферма середнього ряду	ПФ2	шт	6
3	Кроквяна ферма $l=24\text{м}$	-		
4	Плити профнастилу	П1	шт	288
5	В'язі по верхнім і нижнім поясам ферми	С1	шт	170
6	Болти	-	кг	71,2
7	Закльопки	-	кг	94,3

4.2.7. Техніка безпеки

Вантажно-розвантажувальні роботи

При погруз ці враховувати, що вантажу, який не повинна перевищувати габаритну проїздів під мостами, і тунелями.

Електрозварювальні роботи

Перед початком роботи необхідно слідувати за апарату, проводу і енергодержателів.

При роботі з відкритою дугою електрозварники повинні бути щитками для захисту та очей.

Виконувати зварні роботи на повітрі під час дощу – забороняється.

4.2.8. Техніко-економічні показники

1. Нормативні витрати праці робітників, люд.-зм.

$$\frac{483,38}{8} = 61 \text{ люд. - зм.}$$

2. Нормативні витрати машинного часу, люд.-зм.

$$\frac{149,89}{8} = 19 \text{ люд.} - \text{зм.}$$

3. Заробітна плата машиніста, грн.-коп.

$$126,64 \cdot 20 = 2532,80 \text{ грн.} - \text{коп.}$$

4. Заробітна плата робітників, грн.-коп.

$$334,15 \cdot 20 = 6683,00 \text{ грн.} - \text{коп.}$$

5. Тривалість робіт, змін.

13 змін

6. Продуктивність одного робітника за зміну:

$$\frac{56,46}{61} = 0,93 \frac{\text{т}}{\text{люд.} - \text{зм.}}$$

7. Втрати на механізацію, грн.-коп.

$$C_{\text{мсм}}^{\text{пр}} \cdot T_{\text{см}} = 26,5 \cdot 19 \cdot 1,08 \cdot 20,0 = 10875,6 \text{ грн.} - \text{коп.}$$

8. Сума затрат:

$$6683,00 + 10875,60 = 17558,6 \text{ грн.} - \text{коп.}$$

5. ОРГАНІЗАЦІЯ ВИРОБНИЦТВА

5.1. Календарне планування зведення об'єкта

Проектування календарного плану робіт згрунтування робіт, використовуючи при цьому підрахунку об'ємів робіт. По кожній роботі затрати праці, затрати машинного часу, робіт, склад ланки і машин, які потребуються. В якості нормативних джерел використовуємо ЕНиР та СНіП IV-2-82 (1 та 2 таб.).

Послідовність виконання робіт.

Монтаж колон з балками і шляхами починаємо після першої захватки, зворотньої засипки ґрунту і його, так, як роботи виконуються в прольотах і одна одній не заважають. Також після захватки монтажу колон і балок виконуємо монтаж підкроквяних ферм, кроквяних ферм, , в'язей і розпірок, східцевих маршів і, а після першої захватки цих робіт встановлюємо стінові та віконні панелі. Монтажні роботи двома автомобільними кранами МКА-16, тому друга захватка по монтажу ферм і т.д. починатися після закінчення II захватки монтажу колон і підкранових балок.

Влаштування фундаментів виконуємо після I захватки по каркасу, щоб було вільне крану.

Підлогу із керамічної, металевих плит і бетону одночасно після бетонної підготовки, так як ці роботи в різних приміщеннях і не заважатимуть.

5.1.1. Відомість об'ємів робіт

Таблиця 4.1

№ п/п	Найменування робіт	Од.вим.	Розрахунок	Кількість
1	2	3	4	5
1	Планування площадки	1000м ²	72*48/1000	3,456
2	Розробка ґрунту екскаватором	1000м ³	73*49*1,3/1000	4,75
3	Розробка ґрунту вручну в траншеях	100м ³		1,16
4	Улаштування піщаної основи	м ³		98
5	Зрізання рослинного шару ґрунту бульдозером	1000м ³	72*48*0,5/1000	1,75
6	Установка монолітної підготовки під фундаменти	м ³	7*5*0,4	13,6
7	Установка монолітних фундаментів	м ³	(7*3*2,7+12*2*2,4)*1,6	179,6
8	Установка фундаментних балок	шт	12+10+2*5	32
9	Зворотня засипка пазух фундаментів	1000м ³	4,75-2,16	2,59
10	Ущільнення ґрунту	1000м ³	3,456*10	2,05
11	Улаштування гідроізоляції фундаментних балок	100м ²	6*0,5*32/100	0,96
12	Монтаж колон	т	4,32*7+3,15*14	75,74
13	Монтаж підкроквяних ферм	т	6*1+12*0,8	15,6
14	Монтаж кроквяних ферм	т	19*2*0,95	36,1
15	Монтаж підкранових балок	т	6*4*1,19	28,57
16	Монтаж підкранових шляхів	м	72*4	288
17	Монтаж фахверків	т	6*4*1,36	32,64
18	Монтаж в'язей і роспірок	т	70*0,022	3,7
19	Улаштування профнастилу	100м ²	72*48/100	34,56
20	Монтаж східцевих маршів	т	1*2	2
21	Установка панелей зовнішніх стін	100м ²	-	16,42
22	Установка цегляних перегородок	100м ²	3*234/100	7,02

23	Влаштування пароізоляції	100м ²	72*48/100	34,56
24	Влаштування утеплювача	100м ²	72*48/100	34,56
25	Влаштування цементної стяжки	100м ²	72*48/100	34,56
26	Влаштування покрівлі 4 шару руберойду	100м ²	72*48/100	34,56
27	Ущільнення ґрунту щебенем	100м ²	72*48/100	34,56
28	Улаштування бетонної підготовки	100м ²	72*48/100	34,56
29	Влаштування підлоги із бетону	100м ²	(72*48/100)-1,08-144	32,04
30	Влаштування полу із керамічної плитки	100м ²	6*18/100	1,08
31	Влаштування підлоги із металевих плит	100м ²	6*24/100	1,44
32	Монтаж віконних блоків	м ²	-	1846
33	Скління віконних блоків	100м ²	-	18,46
34	Заповнення дверних прорізів	м ²	2,1*8,5	17,9
35	Заповнення прорізів воріт	м ²	4*3,6*8	115,2
36	Штукатурка перегородок	100м ²	3*234/100	7,02
37	Вапняне пофарбування	100м ²	3*234/100	7,02
38	Фарбування віконних перепльотів	100м ²	-	4,608
39	Фарбування дверних блоків	100м ²	2,1*6,5/100	0,179
40	Підготовка під вимощення	100м ²	1(74*2+50*2)/100	2,48
41	Влаштування вимощення	100м ²	1(74*2+50*2)/100	2,48
42	Монтаж фундаментів під обладнання	%	-	16
43	Монтаж обладнання	%	-	16
44	Вентиляція	%	-	8
45	Водопровід та каналізація	%	-	8
46	Електромонтажні роботи	%	-	15
47	Пусконаладжувальні роботи	%	-	5
48	Невраховані роботи	%	-	20
49	Здача об'єкту	%	-	1

5.2. Будівельний генеральний план

Будівельний генеральний план – це план майданчика будівництва, на якому показано. Будгенплан має призначення для складу і розміщення об'єктів будівельного господарства в цілях ефективності їх використання і з врахуванням виконання охорони праці.

Вихідними даними для розробки об'єктного будгенплану служить: календарний план виконання робіт, технологічна карта, розрахунки потреб в ресурсах, робочі креслення будівлі. При проектуванні будгенплану необхідно визначити габарити складських площадок в зоні дії механізму і виконати розкладку збірних конструкцій по стоянках крана і складам.

5.2.1. Розрахунок і розміщення складів на будівельному майданчику в проекті виробництва робіт

При визначенні кількості, деталей та конструкцій, які, керуються тим, що їх запаси на будівельній ділянці бути зведені до мінімуму, яким була б безперервна робота на будівництві.

Розміри запасів від ряду факторів: найбільшій денного розходу матеріалів, умов поставки, відстані транспортування, його перед застосуванням.

Найбільший розхід матеріалів визначають на календарного плану будівництва:

$$Q_{\text{дн}} = \frac{Q}{t},$$

де Q – кількість матеріалів, які використовуються в розрахунковий період;
 t – тривалість виконання процесу.

Нормативна кількість конструкцій і деталей, які підлягають на 1 м^2 площі складу визначаються по нормах М.У. «К проектированию и расчету строительных генеральных планов при выполнении курсовых и дипломных проектов».

Загальна (розрахункова) площа складу, включаючи проходи, м^2 :

$$S = \frac{F}{\alpha}$$

α – коефіцієнт, який проходи і характеризує корисну площу до загальної. Всі дані зводимо в в якій визначаємо і типи складів.

Відомість розрахунку складів.

Назва матеріалів, конструкцій деталей	Одиниці виміру	Кількість матеріалів, які використ. в розд. пер. Q	Суточний розхід матеріалів, Q _{дн}	Прийнятий заказ на складі, t _м	Прийнятий запас в натур. величину, P	Норма збергання матеріалів на 1м ² площі складу	Корисна площа складу, F, м ²	Коефіцієнт, який враховує проходи, α	Розрахункова площа складу, S, м ²	Прийняті розміри складу, м	Вид складу (відкритий, закритий)	Тип конструкцій (збірно-розбірн., передвижні контейнери)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1.Фундаментні балки	шт	23,01	5,76	4	23,04	0,8	28,8	0,7	41,1	7x6	відкр.	
2.Кроквяні ферми	шт										відкриті площадки	
3.Прогони	м ²											
4.Проф-настил	м ²											
5.Стінові панелі	м ³											
6.Цегла	тис шт	33,7	2,7	3	8,1	0,3	27	0,7	38,5	16x6	штабель відкр.	
7.Бітумна мастика	т	41,4	1,38	5	6,9	1,6	4,3	0,6	7,2	4x2	навіс відкр. з одного боку	
8.Рубероїд	м ³	628,1	29,6	2	59,2	1,6	37	0,6	6,9	2x4	навіс	
9.Блоки дверні, віконні, ворота	м ³	482,9	46,1	4	184	45	4,1	0,6	6,8	2x4	навіс	
10.Цемент в мішках	т	8,4	0,6	3	1,8	1	1,4	0,6	2,3	1,5x2	Закрит. склад	
11.Вапно	т	0,65	0,33	5	1,65	2	0,82	0,6	1,4	2x1	Закрит. склад	
12.Скло в ящиках	м ²	1843	181,3	2	368,2	800	0,46	0,6	0,8	1x1	Закрит. склад	

5.2.2. Розміщення підсобно-допоміжних і обслуговуючих будівель і споруд

Номенклатуру будівель визначають виходячи з організаційно-технологічної і тривалості виконання на об'єкті.

Потребу в тимчасових із умов конструктивного: об'єму об'єкту, який зводиться, видів робіт і будівництва.

Якщо потреби і трансформаторних, насосних і визначаються розрахунком, то різні види, частіше всього, приймаються в пересувних вагончиків на пневмоходу від виробки в натуральних, передбачених графіком.

Площа підсобних будівель різного призначення визначається по формулі:

$$P_{тр.} = P_n \cdot P,$$

де P_n – нормативний показник площі будівель (дод.7) м²/чол.

P – число робітників (або їх категорій) в найбільш чисельну зміну, чол.

Для розрахунку площ при не обговорених умовах приймають 30% жінок і 70% чоловіків, працюючих в чисельну зміну.

На основі розрахунку і інвентарних будівель відомість їх потреб.

Відомість інвентарних будівель і споруд для будівництва.

№ п/п	Тимчасові будівлі і споруди	Коротка технічна характеристика	Показники		Загальна потреба шт	В тому числі до початку будівництва	Розміри в плані bхc
			на одиницю	Кількість			
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Прохідна	Пересув. типу	8	1	1	1	2,7х3
2	Гардеробна	Контейнерного типу	0,6	24	1	1	3х6
3	Приміщення для зігріву	Контейнерного типу	0,1	24	1	1	2,7х6
4	Душова з преддушовою (чоловіча)	Контейнерного типу	0,82	17	1	1	3х6
5	Душова з преддушовою (жіноча)	Контейнерного типу	0,82	7	1	1	2х3
6	Умивальник	Контейнерного типу	0,06	24	1	1	1х2
7	Столова	Контейнерного типу	1	24	1	1	3х9
8	Туалет (чоловічий)	Контейнерного типу	0,07	17	1	1	1х2
9	Туалет (жіночий)	Контейнерного типу	0,07	7	1	1	1х2
10	Ремонтна майстерня	Контейнерного типу	20		1	1	5х4
11	Контора виконроба	Контейнерного типу	4	3	1	1	3х4

5.2.3. Забезпечення будівельних площадок електроенергією

Електроенергія на площадці необхідна для роботи будівельних машин, стиків і в підсобних виробництвах, для території, робочих місць, , культурно-побутових приміщень, , а також для потреб будівництва.

число врахованих буд площадки входять машин, обладнання, зовнішнє і внутрішнє освітлення, , електропідігрів бетону в час, кладки, ґрунту, та інше. Все

це визначається згідно календарного будівництва з коефіцієнту спросу і розподілення по часові.

Потрібна потужність джерела електроенергії визначається по формулі:

$$P_{TP} = \alpha \left(\frac{\sum R_m \cdot P_m}{\cos \varphi_1} + \frac{\sum R_m \cdot P_m}{\cos \varphi_2} + \sum K_{n_0} \cdot P_{n_0} + \sum K_{b_0} \cdot P_{b_0} + \sum K_{cb} \cdot P_{cb} \right);$$

де $\alpha=1,05-1,1$ – коефіцієнт втрати потужності в мережах в залежності від потужності перерізу та інше.

$\sum P_m$ – сума номінальних потужностей всіх встановлених в електромережі електромоторів, кВт.

$\sum P_m$ – сума потужностей, якщо використовується для технологічних потреб, кВт.

$\sum P_{k0}$, $\sum P_{b0}$, $\sum P_{cb}$ – сумарні потужності приборів і влаштування відповідно для зовнішнього освітлення об'єктів і території; для внутрішнього освітлення об'єктів, для всіх апаратів, кВт, $\cos \varphi_1$, $\cos \varphi_2$ – коефіцієнти потужності відповідно для груп силових споживачів; K_m , K_t , K_{n_0} , K_{b_0} , K_{cb} – коефіцієнти роботи відповідно для, для технологічних споживачів, для зовнішнього освітлення, для внутрішнього освітлення, для трансформаторів (дод. 8).

Показник P_m – визначається технологічним розрахунком або згідно попередньо складеним графіком.

Робоче освітлення повинно бути скрізь де ведуться роботи в темноті.

$$\frac{\sum K_m \cdot P_m}{\cos \varphi_2} = 0 - \text{електроенергія не витрачається на технологічні потреби.}$$

$$P_{TP} = 1,05 \left(\frac{0,3 \cdot (7+3)}{0,7} + 1 \cdot 15,5 + 0,8 \cdot 0,06 + 0,45 \cdot 6 \right) = 23,7 \text{ кВт}$$

Потужність електродвигунів лебідки 7кВт

підйомника 3кВт

трамбівки 4x600Вт

Внутрішнє освітлення:

1) механічні, малярні, столярні, арматурні приміщення і майстерні 15Вт;

2) обробочні приміщення 15Вт;

3) сантехнічні, електромонтажні роботи 15Вт;

4) монтаж і збір обладнання 15Вт; $\sum = 60 \text{ Вт} = 0,06 \text{ кВт}$.

Електрозварювальні роботи 2x3=6кВт.

Для освітлення площадок використовують розмиваючого світла ПЗС-25.

Розміщуються прожектори по 3 прожектори на кожній мачті.

Мінімальна відстань від ліній напругою до 1000В при найбільшій провису становлять 6м, до полотна автодороги 7м.

В зонах де планується робота крану не використання голих проводів. Мінімальна допустима висота встановлення прожектора – 15м.

5.2.4. Забезпечення будівельних площадок водою

Вода на будівельній площадці на виробництво монтажних робіт, санітарно-побутових потреб, для забезпечення роботи, будівельних машин і транспортуючих засобів та міроприємств.

Потреба води визначається по формулі:

$$Q_{TP} = Q_{np} + Q_{хоз} + Q_{пож}$$

Витрати води на виробничі потреби, л/с:

$$Q_{np} = \frac{g_n \cdot n_n \cdot k_2 \cdot k_n}{t \cdot 3600},$$

де g_n – питомі витрати води на виробничі потреби (дод.5), л.

n_n – число виробничих (машин, устаткувань та інше);

k_2 – коефіцієнт часової водопотреби – 1,5;

k_n – коефіцієнт на невраховані витрати води – 1,2;

t – враховане число годин в зміні.

Поливання бетону – 200л.

Приготування вапняного розчину – 300л.

Цегляна кладка (з приготуванням розчину) – 200л х 0,25-50л.

Виконання штукатурних робіт – 8л.

$$Q_{np} = \frac{200 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2}{8 \cdot 3600} = 0,02 \text{ л/с}$$

Витрати води на виробничі потреби, для забезпечення господарсько-побутових потреб, л/с.

$$Q_{хоз} = \frac{g_k \cdot n_p \cdot k_2}{t \cdot 3600} + \frac{g_g \cdot n_g}{t \cdot 60},$$

g_k - питомі витрати води на господарські потреби (дод. 16);

n_p - число працюючих в саму завантажену зміну;

$k_2 = 1,5 \dots 3$ – коефіцієнт часової нерівномірності водопотреби;

n_g - число користуючих (до 40%);

$t=45\text{хв}$ – тривалість роботи душової.

$$Q_{хоз} = \frac{2,5 \cdot 24 \cdot 1,5}{8 \cdot 3600} + \frac{30 \cdot 10}{45 \cdot 60} = 0,14 \text{ л/с}$$

Витрати води для зовнішнього приймаємо виходячи із трьох годин тривалості гасіння пожежі (дод. 17) [23] і витрати води на ці цілі при витраті води на виробничо-господарські потреби.

Приймаємо $Q_{пож} = 15 \text{ л/с}$.

Отже, визначаємо потрібність у воді:

$$Q_{TP} = Q_{np} + Q_{хоз} + Q_{пож} = 0,02 + 0,14 + 15 = 15,2 \text{ л/с}$$

Для зменшення води під час пожежі в виробничо-протипожежних водопроводах тиску допускається (не більше 50%) використання води для, якщо це не приносить витрат. В цьому разі:

$$Q_{розр} = \frac{1}{2}(Q_{TP} + Q_{хоз}) + Q_{пож} = \frac{1}{2}(15,2 + 0,14) + 15 = 22,7 \text{ л/с}$$

Діаметр водопровідної в від води, що подається і величини розрахункової, для труб малого діаметру $0,6 \div 0,8$ м/с.

Маючи витрати $Q_{розр}$ і прийняту $U=0,8$ м/с, діаметр виходячи із формули, витрати через живий переріз круглої труби.

$$Q_{розр} = \omega \cdot v = \frac{\pi \cdot D}{4} \cdot v,$$

$$\text{звідси } D_1 = 2 \cdot \sqrt{\frac{Q_{розр}}{\pi \cdot v}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{22,7}{3,14 \cdot 0,8 \cdot 1000}} = 0,09 \text{ м}$$

$$D_2 = 2 \cdot \sqrt{\frac{Q_n + Q_{хоз}}{\pi \cdot v}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{0,02 + 0,14}{3,14 \cdot 0,8 \cdot 1000}} = 0,015 \text{ м}$$

При використанні для постійних водопровідних мереж, установки з великими витратами води розмішувати на мінімальній від цих мереж.

5.2.5. Забезпечення будівництва стиснутим повітрям

Стиснуте повітря на будівництві при виконання ряду будівельно-монтажних робіт і чи розбивка бетону і кам'яної кладки, бетонних і асфальтових доріг, свердловин і металевих конструкцій, а також при спеціальних монтажних робіт.

Будівництво постачається повітрям децентралізовано від окремих компресорів, а також в основному від компресорів.

Потрібна кількість стиснутого повітря визначається по формулі, $\text{м}^3/\text{хв}$.

$$B = k_1 \cdot b_1 \cdot n_1 + k_2 \cdot b_2 \cdot n_2 + \dots + k_n \cdot b_n \cdot n_n$$

де $k_1, k_2 \dots k_n$ - коефіцієнт одночасної роботи однорідних механізмів (дод. 26) [23].

$b_1, b_2 \dots b_n$ - витрати повітря механізмів (дод. 26).

$n_1, n_2 \dots n_n$ - кількість однорідних механізмів.

$$B = 0,8 \cdot 2 \cdot 1 + 2,2 \cdot 2 \cdot 1 + 1 \cdot 2 \cdot 1 = 8 \text{ м}^3 / \text{хв}.$$

Розрахунковий виробіток компресорної установки, $\text{м}^3/\text{хв}$.

$$B_{роз} = \frac{B}{100} (100 + k_k + k_0 + k_n + n_n) = \frac{8}{100} (100 + 20 + 25 + 5) = 12 \text{ м}^3 / \text{хв}$$

Приймаємо пересувний компресор ПКС-3м.

Діаметр воздуховоду – 37мм.

Довжина воздуховоду – 50м.

Виробіток – $3 \text{ м}^3/\text{хв}$.

Тиск – 7 атмосфер.

Місткість повітря – $0,2 \text{ м}^3$.

5.2.6. Техніко-економічні показники будівництва

1. Виробнича потужність: $M=46620 \text{ м}^3$.

2. Кошторисна вартість будівництва – 17152,777 тис.грн.
3. Кошторисна вартість будівельних робіт – 10618,416 тис.грн.
4. Кошторисна вартість будівельного об'єкту на одиницю потужності:

$$\frac{17152,744}{46620} = 0,368 \frac{\text{тис.грн.}}{\text{м}^3}$$

5. Кошторисна вартість БМР на одиницю потужності:

$$\frac{10618,416}{46620} = 0,228 \frac{\text{тис.грн.}}{\text{м}^3}$$

6. Кошторисна вартість на придбане обладнання: 2507,894 тис.грн.
7. Витрати праці на будівлі по календарному графіку робіт: 4236 люд.год.
8. Витрати праці на будівництво будівлі на одиницю потужності:

$$\frac{4236}{46620} = 0,09 \frac{\text{люд.зм.}}{\text{м}^3}$$

9. Тривалість будівництва об'єкта по календарному графіку, міс.

$$T_{нл} = 13 \text{ міс.}; \quad T_n = 14,5 \text{ міс.}$$

10. Планування по проекту виробітку (В) на 1 люд. день, в грн.

$$B = \frac{10618416}{4236} = 2506,71 \text{ грн.}$$

11. Механоозброєність праці, м

$$M = \frac{\bar{\ell}_m}{P_{cp}},$$

$\bar{\ell}_m$ - середньозважена вартість машин і механізмів, що прийнято на будівельному майданчику.

$$\bar{\ell}_m = \frac{c_{m1} \cdot T_1 + c_{m2} \cdot T_2 + \dots + c_{mn} \cdot T_n}{T_{нл}} = \frac{2676160}{273} = 9803 \text{ грн.}$$

Розрахунок C_m в табличній формі

№	Будівельні машини і обладнання	Балансова вартість *	Тривалість роботи	$C_{м.т.}$
1	Бульдозер ДЗ-666	5100	3	15300
2	Екскаватор 9-6526	19399	8	15440
3	Підйомник ТП 16-1	1960	25	49000
4	Кран МКА-16	24800	94	2331200
5	Вібратор	130	12	1560

6	Зварювальний апарат	2150	58	124700
7	Сума			$\Sigma=2676160$

$$M = \frac{9803}{24} = 642 \text{ грн./люд.}$$

12. Енергоозброєність праці:

$$E_m = \frac{\bar{N}}{P_{cp}} = \frac{26,08}{24} = 1,1 \frac{\text{кВт}}{\text{люд.}}$$

№	Будівельні машини і обладнання	Потужність двигунів	Тривалість роботи	$N_i \times T_i$
1	Бульдозер ДЗ-666	58,8	3	176,4
2	Екскаватор 9-6526	59,2	8	473,6
3	Підйомник ТП 16-1	22,6	25	565
4	Кран МКА-16	79,5	94	7473
5	Вібратор	0,6	12	7,2
6	Зварювальний апарат	17	58	986
7	Сума			$\Sigma=9681,2$

**6. ЕКОНОМІКА
БУДІВНИЦТВА**

7. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

7.1. Техніка безпеки

7.1.1. Земляні роботи

Виконання робіт дозволяється при виконанні правил:

- а) поверхневий огляд безпосередньо перед початком роботи;
- б) в місцях зміни відсіків кожному земляну ділянку необхідно встановити звукову сигналізацію. Значення повинні бути пояснені всім працюючим, які зв'язані з працею машин.

При роботі не допускається виконувати будь-які зі сторони забою і знаходитися в радіусі 10м.

7.1.2. Бетонні роботи

При укладанні і бетонної суміші вібраторами треба наступні вимоги:

- а) рукоятку вібраторів обладнати ароматизатором;
- б) для попередження проводу і попередження працюючих струмом, не переносити вібратор за провід або кабель;
- в) слідкувати щоб вібратор не наповнювався водою;
- г) через кожні 20-25хв вібратор відключати для охолодження.

7.1.3. Монтажні роботи

Границя зони визначається відповідно по від місця можливого падіння монтажу при крану. Ця відстань при міні висоті підйому вантажу до 40м, повинна бути не менше ніж 14м.

Забороняється виконувати на висоті в місцях при вітрі 6 балів і більше, потужному снігопаді, дощу.

7.1.4. Електрозварювальні роботи

Перед початком і під час роботи слідкувати за справністю апарату, проводу і енергодержателів. При роботі з відкритою дугою електрозварники повинні бути щитками для захисту очей та обличчя. Також, перед виконання зварювальних робіт, необхідно заземлення зварювального апарату.

Виконувати зварювальні роботи на місцевості під час снігу або дощу – забороняється.

7.2. Інженерні рішення по охороні праці

7.2.1. Пожежна безпека

Протипожежні міроприємства в будівлі запроектовані згідно ДБН В.1.1.7–2002. «Пожежна безпека об'єктів будівництва». По ступеню пожежної небезпечності виробництво відноситься до категорії «Г».

Основними виходами є ворота. Передбачається внутрішній водопровід продуктивністю 10м/сек. (2 струї по 5м/сек. кожна). Діаметри пожежних кранів 65мм.

7.2.2. Визначення границь небезпечних зон будівельного майданчика

Границя небезпечної зони, виникаючої при падінні предметів поблизу будуваної будівлі може бути визначена по формулі:

$$S = \frac{A}{mg} (20H + 0,235H^2) + V_0 \cdot \sqrt{\frac{2H}{g}};$$

де A - ефективна площа поперечного перерізу падаючого предмету, м² (визначається, як середнє арифметичне із двох значень площ найбільшого і найменшого перерізу);

m - маса падаючого предмету, кг;

g - прискорення вільного падіння, м/с²;

H - висота падіння;

V_0 - горизонтальна складова швидкості падіння предмета, м/с.

$$S = \frac{13}{10^{-3} \cdot 1 \cdot 9,8} (20 \cdot 12 + 0,235 \cdot 12^2) + 14 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 12}{9,8}} = 22,3 \text{ м}$$

При визначенні небезпечної зони, виникаючої від конструкцій при переміщенні можна користуватися формулою, м:

$$S = \sqrt{h[m(1 - \cos \varphi)n]},$$

де S - значення граничного відліту конструкції в від першочергового положення її ваги при можливості падіння, м;

h - висота підйому конструкції над землею, монтажним в процесі монтажу, м;

m - довжина стропа, м;

φ - кут між вертикаллю і стропом, °;

n - половина довжини конструкції, м.

$$S = \sqrt{11,93 [3,7(1 - \cos 60^\circ)12]} = 16,29 \text{ м.}$$

7.2.3. Розрахунок блискавковідводу

Розряди здатні викликати загорання і об'єктів, що привело до розробки системи захисних від дії блискавки.

Нормами три рівня в залежності від і безпеки, місткості, а також з грозової в рік:

$$N = (3 + 6h) \cdot (6h + L) \cdot n \cdot 10^{-6},$$

де S і L – ширина і довжина будівлі прямокутної в плані, м;

h - найбільша висота будівлі;

n - середнє число ударів; при $n=3$

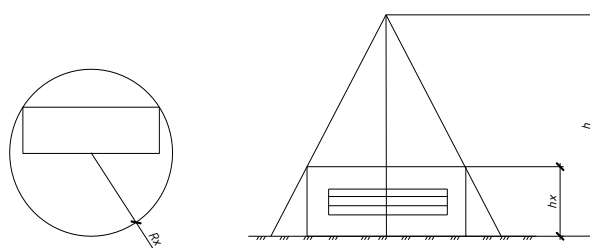
$$N = (48 + 6 \cdot 12,6) \cdot (72 + 6 \cdot 12,6) \cdot 3 \cdot 10^{-6} = 0,55$$

Блискавкозахист від ударів в споруді здійснюється за, які називаються. Він складається з (опори, переважно типу), блискавко. Найбільш стержневі і тросові.

Висота розраховується по формулі. Розміщується на будівлі.

$$h = \frac{(r_x + 1,63h)}{1,5};$$

$$h = \frac{(60 + 1,63 \cdot 12,6)}{1,5} = 53,7 \approx 54 \text{ м}$$



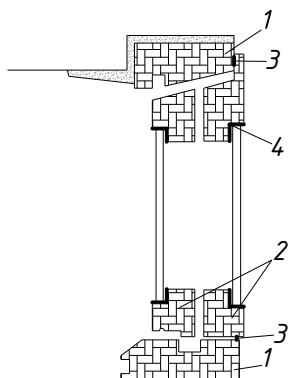
7.3. Способи підвищення захисних властивостей будівлі

від радіоактивних опадів

Підвищення захисних властивостей будівлі від радіоактивних опадів досягнуто в процесі проектування оптимальним вибором кількості прорізів в огорожуючих конструкціях, а також підвищенням рівня пилонепроникності.

В деяких випадках необхідно захищати приміщення від проникнення в них радіоактивних опадів в період їх випадання із радіоактивної хмари. Потрапляючи в середину споруди через деякі нещільності, радіоактивні опади можуть не тільки вражати людей, а й осідаючи на поверхні підлоги, особливо нижніх поверхів, значно знизити захисні якості приміщень, які розміщені в підвальних поверхах.

Найбільш ймовірними місцями проникнення радіоактивного пилу в середину приміщень є притвори сталевих віконних пере прольотів та дверей, в місцях прикріплення скла до перепльоту.



1. – коробка;
2. – здвоєний перепльот;
3. - зубчата гума або шерстяний шнур;
4. – прооліферний папір або тонка гума

Щоб виключити попадання радіоактивних опадів в будівлю в найбільш небезпечний період, необхідно перекрити всі вентиляційні отвори.

Це практично зведе на нівець всі проведені заходи по герметизації огорожень. Тому необхідно передбачити тимчасове закриття проїомів занавісками, щитами та іншими підручними засобами, використовуючи час, доки радіоактивна хмара підійде до споруди, яку ми захищаємо.

