

Форма № Н-9.02

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
Навчально-науковий інститут архітектури, будівництва та землеустрою
Кафедра будівництва та цивільної інженерії

Пояснювальна записка

до дипломного проекту (роботи)

бакалавра

на тему: **Дитячий ясла-садок у смт. Диканька Полтавської області**

Виконав: студент 5 курсу, групи 5Б
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна
інженерія»

Яровий В.Г.

Керівник: к.т.н., доц. Зигун А.Ю.

Зав. кафедри: д.т.н., проф. Семко О.В.

Полтава - 2023 року

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1 Архітектурно-будівельний розділ	6
1.1. Вихідні дані для проектування та будівництва	6
1.2. Вихідні дані для проектування та будівництва	7
1.3. Вихідні дані для проектування та будівництва	8
1.4. Конструктивні рішення	8
1.5. Розрахунок теплозахисту будівлі.....	9
1.5.1. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.....	10
1.5.2. Теплотехнічний розрахунок покриття.....	11
1.6. Зовнішня і внутрішня обробка	13
1.7. Санітарно-технічні пристрої.....	13
1.8. Мережі зв'язку та сигналізації.....	15
1.9. Заходи щодо зменшення шуму.....	16
1.10. Енергозберігаючі заходи	17
1.11. Основні техніко-економічні показники.....	17
РОЗДІЛ 2 Розрахунково-конструкторський розділ.....	18
2.1. Основні проектні рішення.....	18
2.2. Компонування конструктивної схеми	18
2.3. Проектування попередньо напруженої круглопустотні плити перекрыттів.....	21
2.4. Розрахунок поперечної рами каркаса	34
РОЗДІЛ 3. Розділ основ та фундаментів.....	40
3.1. Вибір типу фундаменту	40
3.2. Визначення розмірів подошви фундаментів.....	41
3.3. Визначення осідання фундаментів.....	47

					5Б. 18043. ПЗ			
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата				
Розроб.		Яровий В.Г.			<i>Дитячий садок-ясла у смт Диканька Полтавської області</i>	Літ.	Арк.	Аркушів
Перевір.		Зигун А.Ю.					4	
Н. Контр.		Семко О.В.			НУ «Полтавська політехніка»			
Затверд.		Семко О.В.						

3.4.	Розрахунок тіла фундаменту	51
	РОЗДІЛ 4. Організаційно-технологічний розділ	53
4.1.	Організація будівельного майданчика.....	53
4.2.	Номенклатура та обсяги будівельно-монтажних робіт	54
4.3.	Вибір монтажного крана	58
4.4.	Потреба та забезпечення будівництва матеріалами і ресурсами	60
4.5.	Визначення потреби в тимчасових.....	62
	ЛІТЕРАТУРА	67

					5Б. 18043. ПЗ			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>		<i>Яровий В.Г.</i>			<i>Дитячий садок-ясла у смт Диканька Полтавської області</i>	<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркушів</i>
<i>Перевір.</i>		<i>Зигун А.Ю.</i>					5	
<i>Н. Контр.</i>		<i>Семко О.В.</i>				<i>НУ «Полтавська політехніка»</i>		
<i>Затверд.</i>		<i>Семко О.В.</i>						

РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1. Вихідні дані для проектування та будівництва

Робота на тему: «Дитячий ясла-садок у смт. Диканька Полтавської області».

Район будівництва відноситься до I температурної зони і характеризується такими даними:

- Вологісний режим- нормальний;
- Розрахункова температура зовнішнього повітря - 22 С
- Переважний напрямок вітрів - захід-схід;
- Середня температура найбільш холодної п'ятиденки - 25 С;
- Максимальна глибина сезонного промерзання ґрунту - 0,9 м;
- Тривалість опалювального періоду $Z = 177$ днів.
- Вага снігового покриву - 1,30 кПа ;
- швидкісний натиск вітру - 0,43 кПа ;

У розрізі майданчика виділено 6 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ):

ІГЕ-1 - насипний ґрунт потужністю 1,1м.

ІГЕ-2 - пісок середньої крупності, в стані середньої щільності, у вологому стані. Потужність шару - 1,7 м.

ІГЕ-3 - Суглинок твердий, вологий. У випадку аварійного замочування буде в стабільному стані. Потужність шару - 3,5м.

ІГЕ-4 - Пісок середньої крупності, в стані середньої щільності, насичений водою. Потужність шару 2,2 м.

ІГЕ-5 - Глина тугопластичної, насичена водою, знаходиться в стабільному стані. Потужність шару 3,9м.

ІГЕ-6 - Супісок твердий, насичена водою. Розкрита потужність шару 2,6м.

										Арк
										6
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ					

1.2. Вихідні дані для проектування та будівництва

Генеральний план дитячого садка-ясел в с. Диканька розроблений відповідно до вимог чинної нормативної документації в будівництві.

Ділянка, будівництва дитячого садка-ясел, розташована по вулиці Івана Франка, 14 смт Диканька Полтавської області. Ділянка розташована поблизу дороги, що забезпечує хороший транспортний зв'язок споруджуваного об'єкта з інфраструктурою села. Рельєф поверхні ділянки рівний з незначним загальним ухилом в східному напрямку. Зелені насадження відсутні. Поруч з ділянкою, з північного боку проходять мережі інженерних комунікацій: водопровід, каналізація, слабкострумові та електричні мережі. Ділянка обмежена з півночі - вул. Шевченка, із заходу - вул. Сковороди, з південного боку - вул. Івана-Франка, зі сходу - не забудована територія сусідньої ділянки, на якій є зелені насадження у вигляді хвойних дерев.

Проект розроблений на підставі завдання на проектування.

Проект розроблений на площі 4930 м². Майданчик характеризується наступними геолого-кліматичними показниками: середня максимальна температура найбільш теплого місяця + 26.0, середньорічна температура +7.6.

Даний проект виконаний із прив'язкою до сформованого планування навколо. Для забезпечення нормальних санітарно-гігієнічних і естетичних умов вся територія упорядковується і озеленюється. В межах відведеної ділянки висаджується покращений газон. Для тимчасового паркування автотранспорту використовується автостоянка на 10 автомобілів, яка розташована по вул. Івана Франка. Одне машино-місце паркування являє собою майданчик розміром 6х3 м. Збір сміття здійснюється в сміттєзбірні контейнери знаходяться на подвір'ї, який розташований з тильного боку будівлі, що зводиться. Господвір'я також використовується для постачання установи продовольством. Покриття проїздів прийнято одношарове асфальтобетонне, пішохідні доріжки і майданчик перед головним входом мають плиткове покриття. Уздовж асфальтобетонного покриття передбачена установка бортового каменю БР 100.30.15, уздовж плиткового - БР100.20.8

										Арк
										7
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ					

ДСТУ Б В.2.7-237:2010. Існуючі позначки по майданчику проектування максимально збережені. Відведення поверхневих вод здійснюється від будівлі по твердим покриттям з подальшим скидом на існуючі покриття.

1.3. Вихідні дані для проектування та будівництва

Проект дитячого садка-ясел виконаний на підставі Сельбищного плану земельної ділянки. Будівля запроектована складної форми в плані, що представляє собою чотири прямокутних блоки, розділених між собою деформаційними швами. Кожен блок має два поверхи. Покрівля шатрова. Розміри будівлі в осях складають 30000x36000мм.

Проїзд до будівлі здійснюється з боку вул. Івана Франка та вул. Шевченка, забезпечуючи під'їзд пожежних і сервісних машин до всіх входів і вікон будівлі.

Як зовнішній стінового огороження прийняті легкобетонні панелі. Панель являє собою плоску одношарову конструкцію, виконану з легкого або пористого бетону, армовану просторовим каркасом. Панелі, що виконуються з легкого бетону, мають зовнішній і внутрішній фактурні шари, товщиною відповідно 20 і 15 мм. Фактурні шари запроектовані з цементно-піщаного розчину з середньою щільністю 1600 кг / м³ марки М-100. Панелі роблять в заводських умовах відповідно до ДСТУ Б В.2.6-2:2009.

Поверховість будівлі - 2 поверхи.

Ступінь вогнестійкості - II.

Клас відповідальності будівлі -I.

1.4. Конструктивні рішення

Основні проектні рішення

Об'ємно-планувальні рішення прийняті з урахуванням чинних санітарних і протипожежних норм. Конструктивні рішення і будівельні конструкції прийняті із збірно-монолітного залізобетону, з урахуванням

									Арк
									8
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				

можливостей бази підрядної будівельної організації. Будівля запроектована у відповідності з ДБН В.2.6-98:2009 - залізобетонні конструкції.

Таблиця 1.1 Прийняті конструкції будівлі

Будівельні конструкції	
Фундаменти	Збірні залізобетонні, стаканного типу, під кожену колону, серії 1.020.1-2с
Колони	Збірні залізобетонні, перетином 400х400 мм, безстикові (на всю висоту будівлі), для будівель з висотою поверху 3,3м, серії 1.020.1-2с
Ригелі	Збірні залізобетонні, висотою перерізу 450 мм, для обпирання багатопустотних плит перекриттів, серії 1.020.1-2с
Перекриття	Плити збірні залізобетонні багатопустотні, серії 1.041.1-2
Покриття	Плити збірні залізобетонні багатопустотні, серії 1.041.1-2
Сходи	Збірні залізобетонні марші з майданчиками серії 1.050.1-2.

1.5. Розрахунок теплозахисту будівлі

Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій

С. Оболонь розташоване у I температурній зоні.

Умови експлуатації приймаєм - «Б»

										Арк
										9
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

5Б. 18043. ПЗ

1.5.1. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

1. Теплотехнічні показники матеріалів захисної конструкції.

а) Зовнішній фактурний шар панелі:

- Щільність 1 = 1600кг / м³

- Товщина 1 = 0.02м

- Коef. теплопровідності 1 = 0,81 Вт / м²К



а) Наружный фактурный слой

— плотность $\gamma_1=1800\text{кг/м}^3$

— толщина $\delta_1=0.02\text{м}$

— коэф. теплопроводности λ



Малюнок 1.1 - Схема стіновий панелі

б) Ніздрюватий бетон.

- Щільність 2 = 200кг / м³

- Товщина 2 = Xм

- Коef. теплопровідності 2 = 0,074 Вт / м²К

в) Зовнішній фактурний шар панелі:

- Щільність 3 = 1600кг / м³

- Товщина 3 = 0.015м

- Коef. теплопровідності 3 = 0,81 Вт / м²К

2. Температура повітря в приміщенні $t_{в} = 22 \text{ C}$

3. За таблицю 1 знаходимо $R_0^H = 2.8 \cdot \text{м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$

4. Визначимо необхідну товщину утеплювача:

									Арк
									10
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

$$\delta'_{ym} = \lambda_{ym} \left(R_0^H - \frac{1}{\alpha_6} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{1}{\alpha_{zn}} \right) = 0,074 \left(2,8 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,015}{0,81} - \frac{0,02}{0,81} - \frac{1}{23} \right) = 0,193 \text{ м}$$

$$\alpha_6 = 8,7 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{С} \quad [\text{Дж. 1, дод. Е}]$$

$$\alpha_{zn} = 23 \text{ Вт/м}^2 \cdot \text{С} \quad [\text{Дж. 1, дод. Е}]$$

α_6 -- коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні

α_{zn} -- коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні

λ -- коефіцієнт теплопровідності матеріалу

5. Приймаємо товщину панелі 250 мм.

6. Визначимо загальний опір R_0 конструкції :

$$R_0 = R_6 + R + R_{zn},$$

$$\text{де } R_6 = \frac{1}{\alpha_6}$$

$$R_{zn} = \frac{1}{\alpha_{zn}}$$

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,215}{0,074} + \frac{0,02}{0,81} + \frac{0,015}{0,81} + \frac{1}{23} = 3,107 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Порівняємо одержане значення з нормативним: $R_0 \geq R_0^H$

$$3,107 > 2,8 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

1.5.2. Теплотехнічний розрахунок покриття

1. Теплотехнічні показники захисної конструкції:

Залізобетонна круглопустотня плита покриття

- Щільність 1 = 2500 кг / м³

- Товщина 1 = 0,12 м

- Коеф. теплопровідності 1 = 2,04 Вт / м²К

Плити з ніздрюватих бетонів

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
						11
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- Щільність 2 = 200 кг / м³
- Товщина 2 = Xм
- Коэф. теплопровідності 2 = 0,074 Вт / м²К

Цементно-піщана стяжка.

- Щільність 3 = 1600кг / м³
- Товщина 3 = 0.02м
- Коэф. теплопровідності 3 = 0,81 Вт / м²К

2. За таблицю 1 знаходимо $R_0^H = 3.3 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$

3. Визначимо необхідну товщину утеплювача:

$$\delta'_{ym} = \lambda_{ym} \left(R_0^H - \frac{1}{\alpha_e} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{1}{\alpha_{zn}} \right) = 0,074 \left(3.3 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,12}{2.04} - \frac{0,02}{0,81} - \frac{1}{23} \right) = 0,225 \text{ м}$$

$$\alpha_e = 8,7 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{°C}$$

$$\alpha_{zn} = 23 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{°C}$$

α_e -- коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні

α_{zn} -- коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні

λ -- коефіцієнт теплопровідності матеріалу

5. Приймаємо товщину утеплювача 230 мм.

6. Визначимо загальний опір R_0 конструкції :

$$R_0 = R_e + R + R_{zn},$$

$$\text{де } R_B = \frac{1}{\alpha_B}$$

$$R_{zn} = \frac{1}{\alpha_{zn}}$$

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,12}{2.04} + \frac{0,23}{0.074} + \frac{0,02}{0,81} + \frac{1}{23} = 3.35 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$$

Порівняємо одержане значення з нормативним: $R_0 \geq R_0^H$

$$3.35 > 3.3 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$$

									Арк
									12
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				

1.6. Зовнішня і внутрішня обробка

На стінові панелі зовні нанесено фактурний шар-штукатурка з мармуровою крихтою «під змив» з використанням колера світло-зеленого кольору. Виконується в заводських умовах.

Цокольні панелі облицьовані керамічною плиткою в заводських умовах.

Огорожа сходів забарвлюється масляною фарбою бежевого кольору.

Дерев'яні елементи, зазначені в проекті, фарбуються олійною фарбою світло-коричневого кольору за два рази.

Двері покриті безбарвним водостійким лаком.

Рами вікон металопластикові, фіолетового кольору

Тротуар та майданчики уздовж головних фасадів передбачені з покриттям з кольорової тротуарної фігурної плитки.

Всі перегородки та стіни покриті поліпшеним силікатним забарвленням на висоту 2,7м, вище до стелі вапняне забарвлення. Стелі у всіх приміщеннях мають вапняне забарвлення. Поверхня стін санвузлів, душових і навколо мийок облицьовуються глазурованою керамічною плиткою на висоту 1700 мм.

Підлоги: в холах і коридорах - ламінат. У санвузлах, у медичній кімнаті, в душовій - керамічна плитка 30х30см. У всіх інших приміщеннях - лінолеум.

1.7. Санітарно-технічні пристрої

Даним проектом вирішуються питання внутрішнього інженерного устаткування будівлі в 2 поверхи з плоскою покрівлею. Санітарно-технічні пристрої та системи мікроклімату приміщень включають в себе:

- Водопостачання (холодна і гаряча вода)
- Протипожежне водопостачання
- каналізація
- теплопостачання
- опалення
- Вентиляція загальнообмінна
- Протидимний захист (при пожежі)

									Арк
									13
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

5Б. 18043. ПЗ

Водопровід

Водопостачання дитячого садка-ясел у селі Оболонь здійснюється від існуючих мереж, при цьому забезпечуються хоз.-питні потреби будівлі, а так само полив зелених дворових насаджень.

Водопровід монтується з поліпропіленових труб марки PPRC PN10. Поповерхова розводка передбачається приховано в підлозі в гофрошланг.

Магістральний трубопровід прокладається в підпільних каналах першого поверху, зашивається і теплоізолюється.

Прокладка водопроводу з поліпропіленових труб прихована.

Монтаж, випробування і приймання мереж холодного водопостачання, розрахункові витрати води визначені у відповідності зі ДБН В.2.5-64:2012.

Каналізація

Внутрішня каналізаційна мережа комплексу вище і нижче позначки 0.000, випуски монтується із труб пластмасових по ДБН В.2.5-75:2013. Монтаж обладнання та трубопроводів проектується розсіпом з вузлів і деталей.

Водостік

Внутрішні водостоки вище і нижче позначки 0.000 проектується з труб ПНД 110СЛ по ДБН В 2.6-14-97. На даху встановлюються 5 водостічних воронки типу Вр-9Б Ду = 100мм, вони приєднуються до стояків, випуски з яких здійснюються в колодязі дворової дощової каналізації. При перетині з міжповерхових перекриттів на стояку СтК2-1 встановлюються протипожежні муфти зі спучують вогнезахисним складом, що перешкоджають поширенню полум'я по поверху.

Опалення

Розрахункова зовнішня температура найбільш холодної п'ятиденки для села Оболонь становить -25°C . Внутрішні розрахункові температури в приміщеннях прийняті відповідно до вимог ДБН В.2.6-31:2006 "Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель". Теплопостачання проектованої будівлі від сільської котельні тепломережі.

									Арк
									14
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				

Для всіх приміщень запроектовані двотрубні системи опалення з металопластикових труб, прокладених в конструкції підлоги. Труби, прокладені в підпільних каналах першого поверху теплоізолюються, при прокладці труб в підлозі другого поверху, труби укладаються в гофрошланг.

Нагрівальні прилади - сталеві опалювальні радіатори «KERMI» з донним підключенням.

Для регулювання тепловіддачі на підводках до нагрівальних приладів передбачені автоматичні терморегулятори підвищеного опору. Видалення повітря з системи через крани, вбудовані в нагрівальні прилади.

У коридорах і на сходових майданчиках передбачена установка сталевих радіаторів сталеві опалювальні радіатори «KERMI» з боковим підключенням.

Тепловий пункт

Для обліку витрат тепла проєктованим будівлею на трубопроводі, що подає встановлений теплотічильник СТЗ-65. Для обліку витрати води на зворотному трубопроводі - лічильник гарячої води ВСТ-65. Для вловлювання стійких механічних домішок передбачені фільтри фланцеві ФМФ100 перед рахунковими пристроями. Для підтримки внутрішньої температури повітря в денний і нічний час передбачений електронний регулятор температури ТРМ32 з клапаном ВРХ 40-240 для опалення і для гарячого водопостачання ВРХ 40-240.

1.8. Мережі зв'язку та сигналізації

Передбачено влаштування внутрішніх мереж телефонізації, радіотрансляції, телебачення та пожежної сигналізації.

Стоякові мережі прокладаються в сталевих електрозварювальних трубах діаметром 32мм.

Розподільні мережі виконують відкрито.

Абонентські відводи прокладаються приховано під плінтусом до місця установки абонентських пристроїв. Телефонні розетки та радіорозетки

									Арк
									15
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				

встановлюються над плінтусом. Абонентська мережа телебачення закінчується антенним штекером з 1,5м запасом кабелю.

Мережі пожежної сигналізації по будівлі прокладається відкрито.

Електропостачання

Електропостачання здійснюється від зовнішньої мережі живлення двома кабельними введеннями.

В якості ввідно-розподільного пристрою прийнятий шафа ВРУ, встановлений в електрощитовій на першому поверсі.

Облік електроенергії прийнятий єдиний для силових і освітлювальних споживачів лічильником СЛЧУ, встановленим на ввідно-розподільній панелі.

Проектом передбачені робочі, аварійні, евакуаційні, чергове та ремонтне освітлення:

- робоче освітлення передбачається у всіх приміщеннях;
- евакуаційне - в коридорі, кухні, групових, роздягальнях, сходових клітках, приймалень, в залі для музики і гімнастичних занять;
- аварійна - в електрощитовій;
- чергове - в спальнях і в палаті ізолятора;
- ремонтні - в приміщенні електрощитової та венткамерах.

Ремонтне освітлення здійснюється переносними світильниками, що включаються в штепсельні розетки. Освітлення входів і сходових кліток передбачено від блоку автоматичного керування освітленням БАУ. Фотодатчик встановлюють у сходовій клітці на 2 поверсі з внутрішньої сторони зовнішньої рами вікна і екранується від прямих сонячних променів і сторонніх джерел світла.

1.9. Заходи щодо зменшення шуму

Швидкість руху теплоносія в трубопроводах систем водяного опалення приймається залежно від допустимого еквівалентного рівня звуку в приміщеннях до 1,5 м / с.

									Арк
									16
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				

При перетині стояками опалення перекриттів отвори закладаються еластичними матеріалами.

1.10. Енергозберігаючі заходи

Для регулювання теплового потоку встановлені автоматичні терморегулятори, у вузлах теплового вводу передбачений двоконтурний регулятор ТРМ32 з клапанами для системи опалення та гарячого водопостачання.

Вентиляція

Вентиляція проектованої будівлі припливно-витяжна, з природним спонуканням руху повітря, через залізобетонні вентиляційні блоки, що виходять на покрівлю.

Вентиляційні блоки встановлюються по шару цементного розчину марки М-100. Отвори в вентблок під вентиляційні решітки пробивати «за місцем». Шви зашпаклевать.

1.11. Основні техніко-економічні показники

1) по будівлі

Загальна площа будівлі - 1716 м²,

Корисна площа - 1518 м²,

Розрахункова площа - 1260 м²,

Будівельний об'єм - 6143 м³,

2) по ділянці

Площа ділянки - 0,493 га;

Площа забудови - 858 м²;

Площа покриття - 598,7 м²;

Площа озеленення - 836 м²;

Відсоток забудови - 30%;

Відсоток озеленення – 17 %.

										Арк
										17
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ					

РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТОРСЬКИЙ РОЗДІЛ

2.1. Основні проектні рішення

За конструктивною схемою будівля є каркасною, з повним каркасом (з навісними зовнішніми стінами). Несуча система в поперечному напрямку забезпечена плоскими рамами, що складаються з колон, ригелів та окремих фундаментів. У поздовжньому напрямку поперечні рами з'єднані між собою ригелями. На ригелі поперечних рам спираються круглопустотні плити перекриттів.

Просторова жорсткість каркаса забезпечується жорсткістю всіх вузлів рам в поперечному і поздовжньому напрямках, тобто конструктивна схема каркаса - рамна.

2.2. Компонування конструктивної схеми

Справжнім проектом передбачено два типи ригелів за характером роботи і розташуванню в схемі будівлі:

- ригелі двополкові для двостороннього обпирання плит перекриттів.
- ригелі однополічні для одностороннього обпирання плит перекриттів (передбачені в крайніх осях).

Розташування ригелів - поздовж і впоперек будівлі. Просторова жорсткість забезпечується за рамної схемою. Вертикальні зв'язки не застосовуються.

Поперечний переріз ригеля прийнято Таврове для операнія плит перекриттів. Висота перерізу - 450мм. Верхні приопорних зони передбачені оголеними з виступаючими замкнутими хомутами. Ці зони, після установки в них поздовжньої робочої арматури ригелів, установки хомутів в вузлі ригель-колона і прокладки каркасів у швах між плитами перекриттів, замонолічуються важким бетоном на дрібному заповнювачі класу С16/20.

									Арк
									18
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				

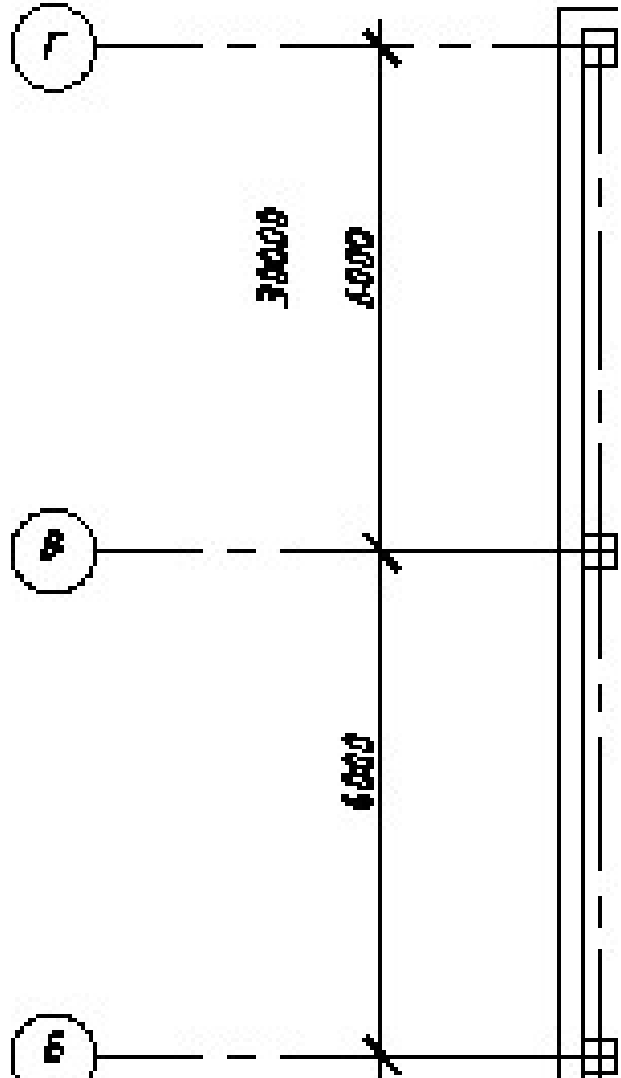


Рисунок 2.1 - Схема розташування плит перекрыття

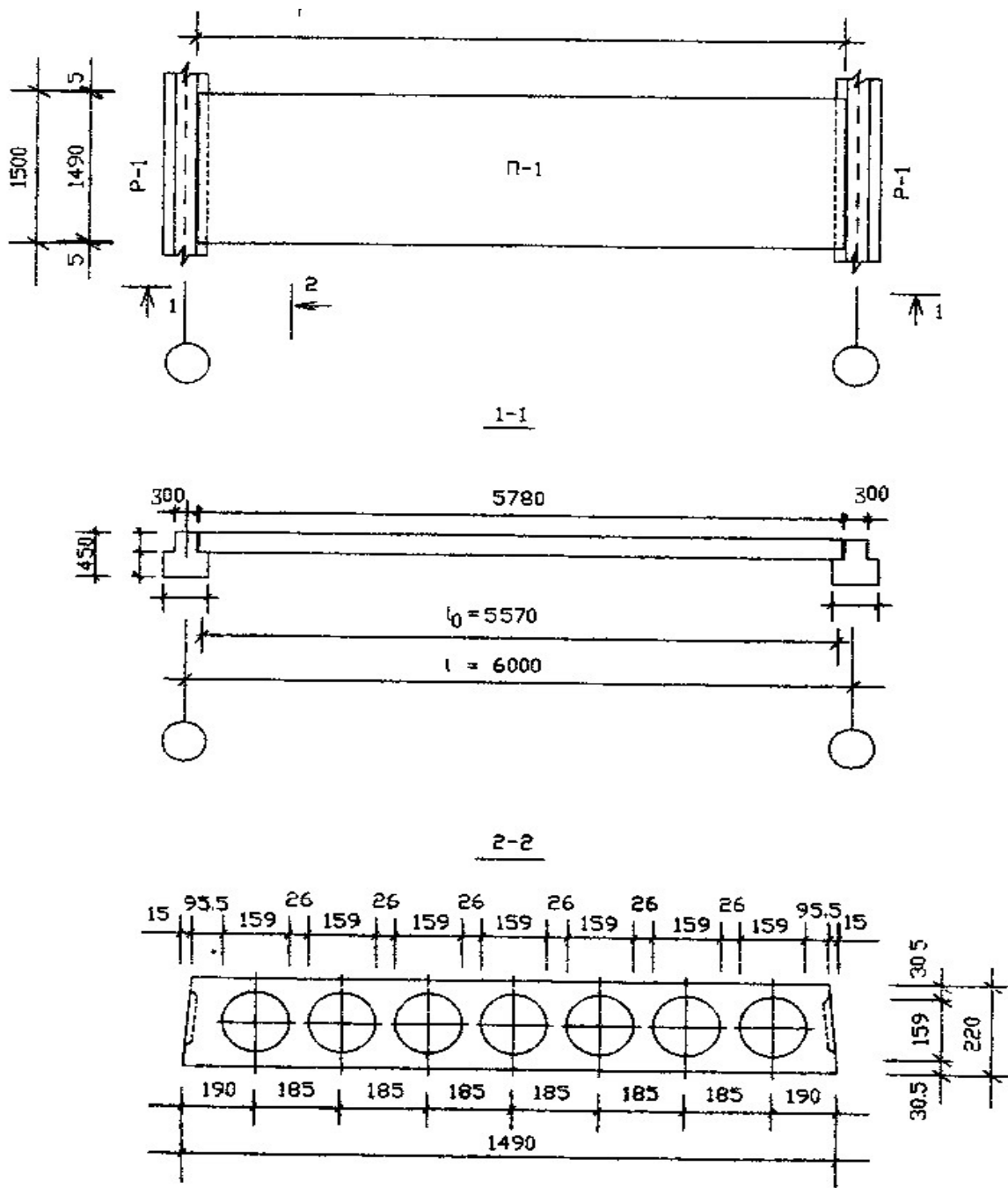


Рисунок 2.2 - Схема обпирання плити перекриття

Ригелі без попереднього напруження робочої арматури, виконуються відповідно до вимог ДСТУ 3760:2006.

Для розподілу місцевих навантажень на сусідні елементи і роботи перекриття в якості жорсткого диска, шви між плитами замоноличуються важким бетоном на дрібному заповнювачі класу С20/25.

Колони каркаса збірні залізобетонні, для будівель з висотою поверхів 3,3м, без технічного підпілля. Перетин колон - 400х400мм.

									Арк
									20
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

5Б. 18043. ПЗ

2.3. Проектування попередньо напруженої круглостітної плити перекриттів

Плити виготовлені з важкого бетону класу С16/20. Бетон піддається тепловій обробці при атмосферному тиску.

За результатами компонування конструктивної схеми перекриття прийняті два види плит, шириною 1500 і 1200мм. Розрахунковий проліт плити при операнні на полиці ригелів: $5700-130 = 5570$ мм.

Розрахункові навантаження на 1м довжини при ширині плити 1,5 м, з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі, рівному $\gamma_n = 1$, так як рівень відповідальності будинку - I, наведені в таб. 2.1

-для розрахунків по першій групі граничних станів
 $q = 8,09 \times 1,5 = 12,14$ кН/м

-для розрахунків по другій групі граничних станів

Повна: $q_{tot} = 7,06 \times 1,5 = 10,59$ кН/м

Довготривала: $q_l = 6,76 \times 1,5 = 10,14$ кН/м

Таблиця 2.1 - Підрахунок навантажень на 1м² перекриття.

Навантаження	Нормативні навантаження, кН / м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункові навантаження, кН / м ²
Постійна: від маси плити ($\delta = 0,12$ м, $\rho = 25,0$ кН/м ³)	$0,12 \times 25 = 3,0$	1,1	3,3
Від маси покриття: ($\delta = 0,04$ м, $\rho = 6,0$ кН/м ³ $\delta = 0,03$ м, $\rho = 18,0$ кН/м ³ $\delta = 0,01$ м, $\rho = 8,0$ кН/м ³)	$0,04 \times 6 = 0,24$ $0,03 \times 18 = 0,54$ $0,01 \times 8 = 0,08$ $\Sigma = 0,86$	1,3	1,12
Бетон замоноличування швів	0,2	1,1	0,22

Перегородки	1,5	1,1	1,65
Разом постійна:	5,56	—	6,29
Тимчасова повна:	1,5	1,2	1,8
У тому числі: довготривала	1,2	1,2	1,44
короткочасна	0,3	1,2	0,36
Разом:	7,06	—	8,09
У тому числі постійна і довготривала	6,76	—	—

Розрахункові зусилля для розрахунків по першій групі граничних станів:

$$M = ql_0^2/8 = 12.14 \times 5.57^2/8 = 47.08 \text{ кНм}$$

$$Q = ql_0/2 = 12.14 \times 5.57/2 = 33.81 \text{ кНм}$$

Для розрахунків по другій групі граничних станів:

$$M_{\text{tot}} = q_{\text{tot}} l_0^2/8 = 10.59 \times 5.57^2/8 = 41.07 \text{ кНм}$$

$$M_{\text{tot}} = q_{\text{tot}} l_0/2 = 10.59 \times 5.57/2 = 37.32 \text{ кНм}$$

Матеріали для плити

Нормативні та розрахункові характеристики важкого бетону класу С16/20, при $\gamma_{b2} = 0,9$ (коефіцієнт роботи бетону при вологості 75%):

$$f_{ck,prism} = 15 \text{ МПа,}$$

$$f_{ctk} = 1,4 \text{ МПа;}$$

$$f_c = 11,5 \times 0,9 = 10,35 \text{ МПа,}$$

$$f_{ct} = 0,9 \times 0,9 = 0,81 \text{ МПа}$$

										Арк
										22
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ					

Плита піддається тепловій обробці при атмосферному тиску.
Початковий модуль пружності $E_{cm} = 27 \times 10^3$ МПа

До тріщиностійкості плити пред'являються вимоги третій категорії.
Технологія виготовлення плити агрегатно-потоківа. Натяг напруженої арматури здійснюється електротермічним способом.

Арматура:

- Поздовжня напружена класу А600С

- $f_{tk} = 785$ МПа,

- $f_y = 680$ МПа,

- $E_s = 19 \times 10^4$ МПа

- ненапружена класу Вр-І,

- $f_y = 365$ МПа,

- $f_{yw} = 265$ МПа,

- $E_s = 17 \times 10^4$ МПа

Розрахунок плити за граничними станами першої групи

Розрахунок міцності перерізу, нормального до поздовжньої осі плити

При розрахунку по міцності розрахунковий поперечний переріз плити приймається тавровим з полицею в стиснутій зоні (звіси полиць в розтягнутій зоні не враховуються).

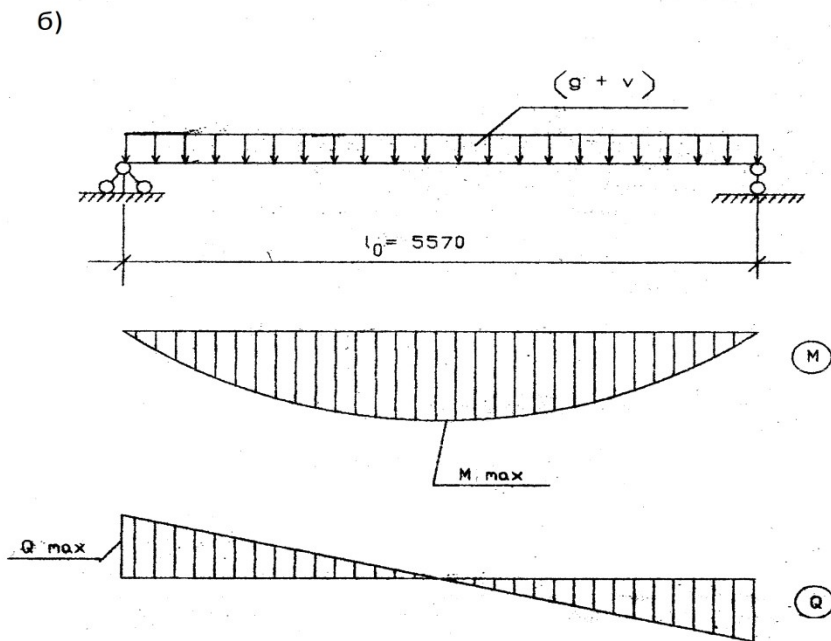
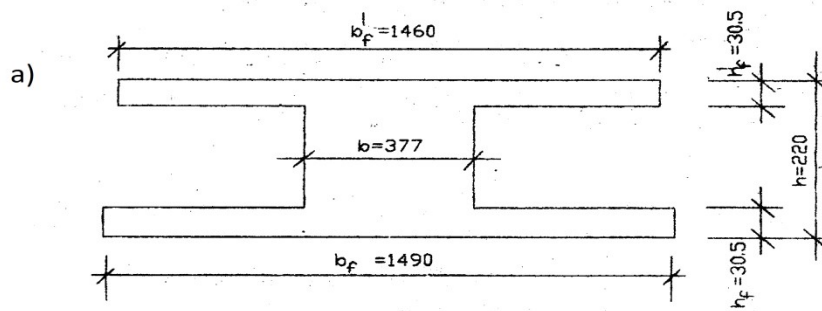
а) Розрахунковий перетин плити для розрахунків по першій групі граничних станів;

б) Розрахункова схема плити.

При розрахунку приймається вся ширина верхньої полиці $b'_f = 146$ см,

так як: $\frac{b'_f - b}{2} = \frac{146 - 37,7}{2} = 54,15 < \frac{1}{6}l = \frac{1}{6} \times 568 = 92,8$ см,

									Арк
									23
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				



де l - конструктивний розмір плити.

Малюнок 2.3 - а) Розрахунковий переріз плити; б) Розрахункова схема і епюри зусиль.

Положення границі стиснутої зони визначається згідно:

$$M \leq fcb'_f h'_f (d - 0,5h'_f) ;$$

,де $d = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм}$ - робоча висота перерізу.

$$47,08 \text{ кНм} \leq 10,35 \times 1460 \times 31 \times (190 - 0,5 \times 31) = 81,74 \times 10^6 \text{ Н} \times \text{мм} = 81,74 \text{ кНм}$$

Отже, межа стиснутої зони проходить в полиці, і розрахунок плити ведеться як прямокутного перетину з розмірами $b'_f \times h$, згідно п. 3.11 [4]

Визначаємо значення:

$$\alpha_m = \frac{M}{fcb'_f d^2} = \frac{47,08 \times 10^6}{10,35 \times 1460 \times 190^2} = 0,086.$$

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		24

Згідно [1, табл. 3.1] і [дод. 1, табл. 1.10] при $\alpha_m = 0,086$, $\xi = 0,09$ і $\zeta = 0,955$. Обчислюємо відносну граничну висоту стиснутої зони ξ_R за формулами п. 3.12[2]. Знаходимо характеристики стиснутої зони бетону $\omega = \alpha - 0,008f_c = 0,85 - 0,008 \times 10,35 = 0,767$, де $\alpha = 0,85$ для важкого бетону. тоді:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

$$\text{де } \omega = \alpha - 0,008\gamma_{b_2} f_c = 0,85 - 0,008 \times 0,9 \times 11,5 = 0,767;$$

$$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа при } \gamma_{b_2} = 0,9 < 1;$$

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}.$$

Призначаємо величину попереднього натягу напруженої арматури $\sigma_{sp} = 745$ МПа. Перевіряємо умову (1) [2]: при $p = 0,05\sigma_{sp} = 0,05 \times 745 = 37,25$ МПа

$$\text{Так як } \sigma_{sp} + p = 745 + 37,25 = 782,3 \text{ МПа} \leq f_{tk} = 785 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{sp} - p = 745 - 37,25 = 707,8 \text{ МПа} \geq 0,3 f_{tk} = 0,3 \times 785 = 235,5 \text{ МПа}$$

Отже, умова (1) виконується.

Попереднє напруження при сприятливому впливі, з урахуванням точності натягу арматури дорівнюватиме:

$$\sigma_{sp}(1 - \Delta\gamma_{sp}) = 745(1 - 0,1) = 670,5 \text{ МПа, де } \Delta\gamma_{sp} = 0,1 \text{ згідно з п. 1.27 [2]}$$

Значення σ_{sp} вводиться в розрахунок з коефіцієнтом точності натягу арматури γ_{sp}

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$$

$$\text{де } \Delta\gamma_{sp} = 0,1 \text{ згідно п. 1.27 [2]}$$

Попереднє напруження з урахуванням точності натягу:

$$\sigma_{sp} = 0,9 \times 745 = 670,5 \text{ МПа.}$$

За умови, що повні втрати становлять приблизно 30% початкового попереднього напруження, останнє з урахуванням повних втрат дорівнюватиме:

									Арк
									25
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				

$$\sigma_{sp} = 0,7 \times 670,5 = 469,35 \text{ МПа.}$$

За формулою:

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp}}{fy} - 1200 = 1500 \frac{670,5}{680} - 1200 = 279,04 \text{ МПа,}$$

де σ_{sp} приймається при коефіцієнті $\gamma_{sp} < 1$ з урахуванням втрат:

$$\sigma_{SR} = 680 + 400 - 469,35 - 279,04 = 331,61 \text{ МПа;}$$

$$\xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{331,61}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,677.$$

Так як $\xi = 0,09 < 0,5 \xi_R = 0,5 \times 0,677 = 0,339$, то згідно з п. 3.7[4], коефіцієнт $\gamma_{s\sigma}$ вище умовної межі текучості можна прийняти $\gamma_{s\sigma} = \eta = 1,2$

Обчислюємо необхідну площу перерізу розтягнутої арматури за формулою:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s_6} f_y \xi d} = 47080000 / (1,2 \times 680 \times 0,955 \times 190) = 318 \text{ мм}^2$$

Приймаємо: 6Ø10А600С ($A_s = 471 \text{ мм}^2$)

При $n_p = 6$ - кількість стрижнів

$$\text{Тоді } \gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,035 = 0,965;$$

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{0,965 \times 745}{680} - 1200 = 385,86 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{sp} = 0,7 \times 0,965 \times 748 = 505,27 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{SR} = 680 + 400 - 505,27 - 385,86 = 188,87 \text{ МПа;}$$

Перевіряємо умову:

$$\gamma_{s_6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) \leq \eta.$$

$$\gamma_{s_6} = 1,2 - (1,2 - 1) \left(2 \frac{0,09}{0,677} - 1\right) = 1,35 > \eta = 1,2.$$

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
						26
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Отже, $\gamma_s = 1,2$ і прийнята площа арматури залишається без зміни.
Максимальна відстань між напружуваними стрижнями приймається близько 600 мм, що відповідає вимозі п. 5.20 [4] при $M_{grc} > 0,8 M$.

Розрахунок міцності перерізу, похилого до поздовжньої осі плити

Розрахунок міцності похилих перерізів виконується згідно нормами.

Поперечна сила $Q = 33,81$ кН.

$q_l = q = 12,14$ кН/м

Попередньо припорних ділянки плити заарміруем у відповідності з конструктивними вимогами п. 5.27 [4]. Для цього з кожного боку плити встановлюємо по чотири каркаса довжиною $l / 4$ з поперечними стрижнями $\varnothing 4$ Вр-I, крок яких $s = 10$ см (по п. 5.27 [4] $s \leq \frac{h}{2}$ або $s \leq 150$ мм).

За [4, форм. 72] перевіряємо умову забезпечення міцності по похилій смузї між похилими тріщинами: $Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} f_c b d$.

Коефіцієнт, що враховує вплив хомутів, $\varphi_{w1} = 1 + 5 \alpha \mu_w \leq 1,3$,

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \times 10^4}{27 \times 10^3} = 7,04.$$

Коефіцієнт поперечного армування:

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}; A_{sw} = 0,5 \text{ см}^2 (4 \varnothing 4 \text{ Вр-I}); \quad \mu_w = \frac{0,5}{37,7 \times 10,0} = 0,0013;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \times 7,08 \times 0,0013 = 1,05 < 1,3.$$

Коефіцієнт $\varphi_{b1} = 1 - \beta \gamma_b \gamma_c f_c = 1 - 0,01 \times 0,9 \times 10,35 = 0,9$, де $\beta = 0,01$ для важкого бетону.

$$Q = 25,3 \text{ кН} < 0,3 \times 1,05 \times 0,9 \times 0,9 \times 11,5 \times 37,7 \times 19 \times 100 = 210179 \text{ Н} = 210,2 \text{ кН}.$$

Отже, розміри поперечного перерізу плити достатні.

Перевіряємо необхідність постановки розрахункової поперечної арматури з умови:

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
						27
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$Q \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_{b2} f_{ct} b d.$$

Коефіцієнт $\varphi_{b3} = 0,6$ для важкого бетону.

Перевіряємо умову (93) [4]:

$$2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \times 0,81 \times 377 \times 190 = 145,1 \text{ кН} \geq Q = 33,81 \text{ кН} \quad , \text{ тобто} \quad \text{умова}$$

виконується.

Перевіряємо умову 93 (4), приймаючи спрощено $Q_{b1} = Q_{b, \min}$ и $c = 2,5$;
 $d = 2,5 \times 0,19 = 0,475 \text{ м}$.

Знаходимо зусилля обтиску від розтягнутій арматури:

$$P = 0,7 \sigma_{sp} A_{sp} = 0,7 \times 745 \times 471 = 245,6 \text{ кН}$$

Обчислюємо:

$$\varphi_n = \frac{0,1 \times P}{(R_{bt} b h_0)} = \frac{0,1 \times 245600000}{(0,81 \times 377 \times 190)} = 0,423 \leq 0,5$$

$$\text{тоді } Q_{b, \min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 (1 + 0,361) \cdot 0,81 \cdot 377 \cdot 190 = 47,38 \text{ кН}$$

$$Q_{b1} = Q_{b, \min} = 47,38 \text{ кН}$$

Так як $Q = Q_{\max} - q l \times c = 33,81 - 12,14 \times 0,475 = 28,04 \text{ кН}$, отже для міцності похилих перерізів за розрахунком арматури не потрібно. Поперечна арматура ставиться по конструктивним вимогам.

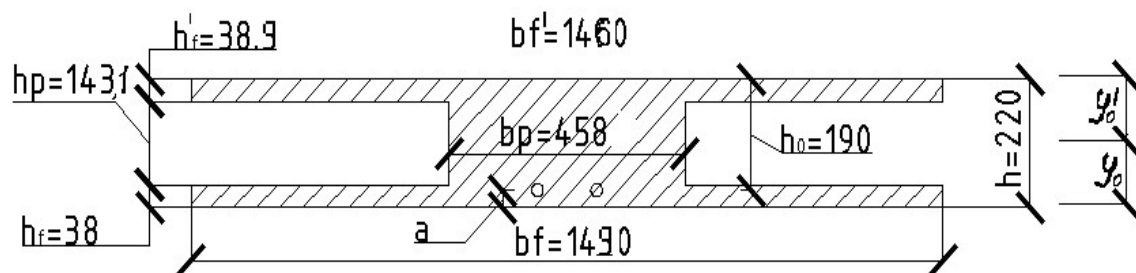


Рисунок 2.5 - Розрахунковий перетин плити для розрахунків по другій групі граничних станів.

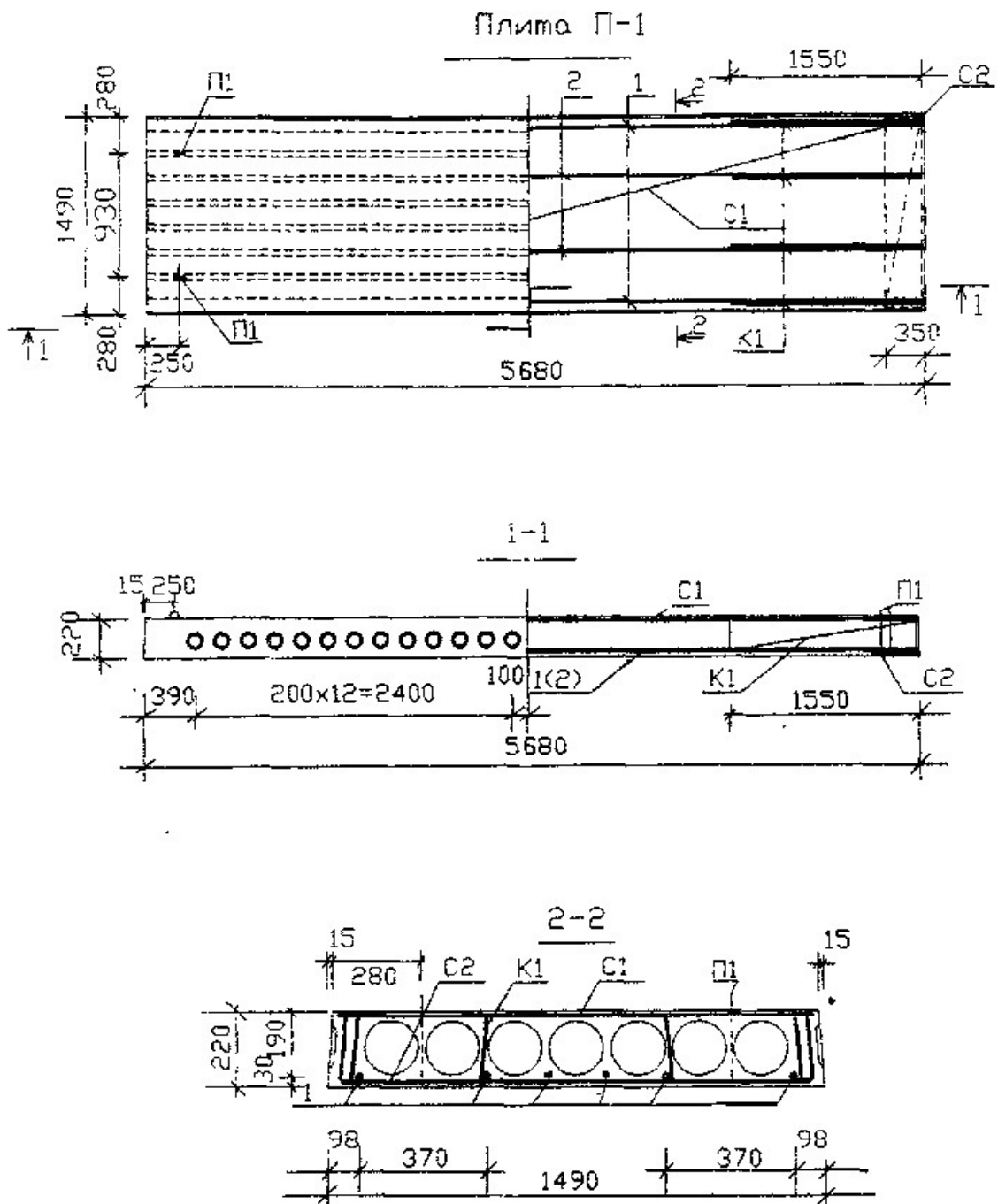


Рисунок 2.4 - Плита П-1

Розрахунок плити за граничними станами другої групи.

Згідно таблиці 2 (2), круглопустотня плита експлуатується в закритому приміщенні і армується напруженою арматурою класу А600С діаметром 10мм і повинна задовольняти 3-ю категорію вимог з тріщиностійкості, тобто допускається нетривалий розкриття тріщин шириною $a_{cr1} = 0,4\text{мм}$, і тривалий

										Арк
										29
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						

$a_{cr2} = 0,3\text{мм}$. Прогин плити від дії постійних і довготривалих навантажень не повинен перевищувати $f_n = 30,7\text{мм}$ (по таблиці 19 (8))

Обчислюємо геометричні характеристики перерізу плити:

$$\text{Площа приведенного перерізу: } A_{red} = b_f' h_f' + b h_p + b_f h_f + \alpha A_{sp} = \\ = 1460 \times 38,9 + 458 \times 143,1 + 1490 \times 38 + 7,04 \times 402 = 1817,84 \times 10^2 \text{мм}^2$$

$$S_{red} = b_f' h_f' (h - 0,5 h_f') + b h_p (h_f + 0,5 h_p) + 0,5 b_f h_f^2 + \alpha A_{sp} a = \\ = 1460 \times 38,9 (220 - 0,5 \times 38,9) + 458 \times 143,1 (38 + 0,5 \times 143,1) + \\ 0,5 \times 1490 \times 38^2 + 7,04 \times 24 = 1971,36 \times 10^4 \text{мм}^3$$

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 1971,36 \times 10^4 \text{мм}^3 / 1817,84 \times 10^2 \text{мм}^2 = 108,5 \text{мм}$$

$$y_0' = h - y_0 = 220 - 108,5 = 111,5 \text{мм}$$

Момент інерції:

$$I_{red} = b_f' h_f'^3 / 12 + b_f' h_f' (y_0' - 0,5 h_f')^2 + b h_p^3 / 12 + b h_p (y_0 - h_f - 0,5 h_p)^2 + b_f h_f^3 / 12 + \\ + b_f h_f (y_0 - 0,5 h_f)^2 + \alpha A_{sp} (y_0 - a)^2,$$

$$I_{red} = 1460 \times 38,9^3 / 12 + 1460 \times 38,9 (111,5 - 0,5 \times 38,9)^2 + 458 \times 143,1^3 / 12 + \\ + 458 \times 143,1 \times (108,5 - 38 - 0,5 \times 143,1)^2 + 1490 \times 38^3 / 12 + \\ + 1490 \times 38 (108,5 - 0,5 \times 38)^2 + 7,04 \times 402 \times (108,5 - 24)^2 = 1080,86 \times 10^6 \text{мм}^4$$

Момент опору:

$$W_{red}^{inf} = I_{red} / y_0 = 1080,86 \times 10^6 / 108,5 = 996,18 \times 10^4 \text{мм}^3$$

$$W_{red}^{sup} = I_{red} / y_0' = 1080,86 \times 10^6 / 111,5 = 969,38 \times 10^4 \text{мм}^3$$

По таблиці 38 (5) знаходимо коефіцієнт $\gamma = 1,5$

$$W_{pl}^{inf} = \gamma W_{red}^{inf} = 1,5 \times 996,18 \times 10^4 = 1494,27 \times 10^4 \text{мм}^3$$

$$W_{pl}^{sup} = \gamma W_{red}^{sup} = 1,5 \times 969,38 \times 10^4 = 969,38 \times 10^4 \text{мм}^3$$

Визначення втрат

Перші втрати визначаємо за таблицею 5 (2) поз.1-6.

Коефіцієнт точності натягу арматури $\gamma_p = 1$. Втрати від релаксації напружень в арматурі при електротермічному способі натягу:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 745 = 22,35 \text{МПа}$$

									Арк
									30
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				

Втрати від температурного перепаду між натягнутою арматурою і упорами: $\sigma_2=1,25 \times 65=81,25 \text{ МПа}$

Решта втрати $\sigma_3, \sigma_4, \sigma_5$ - відсутні.

Таким чином зусилля обтиску P_1 з урахуванням втрат за поз. 1-5 таблиці 5 (2) рівно: $P_1=A_s \cdot (\sigma_{sp}-\sigma_1-\sigma_2)=471 \cdot (745-22,35-81,25)=257,84 \text{ кН}$

Точка докладання зусиль P_1 збігається з центром ваги перерізу напруженої арматури, за цим: $e_{op}=y_0-a=108,5-30=78,5 \text{ мм}$

Визначаємо втрати від швидко натекає повзучості бетону, для чого обчислюємо напруження в бетоні в середині прольоту від дії сили P_1 і згинального моменту M_w від власної маси плити.

Навантаження від власної маси плити дорівнює $q_w=3,0 \times 1,5=4,5 \text{ кН/м}$, тоді

$$M_w = q_w l_0 / 8 = 4,5 \times 5,57^2 / 8 = 17,45 \text{ кНм}$$

Напруга на рівні розтягнутої арматури σ_{bp} (тобто при $y = e_{op}=78,5$) дорівнюватиме:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_w)y}{I_{red}} = (257,84 \times 10^3) / (1817,84 \times 10^2) + (257,84 \times 10^3 \times 78,5 - 17,45 \times 10^6) \times 78,5 / (1080,86 \times 10^6) = 1,76 \text{ МПа}$$

Напруга на рівні крайнього стиснутого волокна σ_{bp}' (тобто при $y = h - y_0 = 220 - 108,5 = 111,5 \text{ мм}$)

$$\sigma_{bp}' = (257,84 \times 10^3) / (1817,84 \times 10^2) - (257,84 \times 10^3 \times 78,5 - 17,45 \times 10^6) \times 111,5 / (1080,86 \times 10^6) = 0,97 \text{ МПа}$$

Призначаємо додаткову міцність бетону $f_{ck,cube}=20 \text{ МПа}$ ($f_{ck,prism}^{(p)}=15 \text{ МПа}$, $f_{ctk}^{(p)}=1,4 \text{ МПа}$) задовольняє вимогам п.2.6 (2).

Втрати від швидко наростаючої повзучості бетону будуть рівні:

- на рівні розтягнутої арматури

$$\alpha = 0,25 + 0,025 f_{ck,cube} = 0,25 + 0,025 \times 20 = 0,75 \leq 0,8$$

									Арк
									31
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				

Оскільки $\sigma_{bp}/R_{bp}=1,76/20=0,088 \leq \alpha=0,75$, то $\sigma_6=40 \times 0,85(\sigma_{bp}/R_{bp})=40 \times 0,85 \times (1,76/20)=2,99$ МПа (коефіцієнт 0,85 - враховує теплову обробку при твердінні бетону)

- на рівні крайнього стисненого волокна $\sigma_6'=40 \times 0,85(0,97/20)=1,65$ МПа

Перші втрати складуть: $\sigma_{loc1}=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_6=22.35+81.25+2.99+106.6$ МПа

Тоді зусилля обтиску з урахуванням перших втрат

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{loc1}) = 471(745 - 106.6) = 256.64 \text{ кН}$$

Визначаємо максимальне стискуjące зусилля в бетоні від дії сили P_1 , без урахування власної маси, приймаємо $y=y_0=108,5$ мм,

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} y}{I_{red}} = \frac{256,64 \cdot 10^3}{1817,84 \cdot 10^2} + \frac{256,64 \cdot 10^3 \times 84,5 \times 108,5}{1080,86 \cdot 10^6} = 3,59 \text{ МПа}$$

Оскільки $\sigma_{bp}/R_{bp}=3,59/20=0,18 \leq 0,95$, вимоги п.1.29 (2) задовольняються.

Визначаємо другі втрати попереднього напруження по позиції 8 і 9 таблиці 5 (2).

Втрати від усадки важкого бетону: $\sigma_8 - \sigma_8' = 35$ МПа

Напруги від дії сили P_1 і згинального моменту M_w будуть рівні:

$$\sigma_{bp} = \frac{256,64 \cdot 10^3}{1817,84 \cdot 10^2} + \frac{(256,64 \cdot 10^3 \times 84,5 - 17,45 \cdot 10^6) 84,5}{1080,86 \cdot 10^6} = 1,74 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{bp}' = \frac{256,64 \cdot 10^3}{1817,84 \cdot 10^2} - \frac{(256,64 \cdot 10^3 \times 84,5 - 17,45 \cdot 10^6) 111,5}{1080,86 \cdot 10^6} = 0,97 \text{ МПа}$$

Так як $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75$ и $\sigma_{bp}'/R_{bp} \leq 0,75$, то

$$\sigma_9 = 150 \alpha (\sigma_{bp}/R_{bp}) = 150 \times 0,85(1,74/20) = 11,09 \text{ МПа}$$

$$\sigma_9' = 150 \times 0,85(0,97/20) = 6,18 \text{ МПа}$$

Тоді друга втрати будуть рівні:

$$\sigma_{loc2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 11.09 = 46.09 \text{ МПа}$$

Сумарні втрати становитимуть:

$$\sigma_{loc} = \sigma_{loc1} + \sigma_{loc2} = 106,6 + 46,09 = 152,7 \text{ МПа} \geq 100 \text{ МПа}, \text{ з цього, згідно з п. 1.25}$$

(2) втрати не збільшуємо.

Зусилля обтиску з урахуванням сумарних втрат дорівнюватиме:

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		32

$$P_2 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 471(745 - 152,7) = 238,1 \text{ кН}$$

Перевірку утворення тріщин в плиті виконуємо за формулами п. 4.5 (2) для з'ясування необхідності розрахунку по ширині розкриття тріщин і виявлення випадку розрахунку за деформаціями.

При дії зовнішніх навантажень в стадії експлуатації максимальне напруження в стиснутому бетоні одно:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{M_{tot} - P_2 e_{op}}{W_{red}^{sup}} = \frac{238,1 \cdot 10^3}{1817,84 \cdot 10^2} + \frac{41,07 \cdot 10^6 - 84,5 \times 238,1 \cdot 10^3}{969,38 \cdot 10^4} = 3,47 \text{ МПа}$$

$$\text{Тоді } \varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser}^{(p)} = 1,6 - 3,47 / 15 = 1,37 \geq 1, \text{ приймаємо } \varphi = 1, \text{ а } r_{sup} = \varphi \times \\ \times (W_{red}^{inf} / A_{red}) = 1(996,18 \times 10^4 / 1817,84 \times 10^2) = 54,8 \text{ мм}$$

Так як при дії зусилля обтиску P_1 в стадії виготовлення мінімальне напруження в бетоні (у верхній зоні) одно:

$$\frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 \cdot e_{op} - Mw}{W_{red}^{sup}} = \frac{256,64 \cdot 10^3}{1817,84 \cdot 10^2} - \frac{256,64 \cdot 10^3 \times 84,5 - 17,45 \cdot 10^6}{969,38 \cdot 10^4} = 0,97 \text{ МПа} \geq 0,$$

тобто буде стискаючим, отже, верхні початкові тріщини не утворюються.

Згідно п. 4.5 (2) приймаємо:

$$M_r = M_{tot} = 41,07 \text{ кНм}$$

$$M_{rp} = P_2(e_{op} + r_{sup}) = 238,1 \times 10^3(84,5 + 54,8) = 33,17 \text{ кНм}$$

$$M_{crc} = f_{ctk}^{(p)} W_{pl}^{inf} + M_r = 1,4 \times 1494,27 \times 10^4 + 33,17 \times 10^6 = 54,1 \text{ кНм}$$

Так як $M_{crc} = 54,1 \text{ кНм} \geq M_r = 41,07 \text{ кНм}$, то тріщини в нижній зоні не утворюються, тобто не потрібен розрахунок ширини розкриття тріщин.

Розрахунок прогину плити виконуємо згідно з пп. 4.24, 4.25 (2) за умови відсутності тріщин в розтягнутій зоні бетону.

Знаходимо кривизну від дії постійної і тривалої навантажень ($M = M_I = 37,32 \text{ кНм}$, $\varphi_{b1} = 0,85$, $\varphi_{b2} = 2$)

$$\left(\frac{I}{r} \right)_2 = \frac{M \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_{cm} I_{red}} = \frac{37,32 \cdot 10^6 \times 2}{0,85 \times 27000 \times 1080,86 \cdot 10^6} = 3,01 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}$$

										Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						33

Прогин плити без урахування вигинаючи від усадки бетону при попередньому обтисненні буде дорівнює:

$$f = \left(\frac{I}{r}\right) g_m l_0^2 = 3,01 \cdot 10^{-6} \left(\frac{5}{45}\right) \times 5570^2 = 10 \text{ мм} = 1 \text{ см} \leq f_u = 3,07 \text{ см}$$

Це означає, що прогин допустимий.

2.4. Розрахунок поперечної рами каркаса

Збір навантажень на поперечну раму

Таблиця 2.2 - Постійне навантаження на 1 м² покриття.

Елементи покриття	Нормативні навантаження, кН / м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункові навантаження, кН / м ²
1. Металочерепиця	0.12	1.1	0.132
2. Обрешітка $\left(600 \cdot \frac{0.05 \cdot 0.05}{0.35}\right)$	0.043	1.1	0.047
3. Контрлати $\left(600 \cdot \frac{0.05 \cdot 0.05}{1.2}\right)$	0.0125	1.1	0.01375
4. Дощатий настил (600 · 0.03)	0.18	1.1	0.198
5. Вітрогідроізоляція (2,5 · 2)	0.05	1.2	0.06
6. Крокви $\left(\frac{600 \cdot 0.2 \cdot 0.1}{1.2}\right)$	0.1	1.1	0.11
7. Цементна стяжка ($\delta = 20 \text{ мм}, \rho = 16 \text{ кН} / \text{м}^3$)	0,32	1,2	0,384

										Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата						34

Утеплювач – ніздрюваті бетони ($\delta = 230\text{мм}$, $\rho = 2\text{кН/м}^3$)	0,46	1,2	0,552
Пароізоляція (шар рубероїда на бітумній мастиці)	0,03	1,2	0,036
Круглопустотні плити покриття ($\delta = 120\text{мм}$, $\rho = 25\text{кН/м}^3$)	3	1,1	3,3
Ригель ($V = 1.12\text{м}^3$; $= 25\text{кН/м}^3$; проліт -6м, крок колон 6м) $1,12 \times 25 / (6+6) = 2,33\text{кН/м}^2$	2,33	1,1	2,563
Разом:	–	–	7.396

Постійне навантаження на 1м погонний ригеля покриття при прольоті 6м і кроці колон 6м:

$$g = 7.396 \times 6 = 44.38\text{кН / м}$$

Таблиця 2.3 - Постійне навантаження на м^2 перекриття.

Елементи перекриття	Нормативні навантаження, кН / м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункові навантаження, кН / м^2
Постійне навантаження на плиту перекриття, включаючи власну вагу.	–	–	6,29
Ригель	–	–	2,563
Разом:	–	–	8,85

Постійне навантаження на 1м погонний ригеля перекриття, при прольоті 6м і кроці колон 6м:

$$q = 8.85 \times 6 = 53.1\text{кН / м}$$

Тимчасова навантаження на 1м погонний ригеля перекриття
 $P=1,8 \times 6=10,8 \text{кН/м}$, у тому числі: $P_{\text{довготривале}}=0,36 \times 6=2,16 \text{кН/м}$

$$P_{\text{короткотривале}}=1,44 \times 6=8,64 \text{кН/м}$$

Навантаження на 1м погонний від власної маси колон:

$$G=0,4 \times 0,4 \times 25 \times 1,1=4,4 \text{кН/м}$$

Снігове навантаження.

Для розрахунку поперечної рами приймаємо рівномірно розподілене в обох напрямках навантаження. Для заданого району будівництва (с.Оболонь) по (7) визначаємо нормативне значення навантаження від снігового покриву $S_0 = 1,3 \text{кПа}$ і відповідно повне нормативне значення снігового навантаження $S=S_0 \mu=1,3 \times 1.25=1,625 \text{кПа}$.

Коефіцієнт надійності для снігового навантаження на 60 років γ_{fm} , тоді розрахункове навантаження на 1м ригеля рами, з урахуванням класу відповідальності будівлі буде дорівнює:

$$P_{sn}=10.1 \text{кН/м}$$

Вітрове навантаження. Згідно п. 6.4 (7) нормативне значення вітрового тиску одно $w_0 = 0.43 \text{кПа}$.

Навантаження від вітру визначаємо для навітряної та завітряної частини будівлі. Тобто визначаємо активне і пасивне навантаження:

$$w_{n1} = \gamma_{fm} \cdot q_{екв} \cdot c^a \cdot w_0 \cdot B$$
$$w_{n2} = \gamma_{fm} \cdot q_{екв} \cdot c^n \cdot w_0 \cdot B, \text{ де}$$

γ_{fm} – коефіцієнт надійності за навантаженням. Приймаємо $\gamma_{fm} = 1,4$.

c_a, c_n – аеродинамічні коефіцієнти для активного і пасивного тисків відповідно. Приймаємо $c_a = 0,8$, $c_n = 0,6$.

$q_{екв}$ – еквівалентний тиск, який приймаємо залежно від висоти будівлі
 $q_{екв} = 0,9$.

										Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ					36

w_0 – швидкісний напір, який приймаємо за ([2], карта №3 і табл. №5).

Приймаємо $w_0 = 0,43 \text{ кПа}$.

Розрахункова рівномірно розподілене навантаження на колону рами з навітряного боку:

З навітряного боку $w_{n1} = 1.04 \times 0,8 \times 0,43 \times 0,9 \times 6 = 1.94 \text{ кНм}$

З підвітряного боку $w_{n2} = 1.04 \times 0.6 \times 0.43 \times 0.9 \times 6 = 1.45 \text{ кНм}$

Обчислюємо значення нормативного тиску вітру на позначці ригеля рами на розрахунковій схемі, тобто на позначці $6,295 \approx 6,300 \text{ м}$ і на позначці верху конструкцій 12.275 м , по інтерполяції:

$$W = \gamma_{fm} \cdot (c_a + c_n) \cdot w_0 \cdot B \cdot \frac{k_{wg} + k_{wh}}{2} \cdot H_\phi, \text{ де}$$

H_ϕ – висота шатра

k_{wg}, k_{wh} – коефіцієнти, які визначаються за ([2], табл. №6) і залежать від типу місцевості. Інтерполюючи приймаємо $k_{wg} = 1.05$, $k_{wh} = 0.85$.

Тоді отримаємо:

$$W = 1,04 \cdot (0,8 + 0,6) \cdot 0,43 \cdot 6 \cdot \frac{1,05 + 0,85}{2} \cdot 6 = 21,41 \text{ кН}.$$

Вихідні дані для розрахунку поперечної рами:

- Крок колон в поздовжньому напрямку - 6м
- Крок колон в поперечному напрямку - 6м
- Число прольотів в поперечному напрямку - 3
- Число поверхів - 2
- Висота поверху - 3,3м
- Клас бетону конструкцій – С30/35
- Умови тверднення бетону - теплова обробка при атмосферному тиску.
- Клас поздовжньої робочої арматури – А400С
- Клас поперечної арматури – А240С

											Арк
											37
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата							

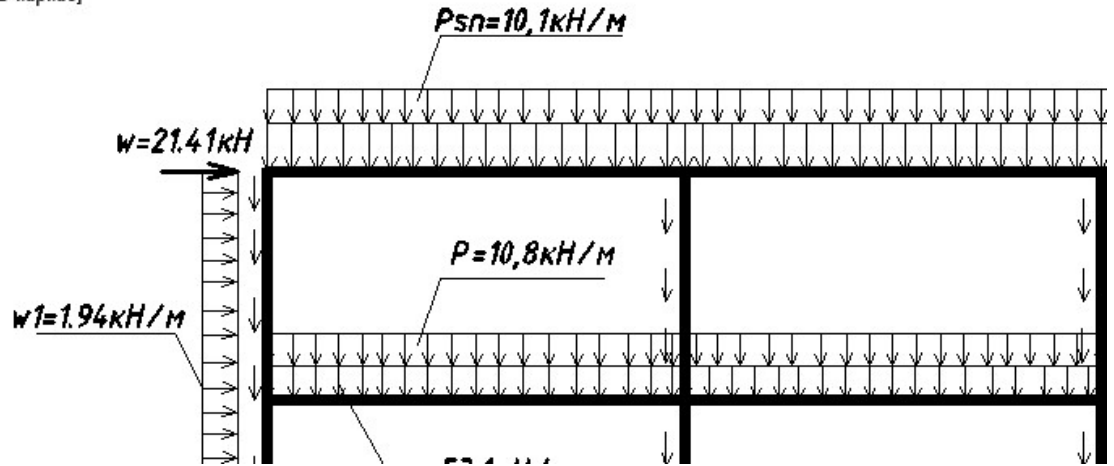


Рисунок 2.6 - Розрахункова схема поперечної рами

За результатами комплексного розрахунку поперечної рами в *SCAD* приймаємо такі схеми армування колон і ригелів:

- Колона крайнього ряду

Поздовжня робоча арматура - симетрична, $4 \varnothing 25A400C$, розташовані в кутах перерізу колони.

Поперечна арматура - $\varnothing 8 A240C$ з кроком 350мм

- Колона середнього ряду

Поздовжня робоча арматура - симетрична, $4 \varnothing 12A400C$, розташовані в кутах перерізу колони

Поперечна арматура - $\varnothing 8 A240C$ з кроком 350мм

- Нерозрізний двохпролітний ригель перекриття

Поздовжня робоча арматура у крайніх опор - $2 \varnothing 32A400C$

Поздовжня робоча арматура на середній опорі - $2 \varnothing 36A400C$

Поздовжня робоча арматура в прольотах - $2 \varnothing 28A400C$

Стисла арматура в прольотах - $2 \varnothing 14A400C$

Поперечна арматура - $\varnothing 10 A240C$ з кроком, на приопорних частинах ригеля 150мм і в прольоті - 250мм.

- Нерозрізний двохпролітний ригель покриття

Поздовжня робоча арматура у крайніх опор - $2 \varnothing 20A400C$

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
						38
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Поздовжня робоча арматура на середній опорі - 2Ø32A400С

Поздовжня робоча арматура в прольотах - 2Ø22A400С

Стисла арматура в прольотах - 2Ø14A400С

Поперечна арматура - Ø10 A240С з кроком, на приопорних частинах ригеля 150мм і в прольоті - 250мм

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		39

РОЗДІЛ 3. РОЗДІЛ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ

3.1. Вибір типу фундаменту

ІГЕ-1 - насипний ґрунт потужністю 1,1м. Щільність становить 1,65г / см³. Вологість w = 12%. Фізико-механічні властивості не визначаються. Підставою служити не може.

ІГЕ-2 - пісок середньої крупності, в стані середньої щільності, у вологому стані. Потужність шару - 1,7 м. Вологість - w = 13,6%; щільність- $\rho = 1,88\text{г} / \text{см}^3$; коефіцієнт пористості - e = 0,61. Умовний розрахунковий опір - $R_0=200\text{кПа} \geq 100\text{кПа}$. Підставою фундаменту мілкого закладення служити може.

ІГЕ-3 - Суглинок твердий, вологий. У випадку аварійного замочування буде в стабільному стані. Потужність шару - 3,5м. Щільність ґрунту - $\rho = 1.85\text{г} / \text{см}^3$; коефіцієнт пористості - e = 0,65; модуль загальної деформації - E = 20,6МПа. Умовний розрахунковий опір $R_0=257\text{кПа} \geq 100\text{кПа}$. Підставою фундаментів мілкого закладення служити може. Підставою пального фундаменту служити може.

ІГЕ-4 - Пісок середньої крупності, в стані середньої щільності, насичений водою. Потужність шару 2,2 м. Щільність ґрунту - $\rho = 2,00\text{г} / \text{см}^3$; коефіцієнт пористості - e = 0,65; модуль загальної деформації - E = 31,8МПа. Підставою пального фундаменту бути не може, так як мала потужність шару і ґрунт насичений водою.

ІГЕ-5 - Глина тугопластична, насичена водою, знаходиться в стабільному стані. Потужність шару 3,9м. Щільність ґрунту - $\rho = 2,01\text{г} / \text{см}^3$; коефіцієнт пористості - e = 0,723. Умовний розрахунковий опір $R_0=330\text{кПа} \geq 100\text{кПа}$. Підставою пального фундаменту служити може.

ІГЕ-6 - Супісок твердий, насичена водою. Розкрита потужність шару 2,6м. . Щільність ґрунту - $\rho = 2,10\text{г} / \text{см}^3$; коефіцієнт пористості - e = 0,57;

									Арк
									40
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				

Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями - II. Умовне розрахунковий опір $R_0=280\text{кПа}\geq 100\text{кПа}$. Підставою пальового фундаменту служити може.

Висновки: за основу фундаментів мілкового закладення приймаємо ІГЕ-2 - пісок середньої крупності. За підставу пальового фундаменту приймаємо ІГЕ-5 і ІГЕ-6.

3.2. Визначення розмірів підшви фундаментів

Фундамент колони крайнього ряду

За результатами статичного розрахунку поперечної рами каркаса в SCAD, визначаємо найбільш несприятливий основне сполучення зусиль в перерізі колони на обрізі фундаменту, для цього складаємо особливе поєднання зусиль:

Для фундаментів крайнього ряду

$$N_{\text{осн.}} = N_{\text{П}}0,9 + N_{\text{snI}}0,85 + N_{\text{sn,кр}}0,5 + N_{\text{вр.дл.}}0,85 + N_{\text{вр.кр.}}0,5 = 394,2\text{кН}$$

$$M_{\text{осн.}} = M_{\text{П}}0,9 + M_{\text{snI}}0,85 + M_{\text{sn,кр}}0,5 + M_{\text{вр.дл.}}0,85 + M_{\text{вр.кр.}}0,5 = -46,3\text{кНм}$$

$$F_{\text{осн.}} = F_{\text{П}}0,9 + F_{\text{snI}}0,85 + F_{\text{sn,кр}}0,5 + F_{\text{вр.дл.}}0,85 + F_{\text{вр.кр.}}0,5 = 36,6\text{кН}$$

Для фундаменту середнього ряду

$$N_{\text{осн.}} = 686,6 \cdot 0,9 + 33,1 \cdot 0,85 + 33,1 \cdot 0,5 + 13,8 \cdot 0,85 + 55,1 \cdot 0,5 = 808,7\text{кН}$$

$$M_{\text{осн.}} = 26,6\text{кНм}$$

$$F_{\text{осн.}} = -17,3\text{кН}$$

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
						41
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Таблиця 3.1 - Розрахункові навантаження на обрізі фундаменту колони
крайнього ряду

Переріз колони, мм	Відмітка низу колони	Навантаження від фундаментної балки, кН	Розрахункові навантаження на фундамент за I групою граничних станів			
			Поєднання навантажень	N _I , кН	M _I , кНм	F _I , кН
400×400	-1,100	96,0	Основне	394,2	-46,3	36,6

Визначаємо величину ексцентриситету навантаження від фундаментної балки

$$e = 400/2 + 250/2 + 20 = 350 \text{ мм.}$$

Визначаємо навантаження від фундаментної балки для розрахунків по I і II групами граничних станів за формулами:

$$N_{\text{ф б I}} = \rho_{\text{фб}} \gamma_n \gamma_f$$

$$N_{\text{ф б II}} = \rho_{\text{фб}} \gamma_n$$

$$N_{\text{ф б I}} = 96,0 \times 1 \times 1,1 = 105,6 \text{ кН,}$$

$$N_{\text{ф б II}} = 96,0 \times 1 = 96,0 \text{ кН,}$$

тут $\gamma_n = 1$ коефіцієнт надійності за призначенням для будинків I класу, $\gamma_f = 1,1$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для фундаментної балки.

$\rho_{\text{фб}}$ - навантаження від фундаментної балки.

Визначаємо навантаження для розрахунків по II групі граничних станів при коефіцієнті надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,2$ на верхньому обрізі фундаментів

1. комбінація (поєднання) навантажень

$$N_{\text{II}'} = 394,2/1,2 + 96,0 = 424,5 \text{ кН,}$$

$$M_{\text{II}'} = -46,3/1,2 - 96,0 \times 0,45 = -81,8 \text{ кН*м,}$$

$$F_{II}' = 36,6/1,2 = 30,5 \text{ кН.}$$

Розрахунок виконуємо для збірних залізобетонних фундаментів серії 1.020-1 / 87 під колону перерізом 400×400 мм. Глибину закладення фундаменту приймаємо згідно конструктивним особливостям каркаса будівлі, тобто при позначці низу колони $-1,100$ м і висоті фундаменту $H_{\phi}=900$ мм з глибиною склянки 650 мм, отримуємо, з урахуванням видалення верхнього родючого шару ґрунту товщиною 200 мм, глибину закладення $d = 950$ мм і відмітку підшви фундаменту $FL = -1,400$ м.

При виборі збірного фундаменту так само була врахована нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту для с. Оболонь $d_{fn} = 0,9$ м. Розрахункова глибина промерзання ґрунту дорівнює: $df = K_h \cdot d_{fn} = 0,7 \times 0,9 = 0,63$ м, де $K_h = 0,7$ - коефіцієнт враховує тепловий режим будівлі.

Розміри підшви фундаменту визначають виходячи з таких умов наступних умов

$$P_{\text{ср}} = N_{II} / b l + \gamma_{\text{mt}} d < R ; \quad (3.1)$$

$$P_{\text{max}} = N_{II} / b l + \gamma_{\text{mt}} d + M_{II} / W < 1.2 R ; \quad (3.2)$$

$$P_{\text{min}} = N_{II} / b l + \gamma_{\text{mt}} d - M_{II} / W > 0 ; \quad (3.3)$$

Тут $W = b l^2 / 6$ - момент опору підшви фундаменту,

$\gamma_{\text{mt}} = 20 \dots 22 \text{ кН/м}^3$ - середнє зважене значення питомої ваги бетону фундаменту і ґрунту на його обрізах,

N_{II} і M_{II} - навантаження, наведені до позначки підшви фундаменту

Оскільки величина тиску під підшвою фундаменту (P) і величина розрахункового опору ґрунту (R) залежать від розмірів під підшвою фундаменту (b , l), то рекомендуються такі методи визначення розмірів підшви фундаменту.

1. Графоаналітичний метод (параграф 26 [2] або параграф 5.3 [3]).
2. Рішення квадратного рівняння щодо розмірів підшви фундаменту.
3. Підбір розмірів підшви фундаменту.

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
						43
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Ставлення b / l має бути не менше 0,6. В даному випадку $b = l$ отже ставлення $b / l = 1,0$.

Визначаємо навантаження на позначці підосви фундаменту FL

$$N_{II} = 424,5 \text{ кН},$$

$$M_{II} = -81,8 + 30,5 \times 1,1 = -48,25 \text{ кН м},$$

Приймаємо характеристики ІГЕ-2 по табл. 26, 28 і 46 [1]:

$$\phi_{II} = 36^{\circ}, C = 14, E = 34 \text{ МПа}, R_0 = 200 \text{ кПа}, \gamma_{II} = 18,8 \text{ кН/м}^3.$$

Попередньо приймаємо площа підосви фундаменту

$$A = N_{II} / (R_0 - \gamma_{mt} d) = 424,5 / (200 - 18,8 \times 0,95) = 2,33 \text{ м}^2.$$

Приймаємо $a=b = \sqrt{2,33} = 1,52 \text{ м}$. Приймаємо $a = b = 1,5 \text{ м}$, уточнюємо величину розрахункового опору ґрунту за формулою:

$$R = (\gamma_{c1}\gamma_{c2} / K) (M_{\gamma} K_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + M_c C_{II})$$

де $\gamma_{c1} = 1,4$, $\gamma_{c2} = 1,0$, для будинків з гнучкою конструктивною схемою;

$$K_z = 1,0, \text{ так як ширина фундаменту } b < 10 \text{ м};$$

$$K = 1,1, \text{ так як СІІ і } \phi_{II} \text{ визначені за таблицями};$$

$$\gamma_{II} = 18,8 \text{ кН/ м}^3; d_1 = d = 0,95 \text{ м};$$

$$\phi_{II} = 36^{\circ} : M_{\gamma} = 1,81, M_q = 8,24, M_c = 9,97$$

$$R = (1,4 \times 1,4 / 1,1) (1,81 \times 1,0 \times 1,5 \times 18,8 + 8,24 \times 0,95 \times 16,6 + 9,97 \times 1,4) = 350,4 \text{ кПа}.$$

Оскільки величина R істотно відрізняється від попередньо прийнятої R_0 , то необхідно уточнити розміри підосви фундаменту

$$A = N_{II} / (R - \gamma_{mt} d) = 424,5 / (350,4 - 18,8 \times 0,95) = 1,28 \text{ м}^2.$$

Приймаємо $a = b = \sqrt{1,28} = 1,13 \text{ м}$. Остаточо приймаємо по сортаменту фундамент з розмірами підосви - $1500 \times 1500 \text{ мм}$.

Уточнюємо величину розрахункового опору ґрунту:

$$R = (1,4 \times 1,4 / 1,1) (1,81 \times 1 \times 1,13 \times 18,8 + 8,24 \times 0,95 \times 16,5 + 9,97 \times 1,4) = 350,4 \text{ кПа}.$$

Визначаємо момент опору підосви фундаменту: $W = (1,5 \times 1,5^2) / 6 = 0,563 \text{ м}^3$.

Перевіряємо умови (3.1 ... 3.3)

									Арк
									44
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

$$P_{\text{ср}} = 424,5 / (1,5 \times 1,5) + 19,7 \times 0,95 = 207 \text{ кПа} < R = 350,4 \text{ кПа},$$

$$P_{\text{max}} = 424,5 / (1,5 \times 1,5) + 19,7 \times 0,95 + 48,25 / 0,563 = 292,7 \text{ кПа} < 420,5 \text{ кПа},$$

$$P_{\text{min}} = 424,5 / (1,5 \times 1,5) + 19,7 \times 0,95 - 48,25 / 0,563 = 121,3 \text{ кПа} > 0.$$

Умови розрахунку основи по деформацій виконуються.

Фундамент колони середнього ряду

За результатами статичного розрахунку поперечної рами каркаса в ЕОМ, визначаємо найбільш несприятливе поєднання зусиль в перерізі колони на обрізі фундаменту:

Визначаємо навантаження для розрахунків по II групі граничних станів при коефіцієнті надійності по навантаженню $\gamma_f = 1,2$ на верхньому обрізі фундаментів

1. комбінація (поєднання) навантажень

$$N_{II'} = 808,7 / 1,2 = 673,9 \text{ кН},$$

$$M_{II'} = 26,6 / 1,2 = 22,2 \text{ кН*м},$$

$$F_{II'} = -17,3 / 1,2 = -14,4 \text{ кН}.$$

Таблиця 2.2 - Навантаження на обрізі фундаменту колони середнього ряду

Переріз колони, мм	Відмітка низу колони	Навантаження від фундаментної балки, кН	Розрахункові навантаження на фундамент за I групою граничних станів			
			Поєднання навантажень	N_I , кН	M_I , кНм	F_I , кН
400×400	-1,100	96,0	Основне	-808,7	26,6	-17,3

Розрахунок виконуємо для збірних залізобетонних фундаментів серії 1.020-1 / 87 під колону перерізом 400 × 400мм. Глибину закладення

									Арк
									45
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				

фундаменту приймаємо згідно конструктивним особливостям каркаса будівлі, тобто при позначці низу колони $-1,100\text{м}$ і висоті фундаменту $H_{\text{ф}} = 900\text{мм}$ з глибиною склянки 650мм , отримуємо, з урахуванням видалення верхнього родючого шару ґрунту товщиною 200мм , глибину закладення $d = 950\text{мм}$ і відмітку підшви фундаменту $FL = -1,400\text{м}$.

При виборі збірного фундаменту так само була врахована нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту для с. Оболонь $d_{\text{fn}} = 0,9 \text{ м}$. Розрахункова глибина промерзання ґрунту дорівнює: $d_{\text{f}} = K_{\text{н}} \cdot d_{\text{fn}} = 0,7 \times 0,9 = 0,63 \text{ м}$, де $K_{\text{н}} = 0,7$ - коефіцієнт враховує тепловий режим будівлі.

Визначаємо навантаження на позначці підшви фундаменту FL

$$N_{\text{II}} = 673,9 \text{ кН},$$

$$M_{\text{II}} = 22,2 \text{ кН м},$$

Попередньо приймаємо площа підшви фундаменту

$$A = N_{\text{II}} / (R_0 - \gamma_{\text{mt}} d) = 673,9 / (200 - 18,8 \times 0,95) = 3,7 \text{ м}^2.$$

Приймаємо $a=b = \sqrt{3,7} = 1,9 \text{ м}$. Приймаємо $a = b = 2,1 \text{ м}$, уточнюємо величину розрахункового опору ґрунту:

$$R = (\gamma_{\text{c1}} \gamma_{\text{c2}} / K) (M_{\gamma} K_z b \gamma_{\text{II}} + M_q d_1 \gamma_{\text{II}}' + M_c C_{\text{II}})$$

$$\text{де } \gamma_{\text{c1}} = 1,4,$$

$$\gamma_{\text{c2}} = 1,0, \text{ для будинків з гнучкою конструктивною схемою};$$

$$K_z = 1,0, \text{ т. К. Ширина фундаменту } b < 10 \text{ м};$$

$$K = 1,1, \text{ т. К. СII і фII визначені за таблицями};$$

$$\gamma_{\text{II}} = 18,8 \text{ кН/м}^3; d_1 = d = 0,95 \text{ м};$$

$$\phi_{\text{II}} = 36^0 : M_{\gamma} = 1,81, M_q = 8,24, M_c = 9,97$$

$$R = (1,4 \times 1,4 / 1,1) (1,81 \times 1,0 \times 2,1 \times 19,7 + 8,24 \times 0,95 \times 16,6 + 9,97 \times 1,4) = 388,5 \text{ кПа}.$$

Оскільки величина R істотно відрізняється від попередньо прийнятої R_0 , то необхідно уточнити розміри підшви фундаменту

$$A = N_{\text{II}} / (R_0 - \gamma_{\text{mt}} d) = 673,9 / (388,5 - 19,7 \times 0,95) = 1,8 \text{ м}^2.$$

										Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ					46

Приймаємо $a=b = \sqrt{1,8} = 1,3$ м. Остаточо приймаємо по сортаменту фундамент з розмірами підошви - 1800×1800 мм.

Уточнюємо величину розрахункового опору ґрунту:

$$R = (1.4 \times 1.4 / 1.1) (1,81 \times 1 \times 1,8 \times 19,7 + 8,24 \times 0,95 \times 16.5 + 9,97 \times 1,4) = 350,4 \text{ кПа.}$$

$$\text{Визначаємо момент опору підошви фундаменту: } W = (1,8 \times 1,8^2) / 6 = 0,972 \text{ м}^3.$$

Перевіряємо умови (3.1 ... 3.3)

$$P_{\text{ср}} = 673,9 / (1,8 \times 1,8) + 19,7 \times 0,95 = 226,7 \text{ кПа} < R = 369,4 \text{ кПа,}$$

$$P_{\text{max}} = 673,9 / (1,8 \times 1,8) + 19,7 \times 0,95 + 22,2 / 0,972 = 249,5 \text{ кПа} < 443,3 \text{ кПа,}$$

$$P_{\text{min}} = 673,9 / (1,8 \times 1,8) + 19,7 \times 0,95 - 22,2 / 0,972 = 203,8 \text{ кПа} > 0.$$

Умови розрахунку основ по деформаціям виконуються.

3.3. Визначення осідання фундаментів

Фундамент крайнього ряду колон

Середнє і додатковий тиск під підошвою фундаменту

$$P = 207 \text{ кПа, } P_0 = P - \sigma_{zgo} = 207 - 15,7 = 191,3 \text{ кПа.}$$

Де $\sigma_{zgo} = 16,5 \times 0,95 = 15,7$ кПа - природний тиск на позначці підошви фундаменту

Визначаємо природний тиск на кордоні ІГЕ-2 і ІГЕ-3

$$\sigma_{zg} = 15,7 + 18,8 \times 1,7 = 47,7 \text{ кПа.}$$

Визначаємо природний тиск на кордоні ІГЕ 3 і ІГЕ 4

$$\sigma_{zg} = 47,7 + 18,5 \times 3,5 = 112,5 \text{ кПа.}$$

Визначаємо природний тиск на кордоні ІГЕ 4 і ІГЕ 5

$$\sigma_{zg} = 112,5 + 20 \times 2,2 = 156,5 \text{ кПа.}$$

Визначаємо природний тиск на кордоні ІГЕ 5 і ІГЕ 6

$$\sigma_{zg} = 156,5 + 20,1 \times 3,9 = 234,9 \text{ кПа.}$$

Визначаємо потужність елементарного шару

$$h = 0,2 \quad b = 0,2 \times 1,5 = 0,3 \text{ м.}$$

Коефіцієнт, що враховує форму фундаменту $\eta = 1$

										Арк
										47
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ					

Розрахунок просідання ведемо в табличній формі.

Таблиця 3.3 - До розрахунку осад фундаменту колони крайнього ряду

Z, м	$\zeta=2Z/b$	α	σ_{zp} , кПа	σ_{zg} , кПа	E, МПа	Слои
0	0	1,000	191,3	15,7	34	іГЕ-2
0,3	0,4	0,960	183,6			
0,6	0,8	0,8	153,0			
0,9	1,2	0,606	115,9			
1,2	1,6	0,449	85,9			
1,5	2,0	0,336	64,3			
1,65	2,2	0,297	56,8	47,7		
1,8	2,4	0,257	49,2		20,6	ІГЕ-3
2,1	2,8	0,201	38,5			
2,4	3,2	0,160	30,6			
2,7	3,6	0,131	25,1			
3,0	4,0	0,108	20,7			
3,3	4,4	0,091	17,4			
3,6	4,8	0,077	14,7	83,8		
3,9	5,2	0,067	12,8			
4,2	5,6	0,058	11,1			
4,5	6,0	0,051	9,8			
4,8	6,4	0,045	8,6			
5,1	6,8	0,04	7,7	112,5		

Нижня межа стисливої товщі основи знаходиться на глибині $z = 3,6$ м від підошви фундаменту, де виконується умова:

$$\sigma_{zp} = 14,7 \text{ кПа} < 0,2 \sigma_{zg} = 0,2 \times 83,8 = 16,8 \text{ кПа},$$

Осадку фундаменту визначаємо методом пошарового підсумовування

$$S = \beta \sum (\sigma_{zpi} \cdot h_i / E_i),$$

Визначаємо осідання ІГЕ-2

$$S_2 = 0,8/34000 [0,3(191,3/2 + 183,6/2) + 0,3(183,6/2 + 153/2) + 0,3(153/2 + 115,9/2) +$$

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		48

Таблиця 3.4 - До розрахунку осад фундаменту колони середніх ряду

Z, м	$\zeta=2Z/b$	α	σ_{zp} , кПа	σ_{zg} , кПа	E, МПа	Слои
0	0	1,000	211	15,7	34	ИГЭ-2
0,3	0,4	0,960	202,6			
0,6	0,8	0,8	168,8			
0,9	1,2	0,606	127,9			
1,2	1,6	0,449	94,7			
1,5	2,0	0,336	70,9			
1,65	2,2	0,297	62,6	47,7		
1,8	2,4	0,257	54,2		20,6	ИГЭ-3
2,1	2,8	0,201	42,4			
2,4	3,2	0,160	33,8			
2,7	3,6	0,131	27,6			
3,0	4,0	0,108	22,8			
3,3	4,4	0,091	19,2			
3,6	4,8	0,077	16,2	83,8		
3,9	5,2	0,067	14,1			
4,2	5,6	0,058	12,2			
4,5	6,0	0,051	10,8			
4,8	6,4	0,045	9,5			
5,1	6,8	0,04	8,4	112,5		

Нижня межа стисливої товщі основи знаходиться на глибині $z = 3,6$ м від підошви фундаменту, де виконується умова:

$$\sigma_{zp} = 16,2 \text{ кПа} < 0,2 \sigma_{zg} = 0,2 \times 83,8 = 16,8 \text{ кПа},$$

Осадку фундаменту визначаємо методом пошарового підсумовування

$$S = \beta \sum (\sigma_{zpi} h_i / E_i),$$

Визначаємо осадку ІГЕ-2

$$S_2 = 0,8/34000 [0,3(211/2 + 202,6/2) + 0,3(202,6/2 + 168,8/2) + 0,3(168,8/2 + 127,9/2) + 0,3(127,9/2 + 94,7/2) + 0,3(94,7/2 + 70,9/2) + 0,15(70,9/2 + 62,6/2)] = 0,0054 \text{ м} = 0,54 \text{ см}$$

									Арк
									50
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				

Визначаємо осадку ІГЕ-3

$$S_3 = 0.8/20600[0,15(62,6/2+54,2/2)+0,3(54,2/2+42,4/2)+0,3(42,4/2+33,8/2) \\ +0,3(33,8/2+27,6/2)+0,3(27,6/2+22,8/2)+0,3(22,8/2+19,2/2)+0,3(19,2/2+16,2 \\ /2)] \\ = 0,0025\text{м}=0,25\text{см}$$

Визначаємо осадку:

$$S = S_{\text{ГП}} + S_2 + S_3 = 0.54 + 0.25 = 0,79 \text{ см.}$$

Перевіряємо основна умова розрахунку основ за деформаціями:

$$S = 0,79 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см.}$$

Умова виконується.

3.4. Розрахунок тіла фундаменту

Фундамент колони крайнього ряду

Вихідні дані:

- Клас бетону – С16/20
- Клас робочої арматури – А400С
- Максимальний тиск під подошвою - $P_{\text{max}} = 292,7 \text{ кПа}$
- Мінімальний тиск під подошвою - $P_{\text{min}} = 121,3 \text{ кПа}$

Визначаємо згинальні моменти в перетинах І-І і ІІ-ІІ.

У перетині І-І при $P_{\text{max}} = 292,7 \text{ кПа}$ і $P_1 = 229,9 \text{ кПа}$ (визначено за інтерполяції для даного перетину) і $L = 0,55 \text{ м}$.

$$M_I = bL^2[(2 P_{\text{max}} + P_1)/6] = 1500 \times 550^2 [(2 \times 0.2927 + 0.2299)/6] = 61.7 \text{ кНм}$$

У перетині ІІ-ІІ при $P_{\text{max}} = 292,7 \text{ кПа}$ и $P_2 = 258,4 \text{ кПа}$ (визначено за інтерполяції для даного перетину) і $L = 0,3 \text{ м}$.

$$M_{II} = bL^2[(2 P_{\text{max}} + P_2)/6] = 1500 \times 300^2 [(2 \times 0.2927 + 0.2584)/6] = 19,0 \text{ кНм}$$

Знаходимо переріз арматури одного й іншого напрямку на всю ширину фундаменту за формулами:

$$A_{SI} = M_I / (0.9h_0 f_{yd}) = 61,7 \times 10^6 / (0,9 \times 860 \times 365) = 218 \text{ мм}^2$$

$$A_{SII} = M_{II} / (0.9h_0 f_{yd}) = 19,0 \times 10^6 / (0,9 \times 560 \times 365) = 103,3 \text{ мм}^2$$

									Арк
									51
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

РОЗДІЛ 4. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИЙ РОЗДІЛ

4.1. Організація будівельного майданчика

Ділянка будівництва розташована в центральній частині селеша. На ділянці є відповідні зелені насадження. Екологічна характеристика ділянки задовільна. Є під'їзди з вул. Івана Франка та вул.Шевченка. Охоронювані пам'ятники культури і природи відсутні.

Для забезпечення своєчасної підготовки та дотримання технологічної послідовності будівництва проектом передбачається два періоди будівництва: підготовчий і основний.

Внутрішньомайданчикові підготовчі роботи передбачають:

- здачу-приймання геодезичної розбивочної основи для будівництва і геодезичні розбивочні роботи на прокладку інженерних мереж, доріг;
- прокладку від ТП мереж електропостачання по тимчасовій схемі;
- влаштування тимчасових і адміністративно-побутових приміщень;
- пристрій складського господарства;
- влаштування тимчасових доріг;
- прокладка тимчасового водопостачання.

Зрізка рослинного шару і переміщення його в межах майданчика проводиться бульдозером ДТ-75, потім ґрунт занурюється на автосамоскиди екскаватором ЕО-4321 і вивозиться в спеціально відведені для його зберігання місця.

Основний період

Розробка ґрунту в траншеї під фундаменти будівлі проводиться екскаватором ЕО-4321. Ґрунт для зворотної засипки пазух фундаментів переміщається в тимчасовий відвал на будмайданчику.

Зайвий ґрунт вивозиться на 10 км в узгоджені з адміністрацією населеного пункту. Зачистка дна траншеї проводиться вручну.

Монтаж збірних залізобетонних конструкцій, та інших будівельних

									Арк
									53
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

5Б. 18043. ПЗ

матеріалів при будівництві нульового циклу проводиться краном КС-7361.

До початку монтажу надземної частини будівель необхідно:

- Закінчити роботи підготовчого періоду;
- Закінчити і здати за актом всі роботи по підземній частині;
- Доставити в зону роботи монтажної бригади обладнання, малу механізацію, монтажну оснастку, інвентар і пристосування;
- Доставити на будівельний майданчик необхідні матеріали і конструкції.

Уривка траншей під інженерні комунікації виробляється вручну.

Підйом, переміщення і опускання труб і залізобетонних колодязів в траншеї проводиться краном КС-7361.

4.2. Номенклатура та обсяги будівельно-монтажних робіт

Номенклатура та обсяги будівельно-монтажних робіт наведено в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 - Відомість обсягів робіт.

№ з/п	Назва робіт	Од.виміру	Об'єм робіт
1	2	3	4
I. Підготовчий період			
1	Планування майданчика будівництва	1000м ²	2,91
II. Будівництво підземної частини (нульовий цикл)			
2	Разробка ґрунту екскаватором із навантаженням на самоскиди	1000 м ³	0,06

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		54

3	Разробка екскаватором у відвал грунту	1000 м ³	0,393
4	Робота на відвалі	1000м ³	0,393
5	Зачищення ґрунту вручну	100м ³	0,14
6	Улаштування основи під фундаменти	100м ³	0,14
7	Монтаж збірних з.б. фундаментів	шт	35
8	Влаштування горизонтал. і вертикал. гідроізоляції	100м ²	2,72
9	Монтаж фундаментних балок	шт	26
10	Зворотня засипка ґрунту	1000м ³	0,393
11	Зворотня засипка ґрунту вручну	100м ³	0,14

12	Трамбування ґрунту	1000м ³	0,393
III. Зведення надземної частини			
13	Монтаж збірних залізобетонних колон	шт	35
14	Монтаж збірних залізобетонних ригелів	шт	112
15	Монтаж плит перекриття і покриття	шт	172
16	Улаштування монолітних ділянок ригелів	100м ³	0,15
17	Улаштування сходових маршів і площадок	шт	4
18	Улаштування пожежних маршів	шт	4
19	Монтаж стінових панелей 0,6х6 м	шт	32
20	Монтаж стінових панелей 1,2х6 м	шт	32
21	Монтаж стінових панелей 1,5х6 м	шт	32
22	Монтаж стінових панелей 2,1 х6 м	шт	32
23	Влаштування цегляних стін	м ³	10
24	Влаштування перегородок із гіпсобетонних блоків	м ²	824

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		56

25	Влаштування цегляних стін даху	м ³	27.5
25	Улаштування пароізоляції	100м ²	854
26	Влаштування утеплювача	100м ²	854
28	Улаштування цементно-піщаної стяжки	100м ²	854
29	Улаштування шатрового даху із металочерепиці	100м ²	854
30	Установка дверних і віконних блоків	шт	164
IV. Оздоблювальний цикл.			
31	Штукатурні роботи	100 м ²	39,13
32	Внутрішні малярні роботи	100 м ²	37.56
33	Улаштування підлоги	100 м ²	14,34
34	Облицювання плиткою підлоги в санвузлах і на сходових площадках	100 м ²	1,73
35	Зовнішні малярні роботи	100 м ²	12,3
36	Влаштування асвальтобет. вимощення і щебеневої підготовки	100 м ² .	2,04
37	Санітарно-технічні роботи	%	12
38	Елекромонтажні роботи	%	12

39	Благоустрій території	%	12
40	Інші невраховані роботи	%	25

4.3. Вибір монтажного крана

Вибір монтажного крана залежить від габаритів будівлі, маси і розмірів монтованих елементів, обсягу робіт та ін. Підбір основного вантажопідіймального механізму здійснюється за трьома основними параметрами: вантажопідйомність, глибина подачі, висота підйому гака. Для даного типу конструктивної схеми будинку застосовується кран КС-7361 на пневмоколісному ході. Розрахунок необхідних технічних параметрів стрілового самохідного крана.

1. Вантажопідйомність крана визначаємо:

$$Q > Q_e + Q_c,$$

де Q_e – найбільша маса монтованого елемента – 2,6 т;

M_c – маса стропу вального пристрою-чотирьохвіткового 4СК-0,03 т.

$$M > 2,6 + 0,03 = 2,63 \text{ т.}$$

2. Висота підйому крюка:

$$H = h_3 + h_0 + h_c + a,$$

де h_3 – відстань від рівня стоянки крана до позначки, на яку встановлюється елемент - 7,95 м;

h_0 – висота монтованого елемента-0,3м;

h_c – висота вантажозахватного пристрою-чотирьохвіткового 4СК-2,5м;

a – висота, яка забезпечує вільний переніс елементів 0,5-1 м.

$$H = 7,95 + 0,3 + 2,5 + 1 = 11,75 \text{ м.}$$

3. Визначаємо довжину стріли без гуська графічним шляхом, по рис.

4.1

Отримуємо довжину стріли без гуська $L = 34,8$ м.

Цим параметрам відповідає кран КС-7361 на пневмоколісному ході вантажопідйомністю на виносних опорах, при стрілі 38 м та найменшій (9м)

										Арк
										58
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ					

вильоті стріли - 7т, при найбільшому (26м) - 1,5т.

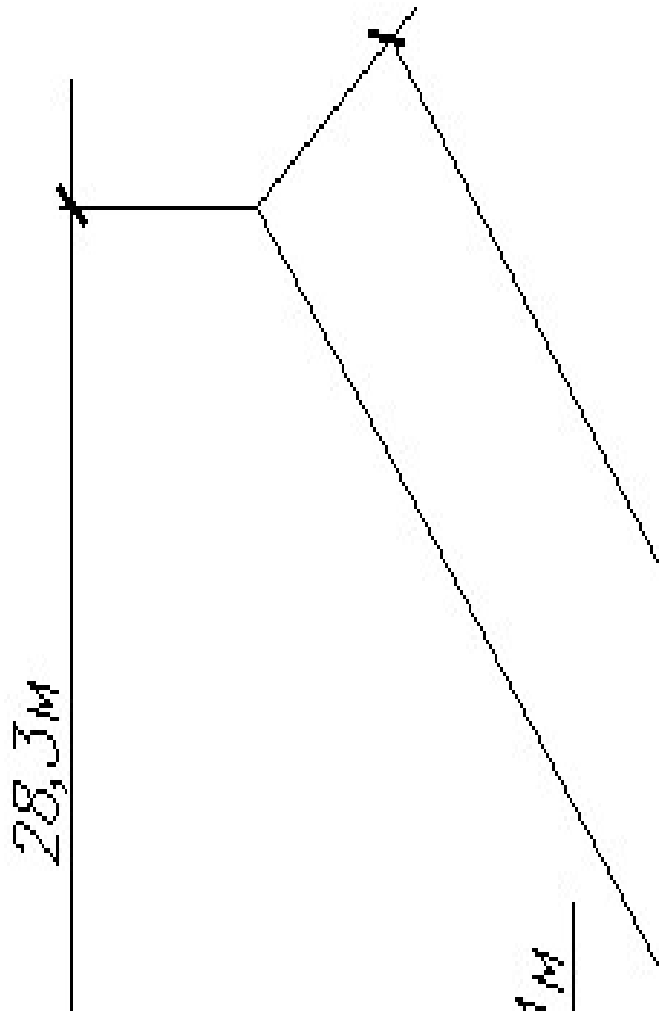


Рисунок — 4.1 Графічний спосіб визначення довжини стріли без гуська.

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

5Б. 18043. ПЗ

Арк

59

4.4. Потреба та забезпечення будівництва матеріалами і ресурсами

Місцеві будівельні матеріали (щебінь, пісок, бетон) будуть отримані з місцевих підприємств. Основні будівельні матеріали доставляються автотранспортом.

Таблиця 4.2 — Відомість потреби в основних матеріалах і напівфабрикатах.

№ з/п	Найменування матеріалів, напівфабрикатів і виробів	Од. вим.	Кількість
1	товарний бетон	м ³	15,0
3	збірний залізобетон	м ³	137,0
4	арматура	т	5,6
5	металоконструкції	т	2,98
6	асфальтобетон	т	182
7	пісок	м ³	14
8	щебінь	м ³	12
10	Піщано-гравійна суміш	м ³	50
11	розчин цементний	м ³	13
12	Розчин цементно- вапняний	м ³	30
13	розчин вапняний		73,5
14	бітум	т	2,51
15	Цегла керамічна	Тис. шт.	9,5
25	віконні блоки	м ²	31,32
26	дверні блоки	м ²	48,86
27	підвіконні дошки	м ²	6,7
28	скло	м ²	51
29	замазка бітумна	кг	43
30	фарба ПВА	кг	566
31	фарба масляна	кг	37
32	водоємulsionна фарба		75
33	Грунтовка ГФ-020	кг	6
34	ганчір'я	кг	1
35	Емаль ПФ-115	кг	14
36		кг	13

72	Пластикові водостічні труби	м	120
73	Металеві скоби	кг	70

4.5. Визначення потреби в тимчасових

Розрахунок площі тимчасових складських приміщень і майданчиків

Закриті склади використовуються на будівельному майданчику для всіх об'єктів, тому їх площа була визначена на стадії ПОБ по кошторисній вартості об'єктів будівництва. Так як ПВР розробляється на основний об'єкт, то всі закриті опалювальні і неопалювальні склади розташовуються на будівельному майданчику основного об'єкту.

Визначення розмірів навісів і відкритих складських площадок на стадії ПВР виконуються на основі знання про обсяги матеріалів, деталей і конструкцій, котрі повинні зберігатися на цих складах. Запас матеріалів, деталей і конструкцій залежить від прийнятих технологій робіт, обсягів витрат на виробництво за одиницю часу і умов постачання.

Для визначення розмірів складів необхідно визначити по календарному графіку період з найбільшими витратами будівельних матеріалів, деталей та конструкцій. За такий період приймаємо місячний інтервал часу. На визначений період складається перелік робіт та обсягів матеріалів і конструкцій необхідних для їх виконання на визначений період. Розрахунок запасу матеріалів виконується по формулі:

$$Q_{\text{он}} = \frac{Q}{T} K_1 \cdot K_2$$

де $Q_{\text{он}}$ - денна витрата матеріалів;

Q - загальна потреба у матеріалах;

K_1 - коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів;

K_2 - коефіцієнт нерівномірності витрат матеріалів.

Розрахункова площа складів визначається за формулою:

									Арк
									62
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата	5Б. 18043. ПЗ				

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

Де S - нормативна площа складу на одиницю виміру з розрахунком прорізів;

F - корисна площа складу без проходу;

α - коеф., який враховує проходи і характеризує відношення корисної площі до загальної.

Розрахунок площі інвентарних споруд санітарно-побутового і адміністративного призначення.

Площі інвентарних приміщень розраховують на основі розрахункової чисельності по графіку руху робочих. За розрахункову чисельність робочих P_p приймається кількість робочих між максимальним значенням P_{max} і середнім значенням $P_{ср.}$, котре має найбільшу зайнятість у часі на графіку руху робочих після його оптимізації.

Таблиця 4.5. Розрахунок кількості робітників і робочих для будівництва комплексу

№	Категорії робітників	всього		1 зміна				2 зміна			
		%	кільк	%	кільк	У т.ч.		%	кільк	У т.ч.	
						Чол 70%	Жін 30%			Чол 70%	Жін 30%
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Робітники	83.9	15	70	11	7	4	30	4	3	1
2	Інженерно-технічні робітники (ІТР)	11	2	80	1	1	0	20	1	1	0
3	Службовці	3.6	1	80	1	1	0	20	0	0	0
4	Молодший обслуговуючий персонал (МОП) і охорона	1.5	1	70	1	0	1	30	0	0	0
	Всього	100	19	—	14	9	5	—	5	4	1

Площі інвентарних споруд визначається за формулою:

$$S_{сп} = \frac{S_H \cdot P}{n}$$

$S_{СП}$ - нормативний показник площі споруди;

P - кількість робітників, які користуються спорудою;

n - кількість людей, на які приходить нормативний показник.

Відомість інвентарних споруд санітарно-побутового і адміністративного призначення.

Таблиця 4.6

№	Найменування приміщення	Норма праці на 1 прац., м ²	Розрахунок чисельності працівників	Розрахунок площі, м ²	Прийняті приміщення				
					№ ТП	Розмір, м	Корисна площа, м ²	Кільк.	Заг. площа
1	Контора	4	3	12	КМ	6*2,7	16,2	1	16,2
2	Диспетчерська	7	2	14	КМ	6*2,7	16,2	1	16,2
3	Сторожева								
4	Гардеробська								
	-чоловіча	0,8	10	8	КМ	6*2,7	16,2	1	16,2
	-жіноча	0,8	5	4	КМ	6*2,7	16,2	1	16,2
5	Душова та вмивальня								
	-чоловіча	0,82	7	5,74	КМ	6*2,7	16,2	1	16,2
	-жіноча	0,82	4	3,68	КМ	6*2,7	16,2	1	16,2
7	Вбиральня								
	-чоловіча	0,14	9	1,26	ДК	1,5*3	4,5	2	9
	-жіноча	0,14	5	0,7					
8	Приміщення для прийому їжі і відпочинку	1	14	14	КМ	6*2,7	16,2	1	16,2
Всього									122,4

Розрахунок потреби в складах на будівельному майданчику

В найбільш матеріаловитратний період будівництва, що триває з 53-тього по 86-ий день, виконуються такі роботи:

Монтаж плит перекриття та покриття 8 днів

Цегляна кладка 3 дні

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		64

Монтаж стінових панелей

21 день

Влаштування перегородок

21 день

Улаштування сходів

3 днів

Використовуючи відомість потреб в матеріалах складаємо вихідні дані для визначення необхідних площ складів:

Таблиця 4.7 – Вихідні дані для визначення потреб у складських площах

№ п/п	Найменування виробів, матеріалів	Потреба на розрахунковий період					Тривалість процесу, t , днів	Нормативний срок запаса, t_n , днів
		в натураль-ному вимірі		формула перерахунку	в розрахункових одиницях			
		Од. вим	Кіл-ть		Од. вим	Кіл-ть		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	З/б плити	шт	172	$0,22*6*1,5*172$	м ³	341	8	3
2	Панелі	шт	132	$0,3*1101,6$	м ³	331	21	6
3	Гіпсобет.блок	шт	1648		м ³	165	17	5
4	Цегла	тис. шт	11,6		тис. шт.	11,6	4	1
5	Сходові марші	шт	4	$1,5*4,5*0,3*4$	м ³	81	3	1

Необхідно визначити такі розрахункові параметри:

денний запас матеріалів:

$$Q_{дн} = \frac{Q}{t} K_1 K_2,$$

е: Q - кількість матеріалу, який використовується за розрахунковий період;

t - тривалість виконання процесу за графіком;

K₁ - коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів, приймається

$$K_1 = 1,1;$$

									Арк
									65
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата					

5Б. 18043. ПЗ

K_2 - коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів, приймається $K_2 = 1,3$.

Необхідний запас матеріалів, конструкцій, виробів:

$$P = Q_{\text{дн}} t_n,$$

де: t_n - нормативний термін запасу матеріалів у днях.

Корисна площа складів:

$$S_k = \frac{P}{q},$$

де: q - норма укладання будівельних матеріалів, деталей, конструкцій на 1 м^2 площі складу

Розрахункова площа складу, що включає проходи і проїзди

$$S = \frac{S_k}{\alpha},$$

де: α - коефіцієнт, що враховує проходи і проїзди. Приймається:

- для закритих опалювальних складів – 0,6 – 0,7;
- для неопалювальних складів – 0,5 – 0,7;
- для навісів – 0,5 – 0,6;
- для відкритих складів – 0,5 – 0,7.

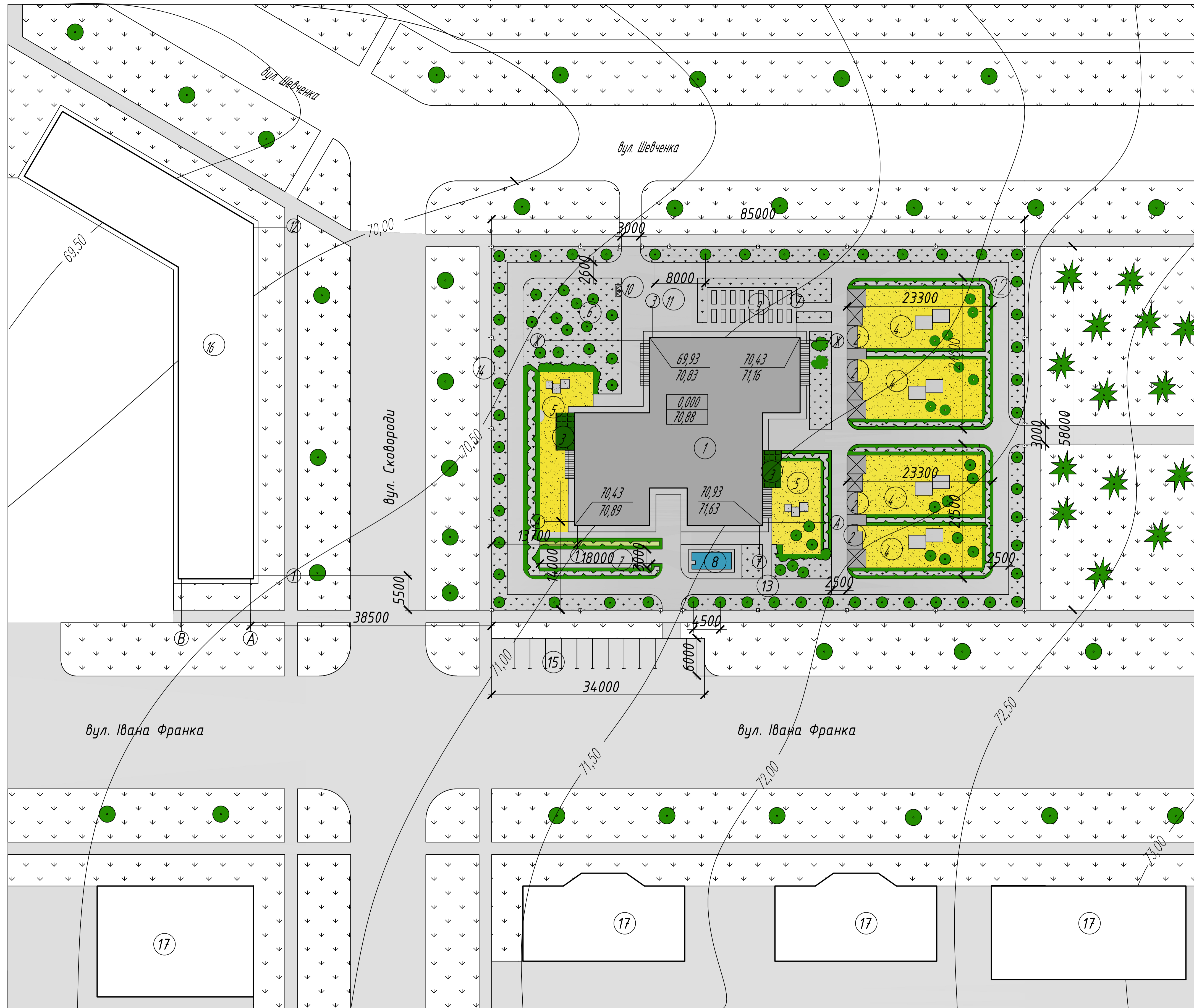
Таблиця 4.8 – Відомість потреби в основних типах складів

№ п/п	Найменування складу	Необхідна площа, м^2
1	2	3
1	Відкриті склади	579,3
2	Закриті неопалювальні склади	49,6
	Разом:	628,9

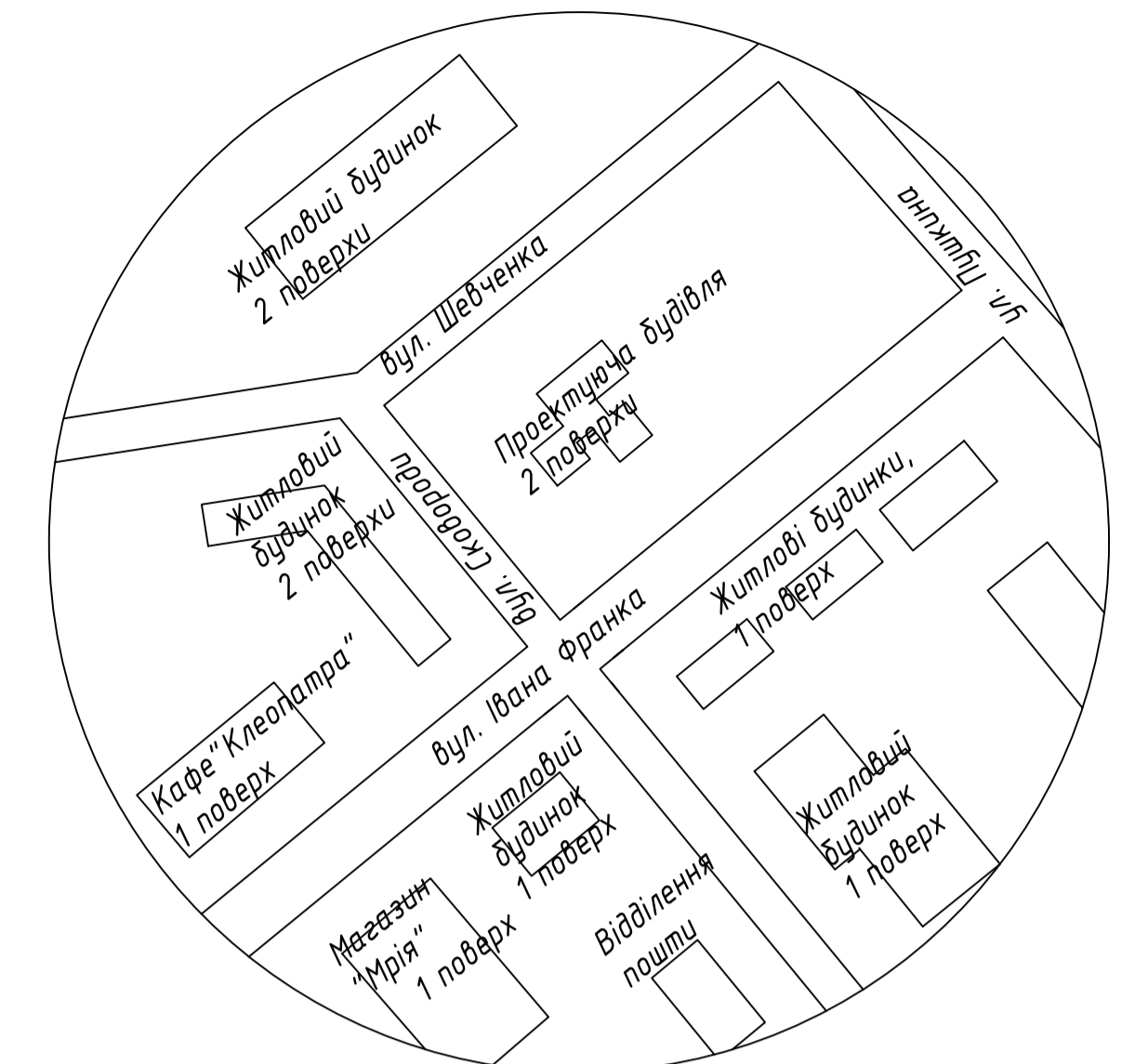
34. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винників, М.Л. Зоценко, О.О. Петраков, В.Г. Шаповал, С.В. Біда. – Дніпропетровськ: «Пороги» – 2012. – 196 с.
35. ДБН В.1.2-11: 2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до будівель і споруд. Економія енергії.
36. ДСТУ Б А.2.2-8:2010 Проектування. Розділ "Енергоефективність" у складі проектної документації об'єктів
37. ДБН Б.2.2-12:2019 Планування та забудова територій. К.: Мінрегіон України, 2019. – 185 с.
38. ДСТУ Б В.2.6-189:2013 Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель – К.: Мінрегіон України, 2014. – 50 с.
39. ДБН В.2.6.-14-95. Конструкції будинків і споруд. Покриття будинків і споруд.-К.:1998.
40. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція будівель – К.: Мінрегіон України, 2016. – 30 с.

					5Б. 18043. ПЗ	Арк
						70
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Генеральний план



Ситуаційний план



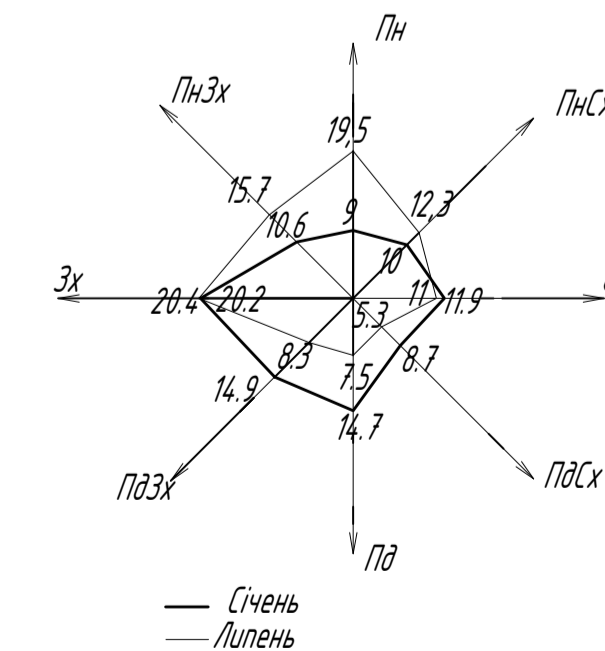
Техніко-економічні показники

N	Назва	Одін. вк.	Кількість
1	Площа ділянки	га	0,493
2	Площа забудови	м ²	858
3	Площа покриття	м ²	598,7
4	Площа озеленення	м ²	836
5	% забудови	%	30

Есплікація будівель і споруд

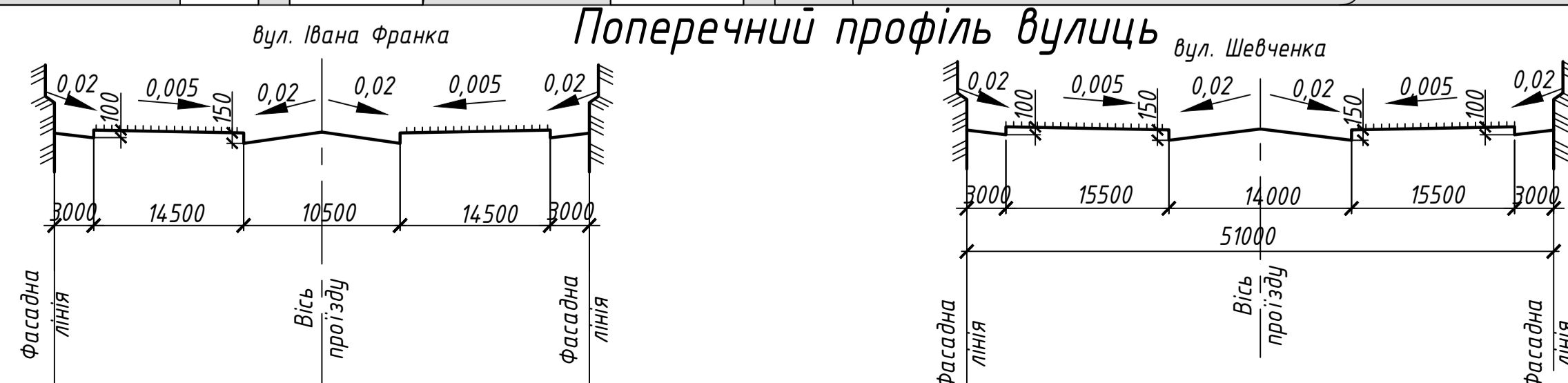
№ по зм.п.	Назва будівлі (споруди)	Примітка
1	Дитячий сад-ясла в с.Оболонь	Проектує
2	Тіньовий навіс дошкільної групи	Проектує
3	Тіньовий навіс яселної групи	Проектує
4	Группова площадка дітей дошкіль. віку	Проектує
5	Группова площадка дітей яселн. віку	Проектує
6	Сад	Проектує
7	Фізкультурна площадка	Проектує
8	Басейн	Проектує
9	Огород ягідник	Проектує
10	Баки для сміття	Проектує
11	Госпдвір	Проектує
12	Кільцева дорожка	Проектує
13	Доріжки, площадки	Проектує
14	Огорожа ділянки	Проектує
15	Автостоянка	Проектує
16	Двоповерховий житловий будинок	Існуюча
17	Одноповерховий житловий будинок	Існуюча

Середня швидкість вітру, м/с Умовні позначення



Умовне позначення	Назва
	Кустарник групової посадки
	Кустарник рядової посадки
	Газон
	Пісок

Поперечний профіль вулиць

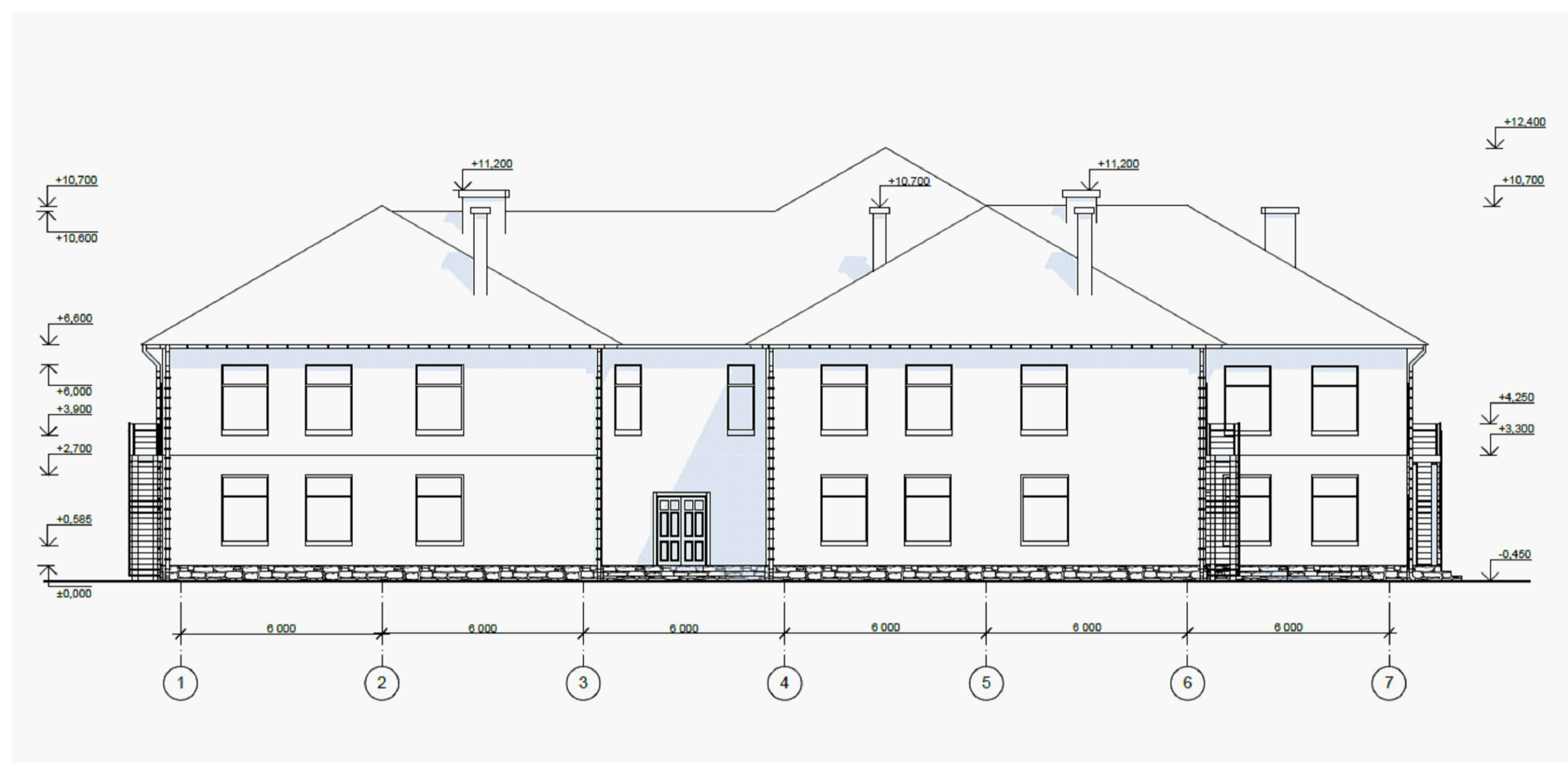


Умовні позначення

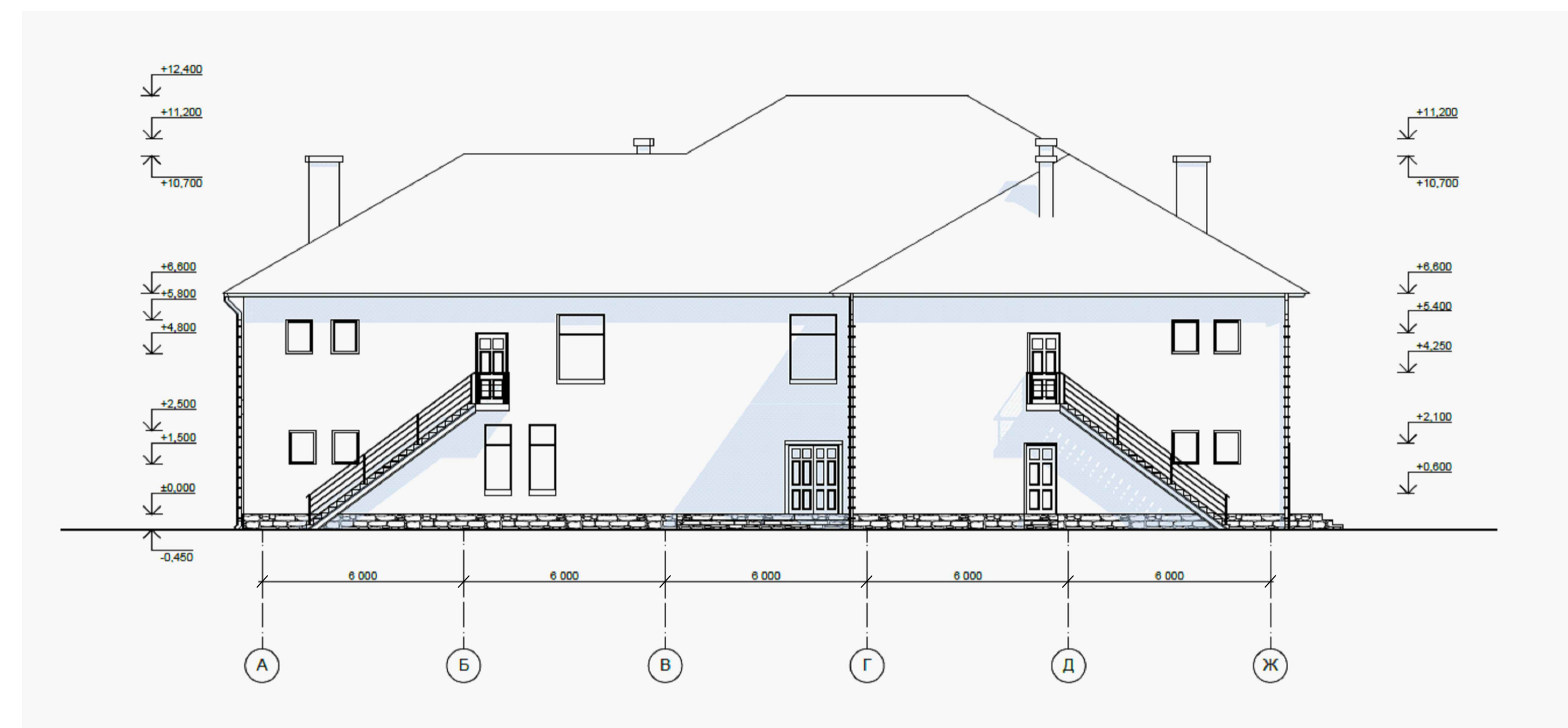
Умовне позначення	Назва
	Дерево листяне
	Дерево хвойне
	Металева огорожа

5БП 18043 НП					
Дитячий ясла-садок у смт. Диканька Полтавської області					
Зм.	Кіл.	Арх.	Лак.	Підпис	Дата
Розробив	Ярвний В.Г.				
Керувник	Зигун А.Ю.	Архітектурно-будівельний розділ			Стадія
				ДП	Архкуш
				1	8
Генеральний план					НУ "Полтавська політехніка імені Ю.Кондратюка" Кафедра Б та ЦІ
Н.контр.	Семко О.В.				
Зав.каф.	Семко О.В.				

Фасад 1-7



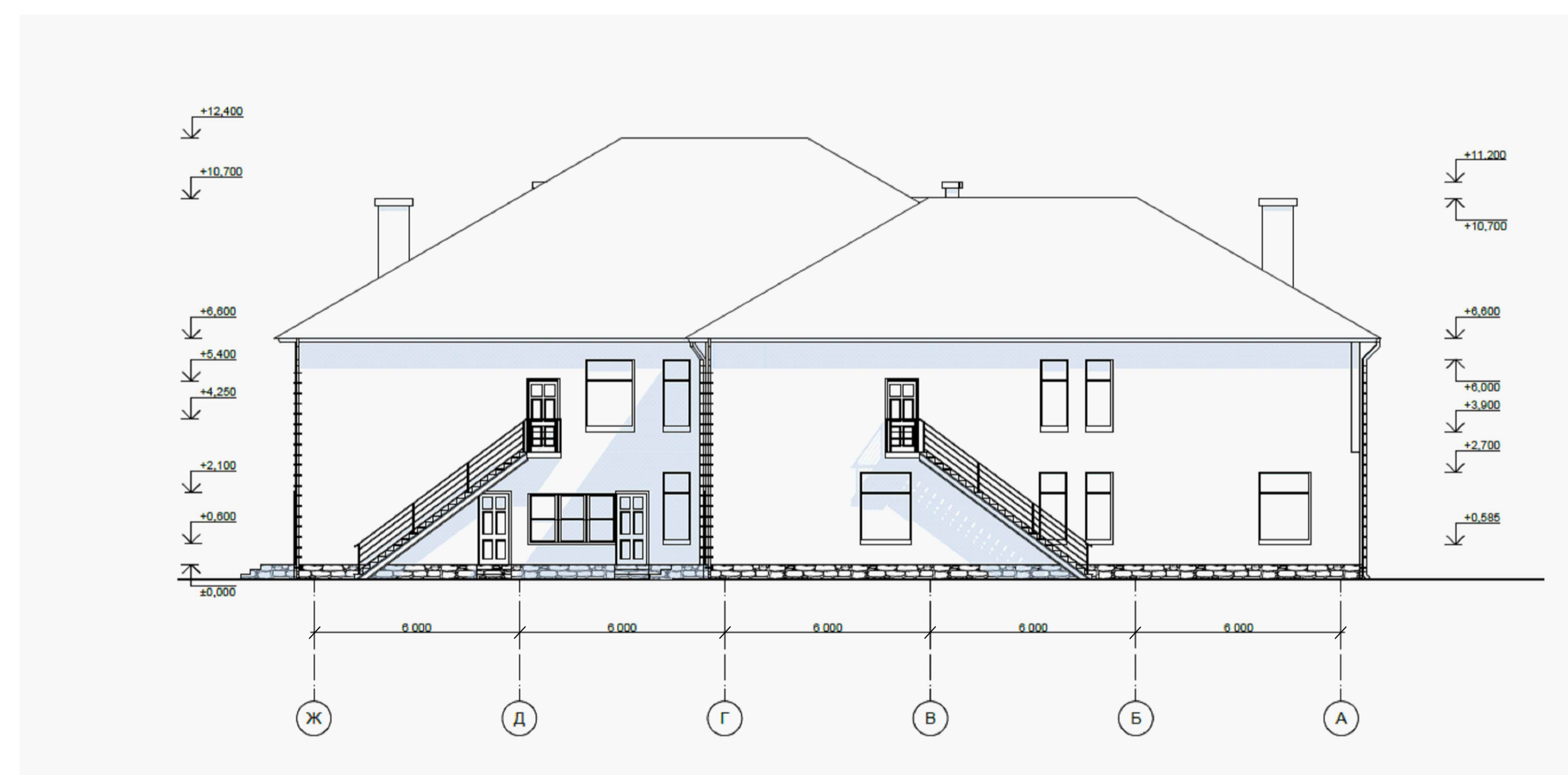
Фасад А-Ж



Фасад 7-1

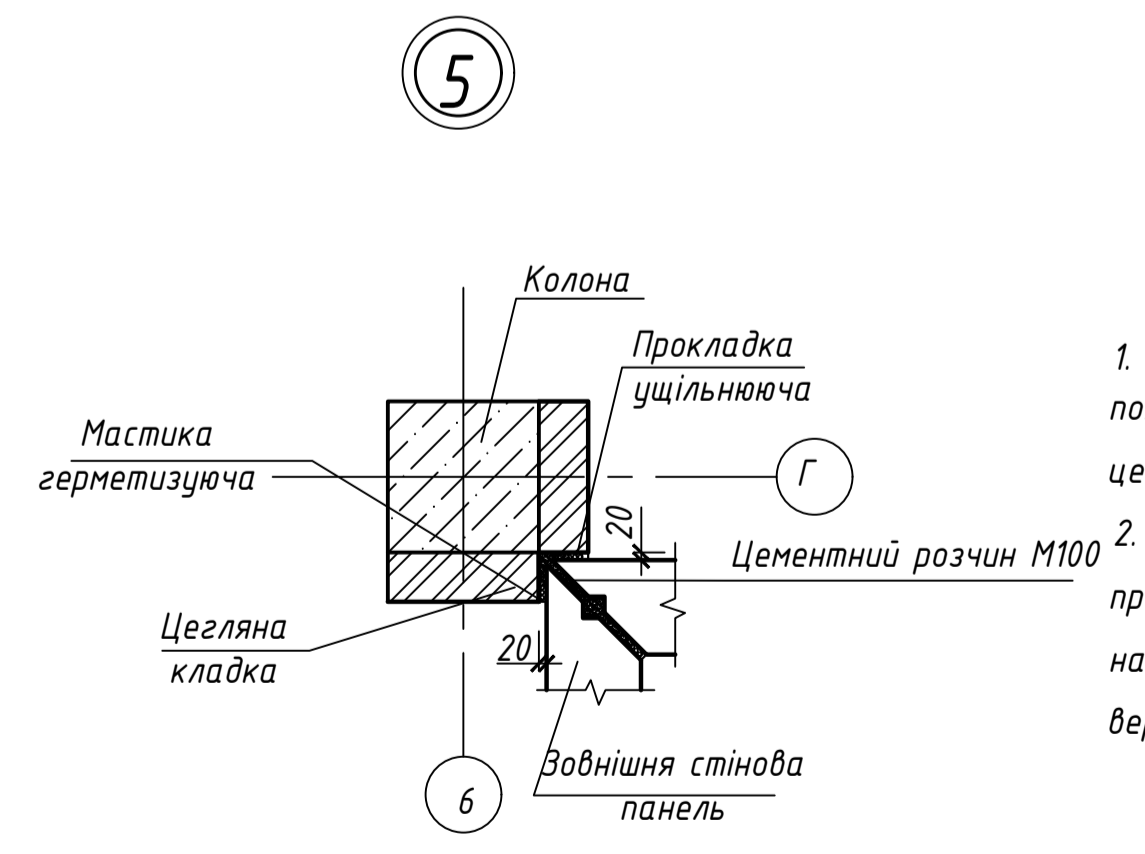
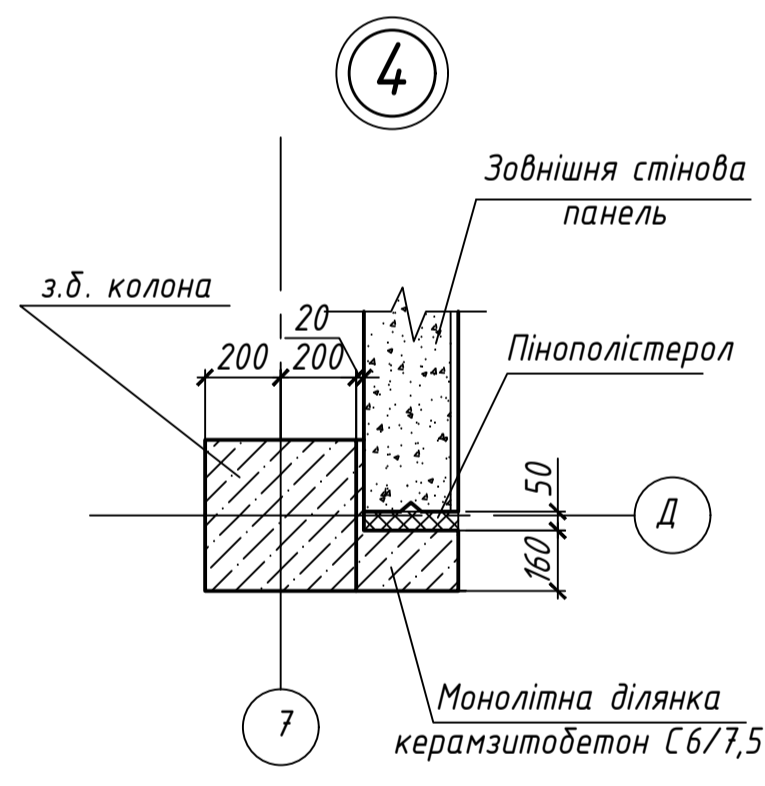
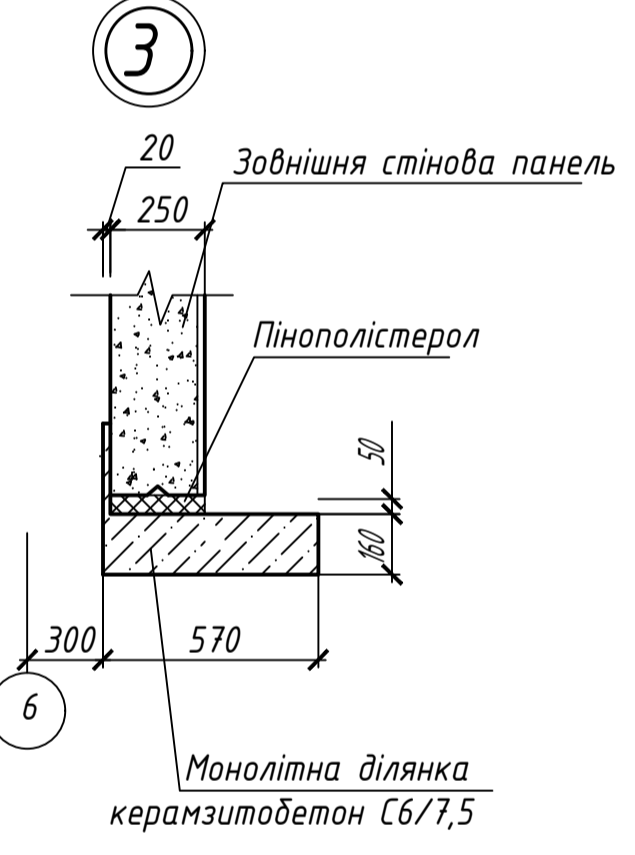
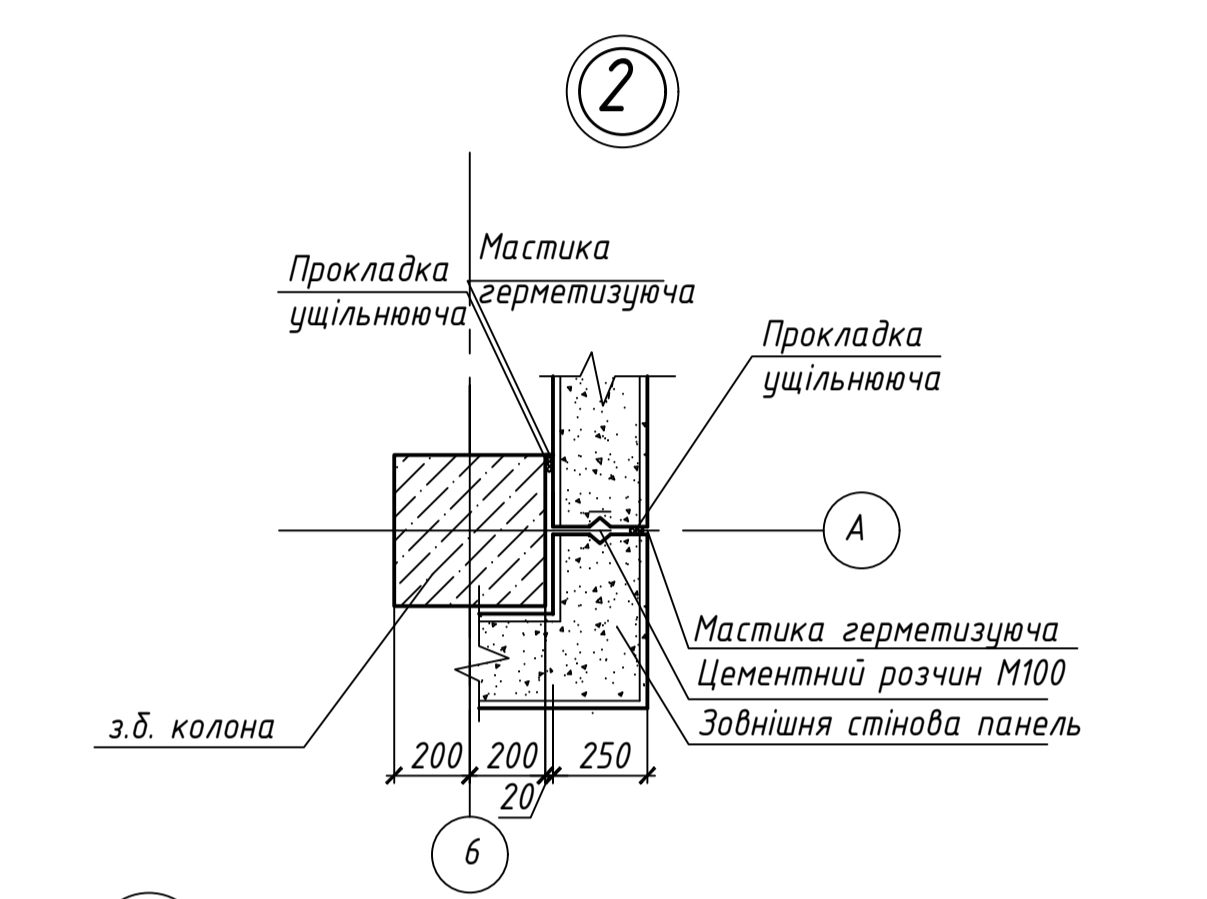
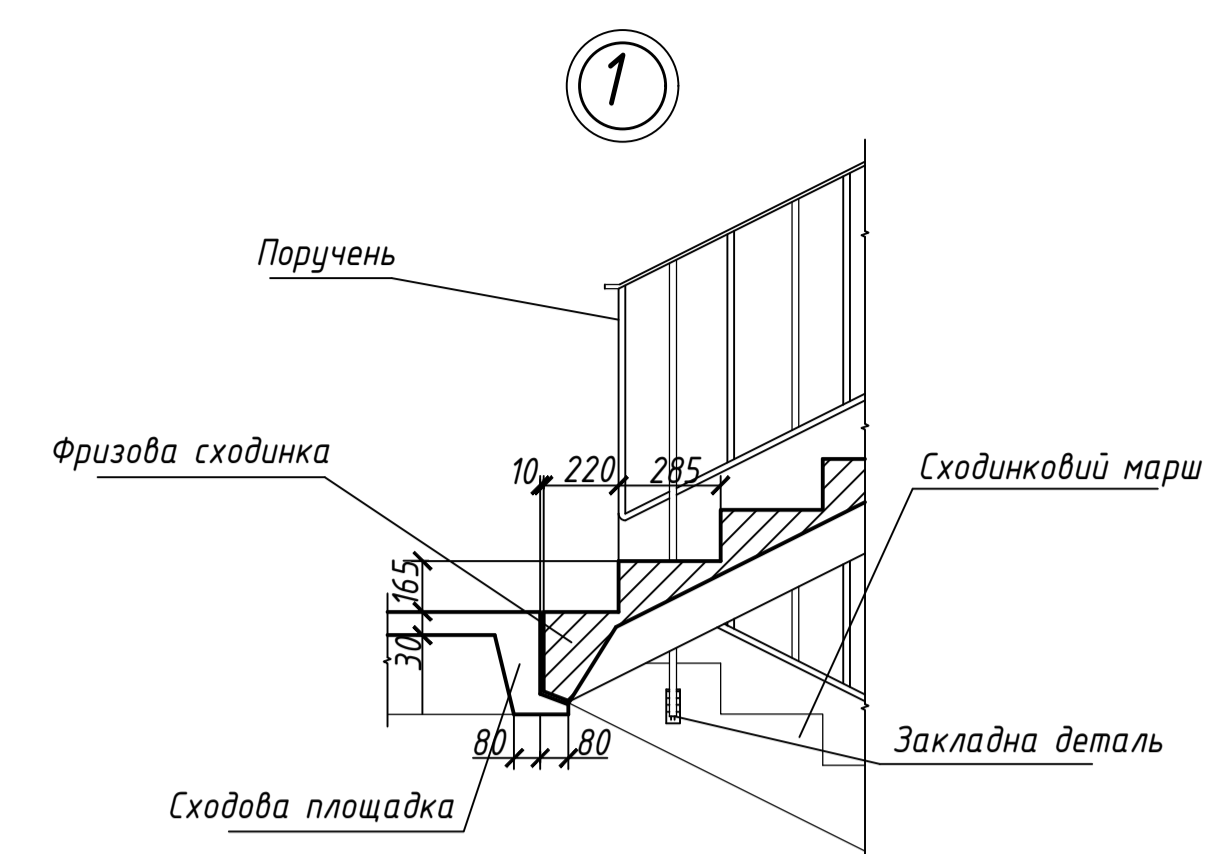
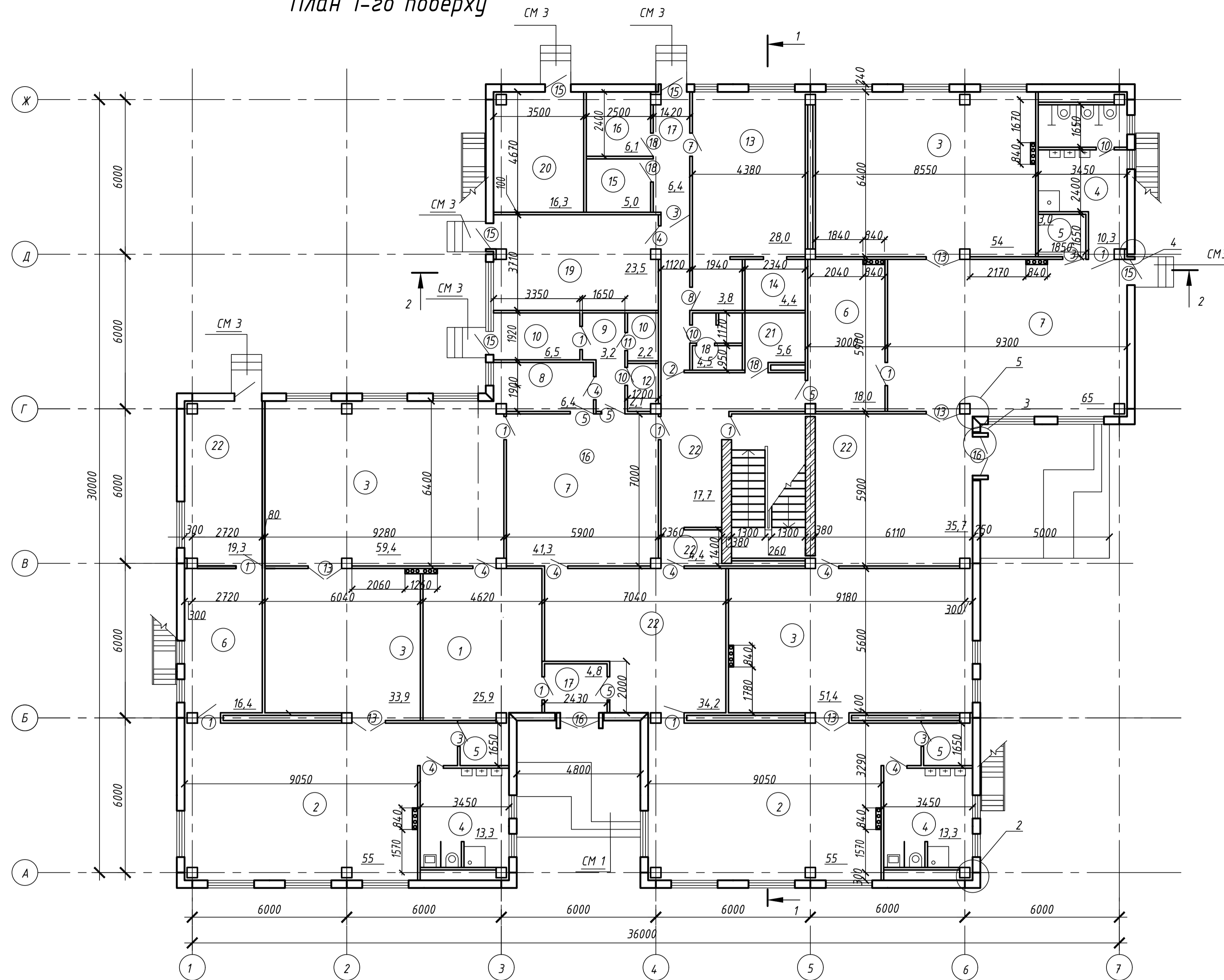


Фасад Ж-А

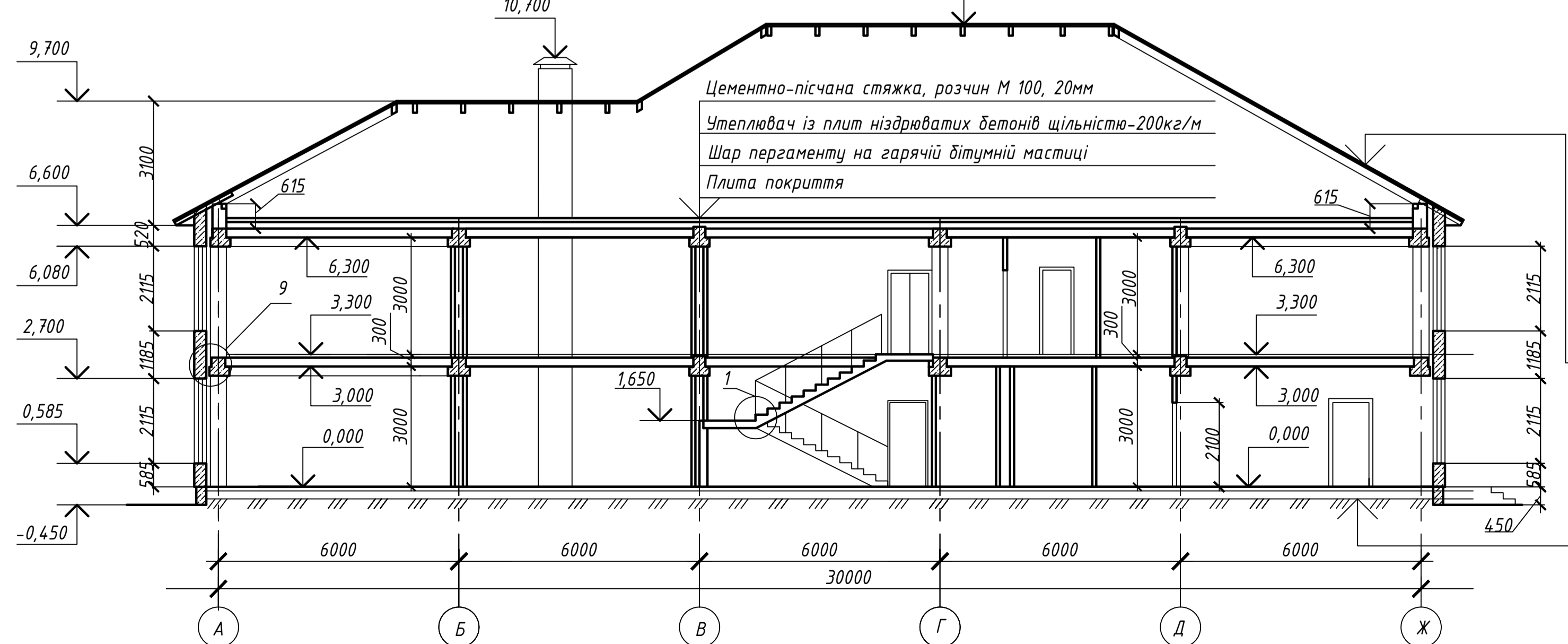


						5БП 18043 НП			
						Дитячий ясла-садок у смт. Диканька Полтавської області			
Зм.	Кіл.	Арк.	Лок.	Підпис.	Дата.	Архітектурно-будівельний розділ	Стадія	Аркшв.	Аркшв.
Розробив	Ярвний В.Г.						ДП	2	8
Керував	Зигун А.Ю.								
						Фасади			
						НУ "Полтавська політехніка імені Ю.Кондратюка" Кафедра Б та ЦІ			
						Зав.каф. Семко О.В.			

План 1-го поверху



Переріз 1-1



- Металочерепиця, 0,5 мм
- Одвірешітка 50x50, крок 35мм
- Контрлати 50x50
- Дошлатий настил, 30 мм
- Вітрогідроізоляція
- Крокви 200x100, крок 1200мм

- Покриття-лінолеум полівінілхлоридний на тканинній основі
- Багатошарова деревно-стружкова плита 19мм
- Цементно-пісчана стяжка М-100 50мм
- Керамзитовий ґравій 200мм
- Ґрунт основи утрамбований

Есплікація приміщень

Номер за планом	Назва	Площа м²
1	Приймальня	25,9
2	Ігрова	110
3	Спальня	198,7
4	Туалет	4,2,6
5	Буфет	9,0
6	Раздягальня	34,4
7	Групова	106,3
8	Медична кімната	6,4
9	Приймальня ізолятора	3,2
10	Палата	6,5
11	Туалет ізолятора	2,2
12	Приміщення для приготування дезінфікуючих засобів	2,1
13	Кухня з роздаванням, заготівельний цех	28,0
14	Приміщення мийки кухонного посуду	4,4
15	Кладова сухих овочів	5,0
16	Кладова овочів	6,1
17	Тамбур	4,8
18	Умивальня персоналу, душова	4,5
19	Пранча, прасувальна	23,5
20	Технічне приміщення	16,3
21	Електрощитова	5,6
22	Коридор, тамбур	55

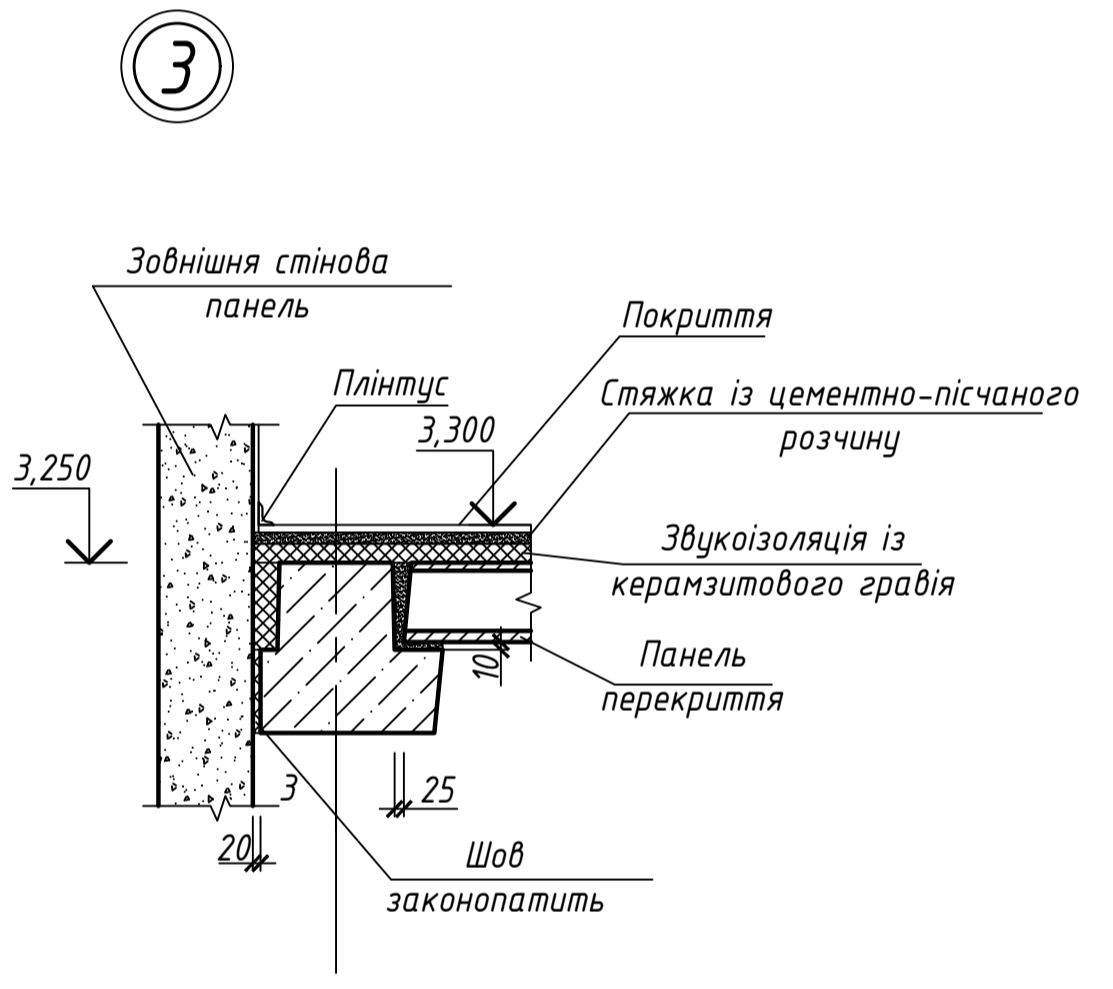
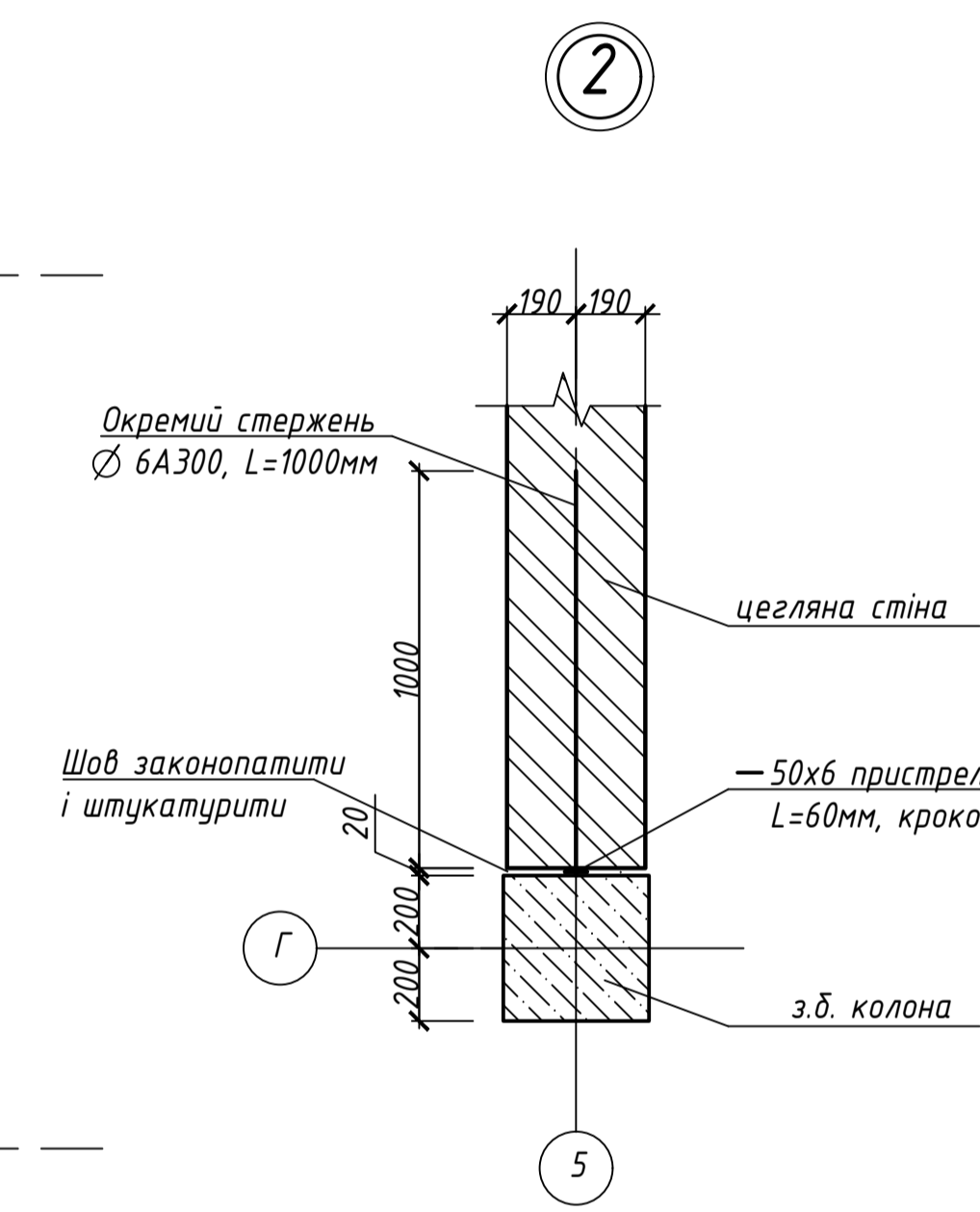
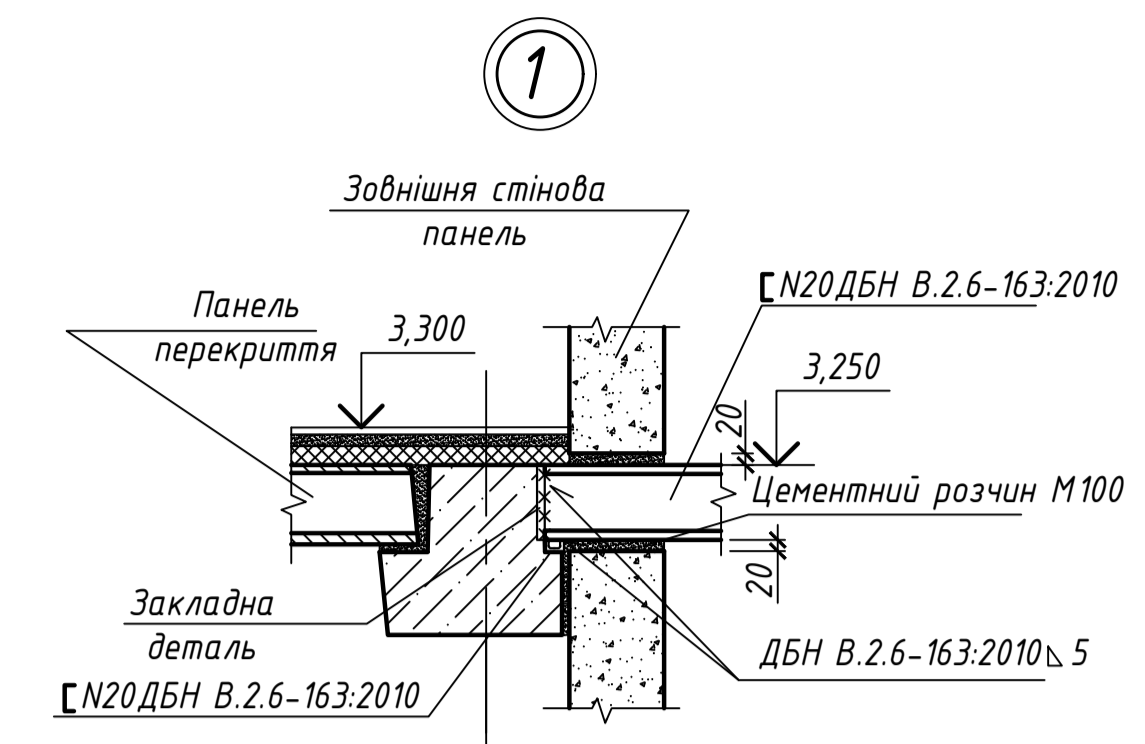
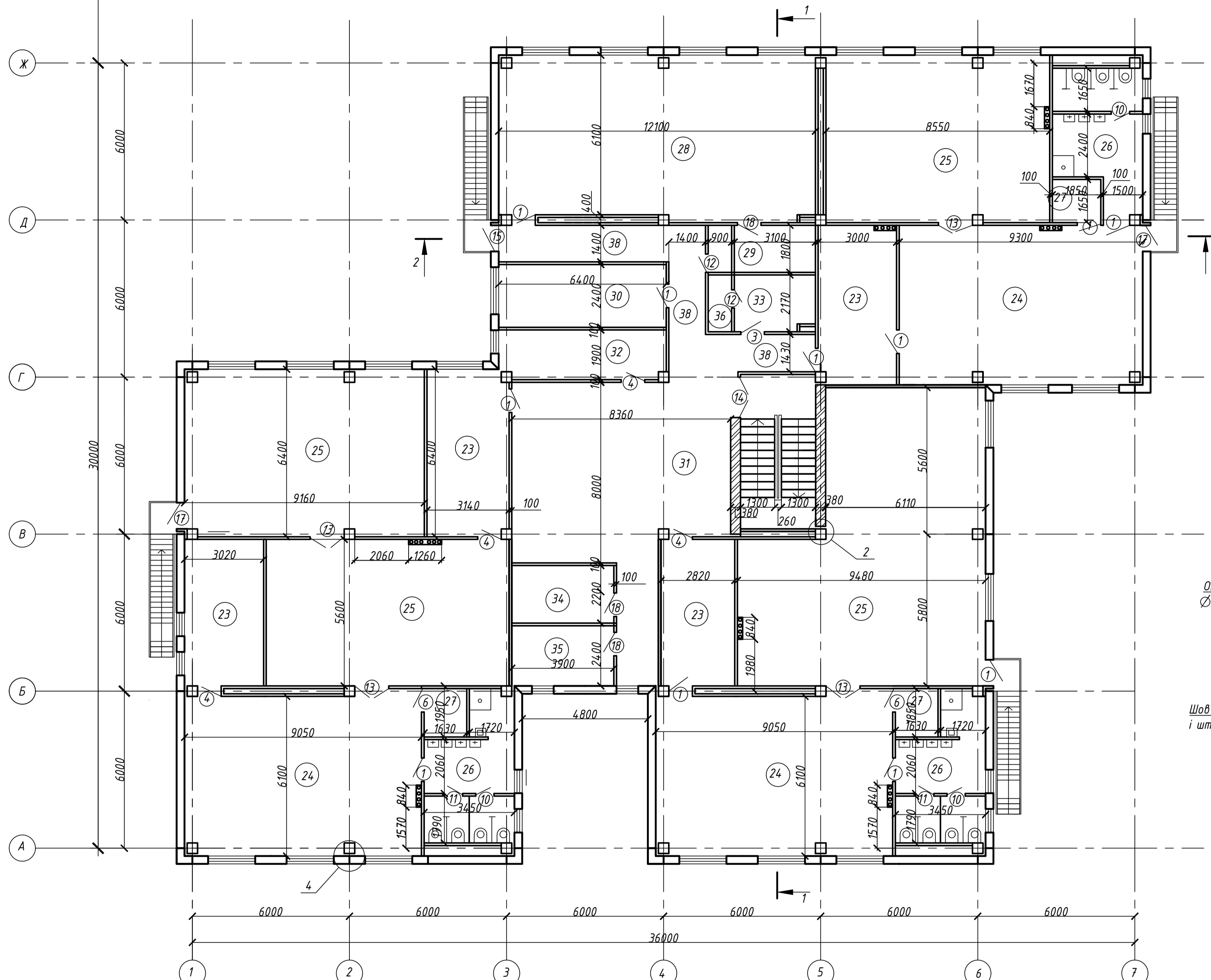
Примітки:

- Стіни цегляні виконуються II категорії з повнотілої цегли марки не нижче 75 на змішаних цементних розчинах марки не нижче 50.
- Цегляна кладка армується сіткою із арматурної проволки Вр-І діаметром 4мм, з кроком 100мм в двох напрямках. Сітка укладається з кроком 675мм по вертикалі.

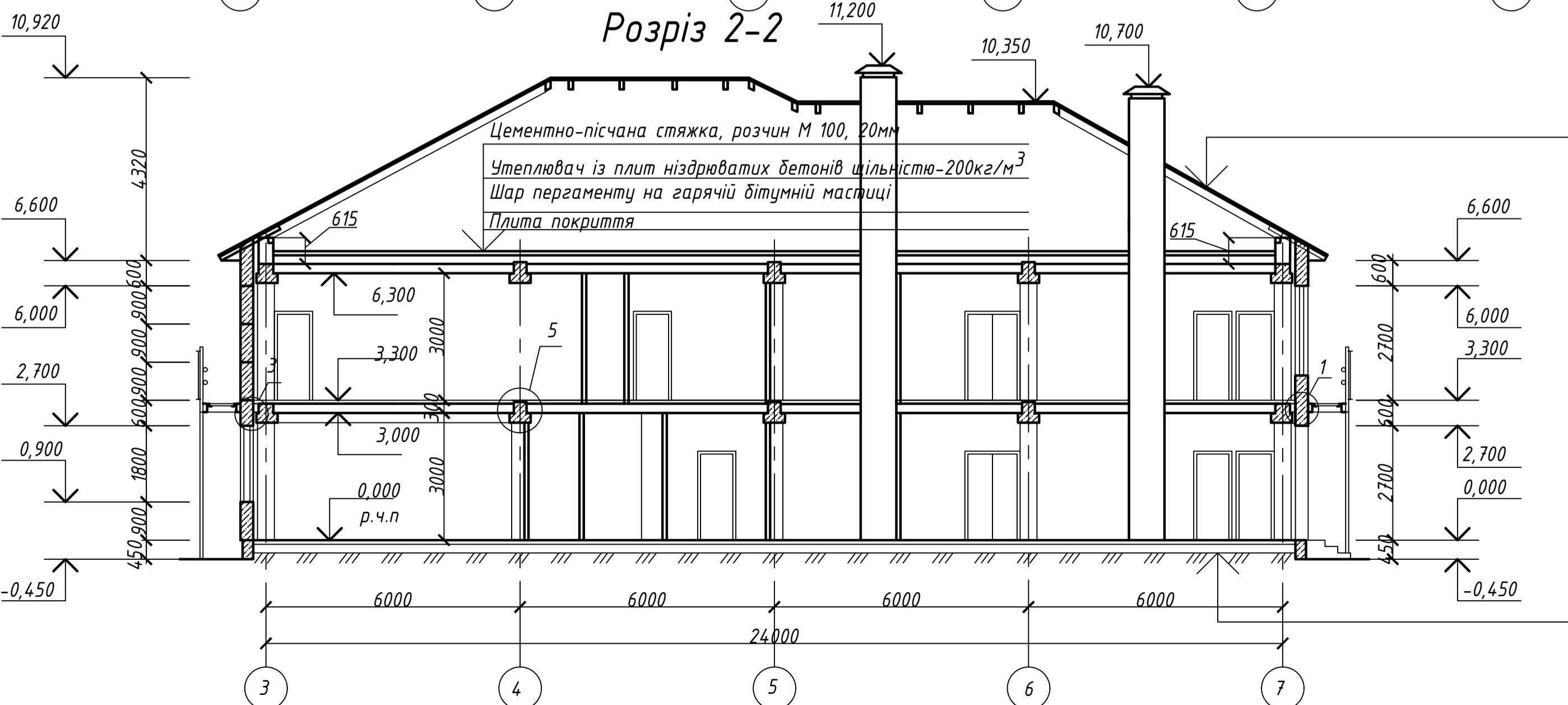
5БП 18043 НП					Дитячий ясла-садок у смт. Диканька Полтавської області				
Зм.	Кіл.	Арк.	Лак.	Підпис	Дата	Стадія	Архив	Архувів	
Розробив	Ярловий В.Г.					Архітектурно-будівельний розділ	ДП	3	8
Керівник	Зигун А.Ю.								
Консульт.									
Консульт.	Семко О.В.					Переріз 1-1, План 1-го поверху			НУ "Полтавська політехніка імені Ю.Кондратюка"
Зав.каф.	Семко О.В.					Вузели			Кафедра Б та ЦІ

План 2-го поверху

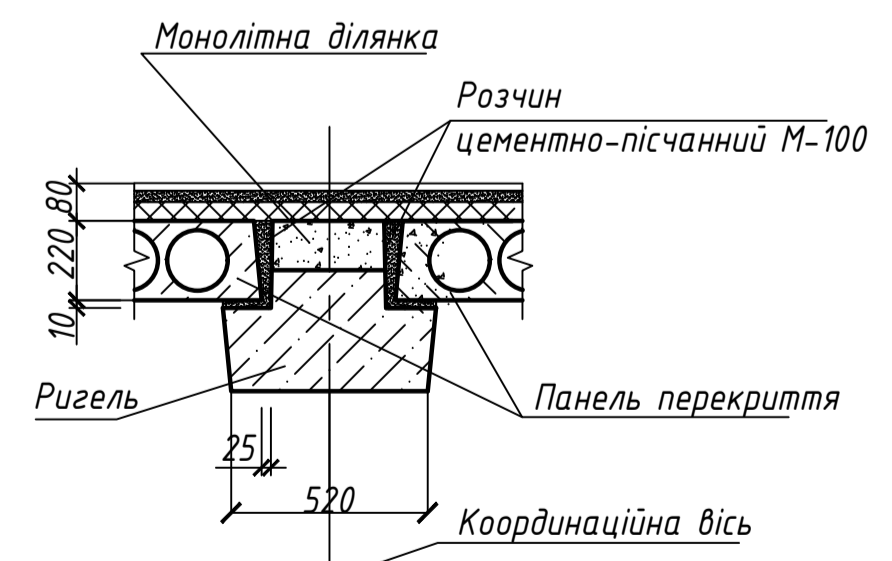
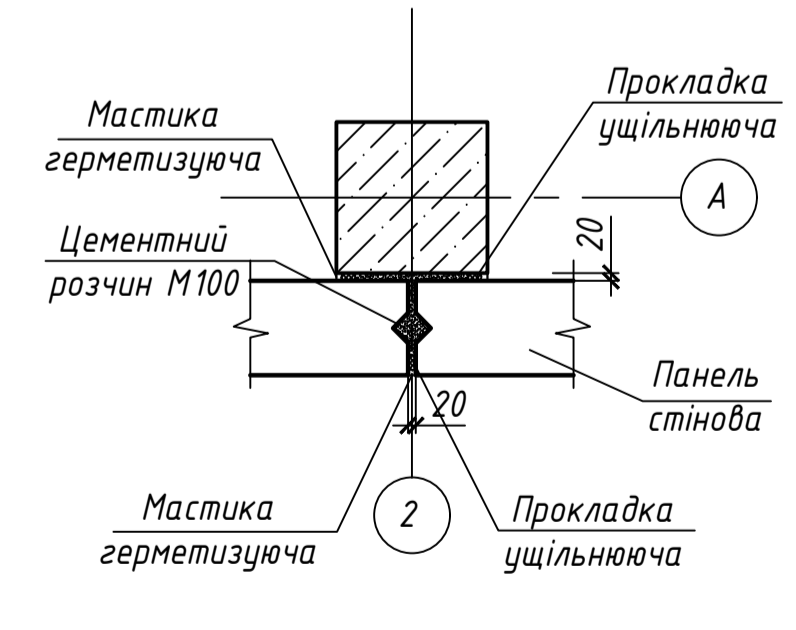
Есплікація приміщень



Розріз 2-2



Металочерепиця, 0,5 мм
Обрешітка 50x50, крок 35мм
Контрплати 50x50
Дощатий настил, 300 мм
Вітрогідроізоляція
Крокви 200x100, крок 1200мм



Покриття-лінолеум полівінілхлоридний на тканинній основі
Багатошарова деревно-стружкова плита 19мм
Цементно-піщана стяжка М-100 50мм
Керамзитовий ґравій 200мм
Ґрунт основи утрамбований

Номер за планом	Назва	Площа м²
23	Роздягальня	54,5
24	Групова	166,6
25	Спальня	164,1
26	Туалет	48,1
27	Буфет	9,0
28	Зал для музичних і гімнастичних занять	73,8
29	Кладова для зберігання фізкультурного інвентаря	5,8
30	Методичний кабінет	15,2
31	Хол	31,5
32	Кабінет завідуючого	12,1
33	Кімната персоналу	8,3
34	Господарська кладова	8,5
35	Кладова чистої білизни	8,5
36	Душова	2,0
37	Технічне приміщення	1,6
38	Коридор	24,7

					5БП 18043 НП			
					Дитячий ясла-садок у смт. Диканька Полтавської області			
Зм.	Кіл.	Арк.	Лок.	Підпис	Дата	Стадія	Аркуш	Аркушів
Розробив	Ярдовий В.Г.					ДП	4	8
Керує	Зигун А.Ю.					Архітектурно-будівельний розділ		
					План 2-го поверху, Розріз 2-2, Вузли			
					НУ "Полтавська політехніка імені Ю.Кондратюка" Кафедра Б та Ц			

Схема розміщення плит перекриття

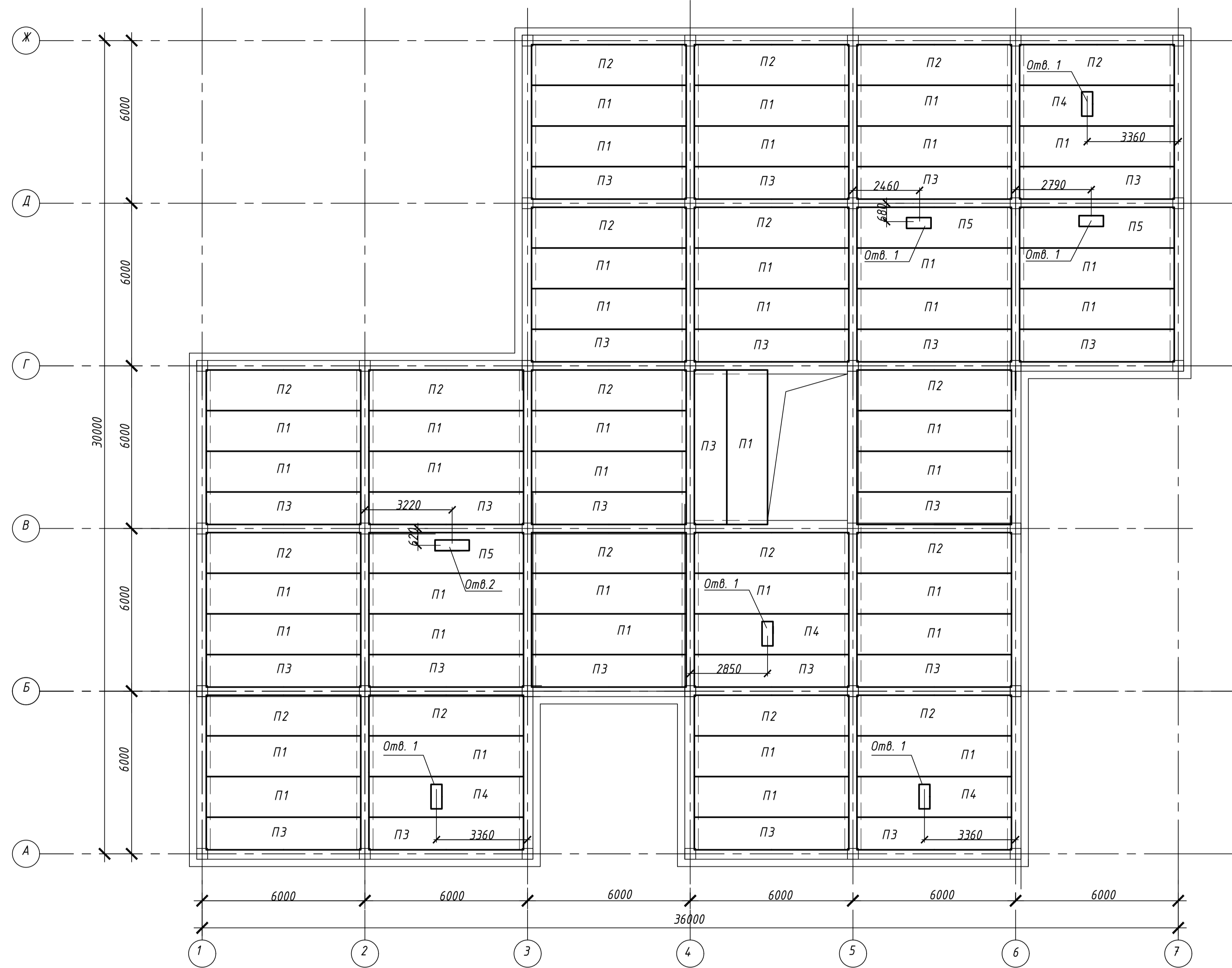
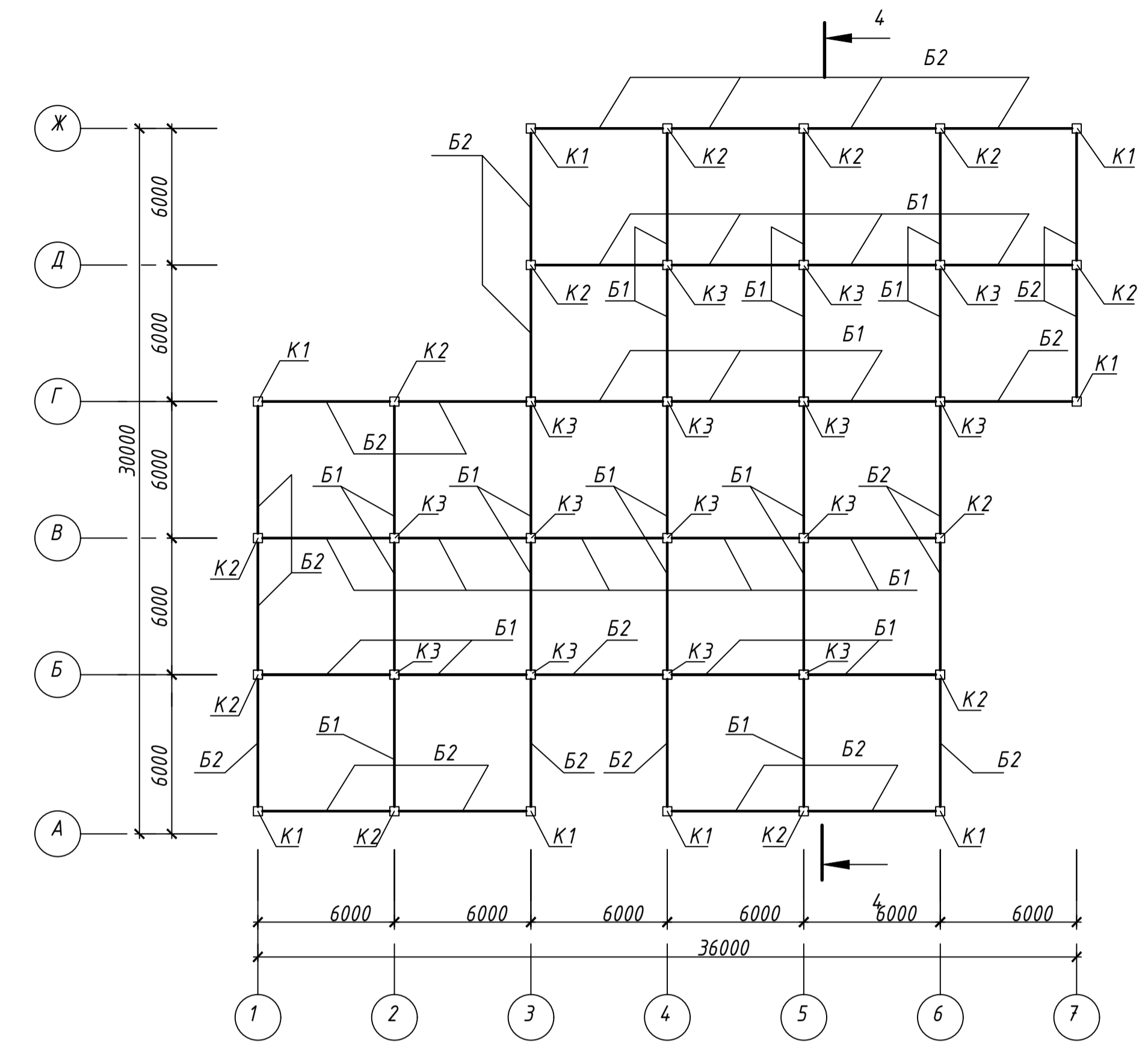
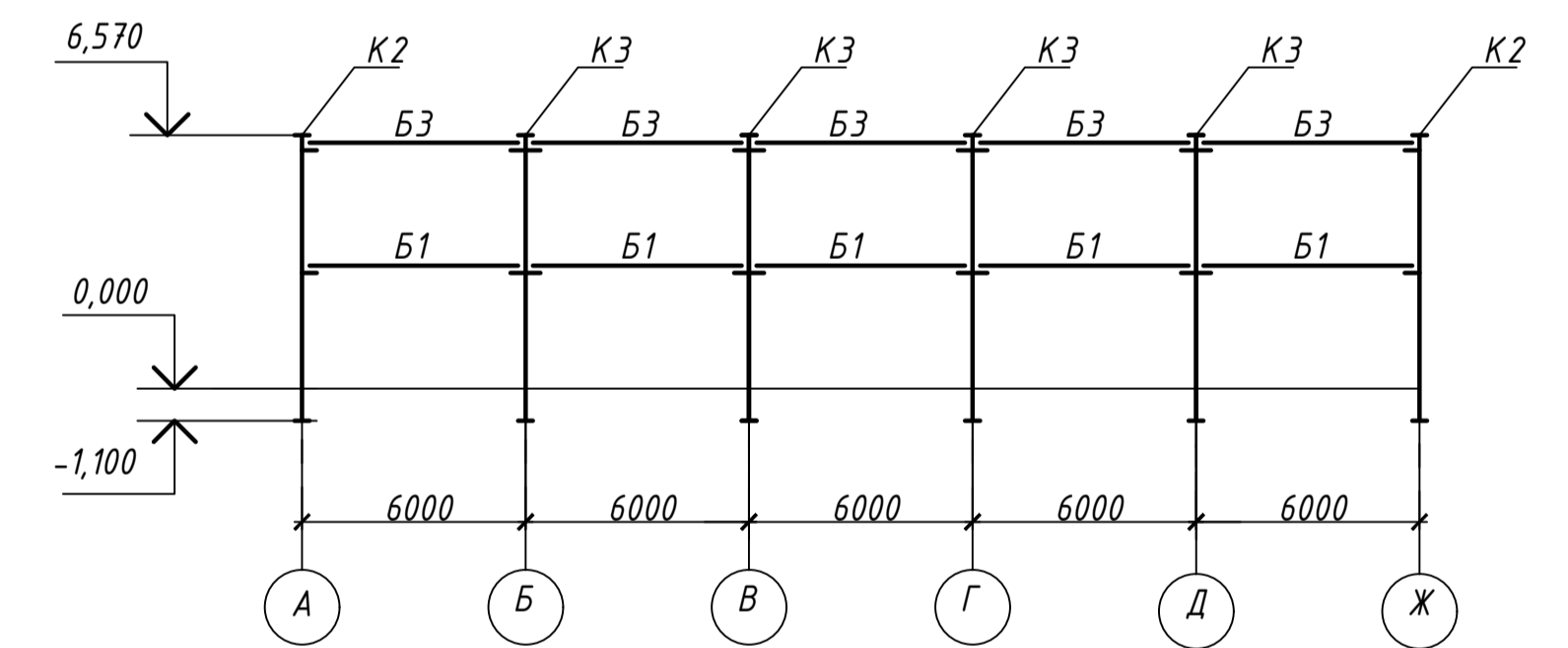


Схема розташування колон і ригелів на рівні перекриття



4-4



Специфікація плит перекриття и покриття

Марка поз.	Позначення	Назва	Кіл.	Маса од, кг	Примітка
П1	1.04.11-2.1.100 -21	ПК 56.15-8АмV	39	2600	
П2	-22	ПК 56.15-8АмV-И	18	2600	
П3	-07	ПК 56.12-8АмV-И	22	2000	
П4	-08	ПРС.56.15-8АмV	4	2890	
П5	1.300 -26	ПРС.56.15-8АмV-И	3	2450	

Експлікація отворів

Тип отв.	Розміри, мм		Відм. низу, м	Призначення
	В	Н		
1	320	880		ОВ
2	320	1260		ОВ

Специфікація збірних залізобетонних елементів

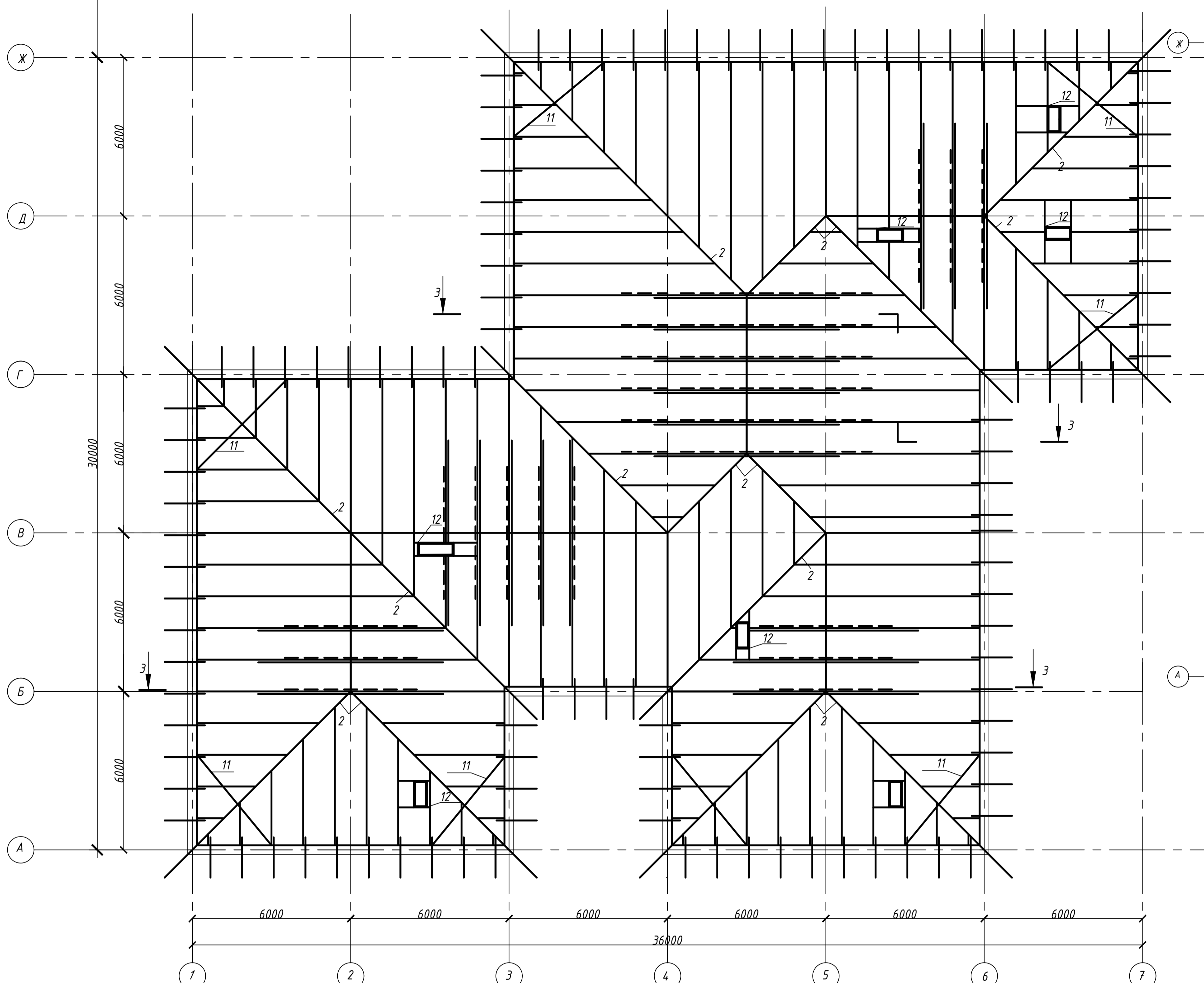
Марка поз.	Позначення	Назва	Кіл.	Маса од, кг	Примітка
		Збірні з.б. колони			
К1	1.020.1-2с 2-5 097	5КБ 33.77-2-с1	8	3067	
К2	1.020.1-2с 2-5 097	4КБ 33.77-2-с1	12	3067	
К3	1.020.1-2с 2-5 097	2КБ 33.77-2-с1	15	3067	
		Збірні з.б. ригелі			
Б1	1.020.1-2с. 3-1 05-02	1Р4-53-3-с	32	2200	
Б2	1.020.1-2с. 3-1 05-01	2Р4-53-3-с	24	2000	
Б3	1.020.1-2с. 3-1 05-02	4Р4-53-3-с	32	2200	

Примітки :

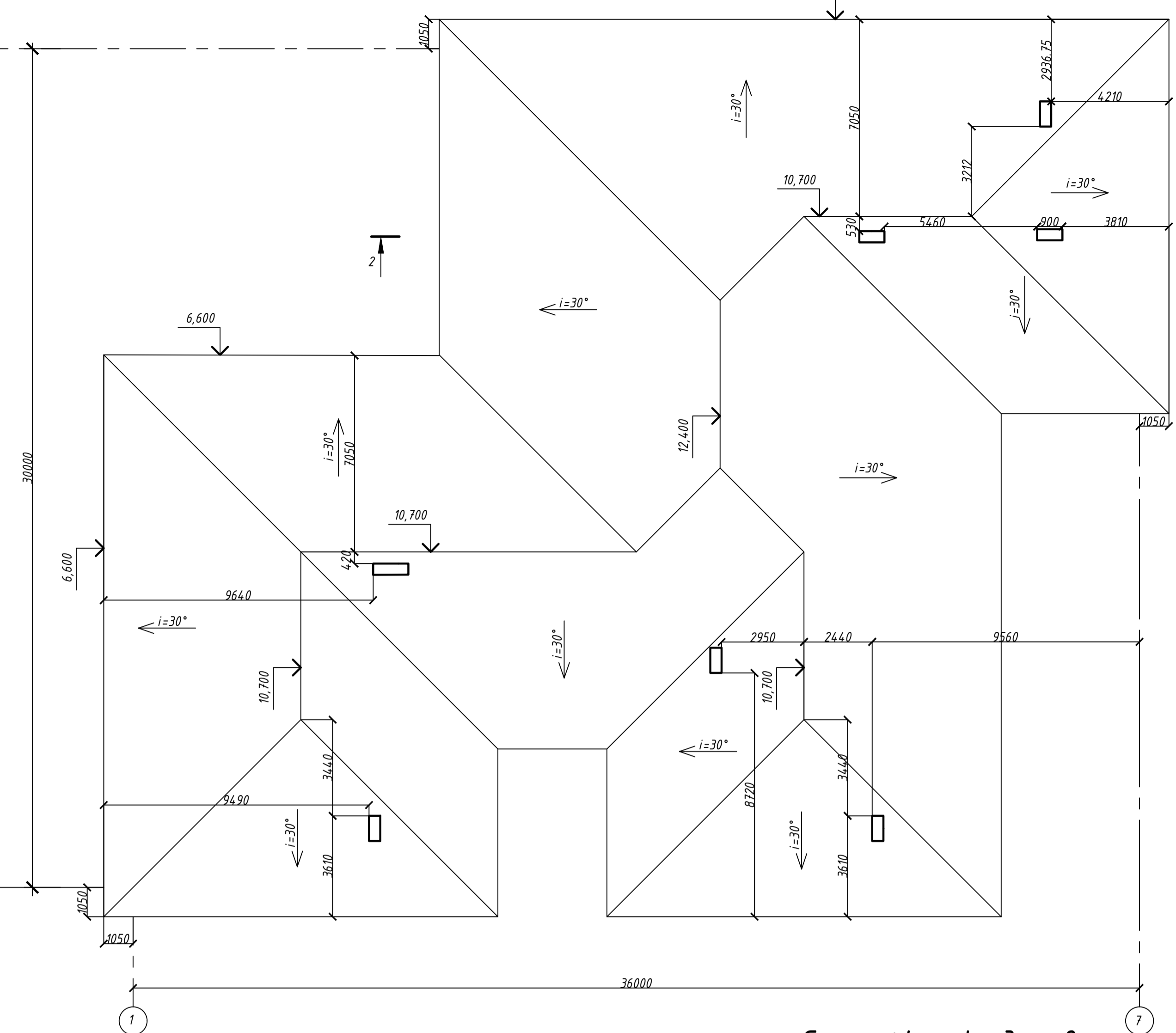
- 1 Плити перекриття, які мають індекс "И" в кінці назви, виготовляються з кутловими підрізками, згідно вказівок по застосуванню виробів альбому серії 1.020.1-2с вип. 0-1 пункт 5.13.
2. Метод натягу арматури-механічний, на упор.
3. Умови твердіння бетону-теплова обробка.
4. Клас бетону для плит перекриття конструкцій-С16/20.
5. Клас бетону для збірних конструкцій-С30/35.
6. Захисний шар до низу робочої арматури-не менше 20мм.

5БП 18043 НП					
Дитячий ясла-садок у смт. Диканька Полтавської області					
Зм.	Кіл.	Арк.	Лак.	Підпис	Дата
Розробив	Ярвний В.Г.				
Керівник	Зигун А.Ю.				
Архітектурно-будівельний розділ				Стадія	Аркшв
				ДП	5
				8	
Схема розміщення плит перекриття, схема розташування колон і ригелів на рівні перекриття, розріз 1-1, специфікації				НУ "Полтавська політехніка імені Ю.Кондратюка" Кафедра Б та Ц	
Н.Контроль		Семко О.В.			
Зав.каф.		Семко О.В.			

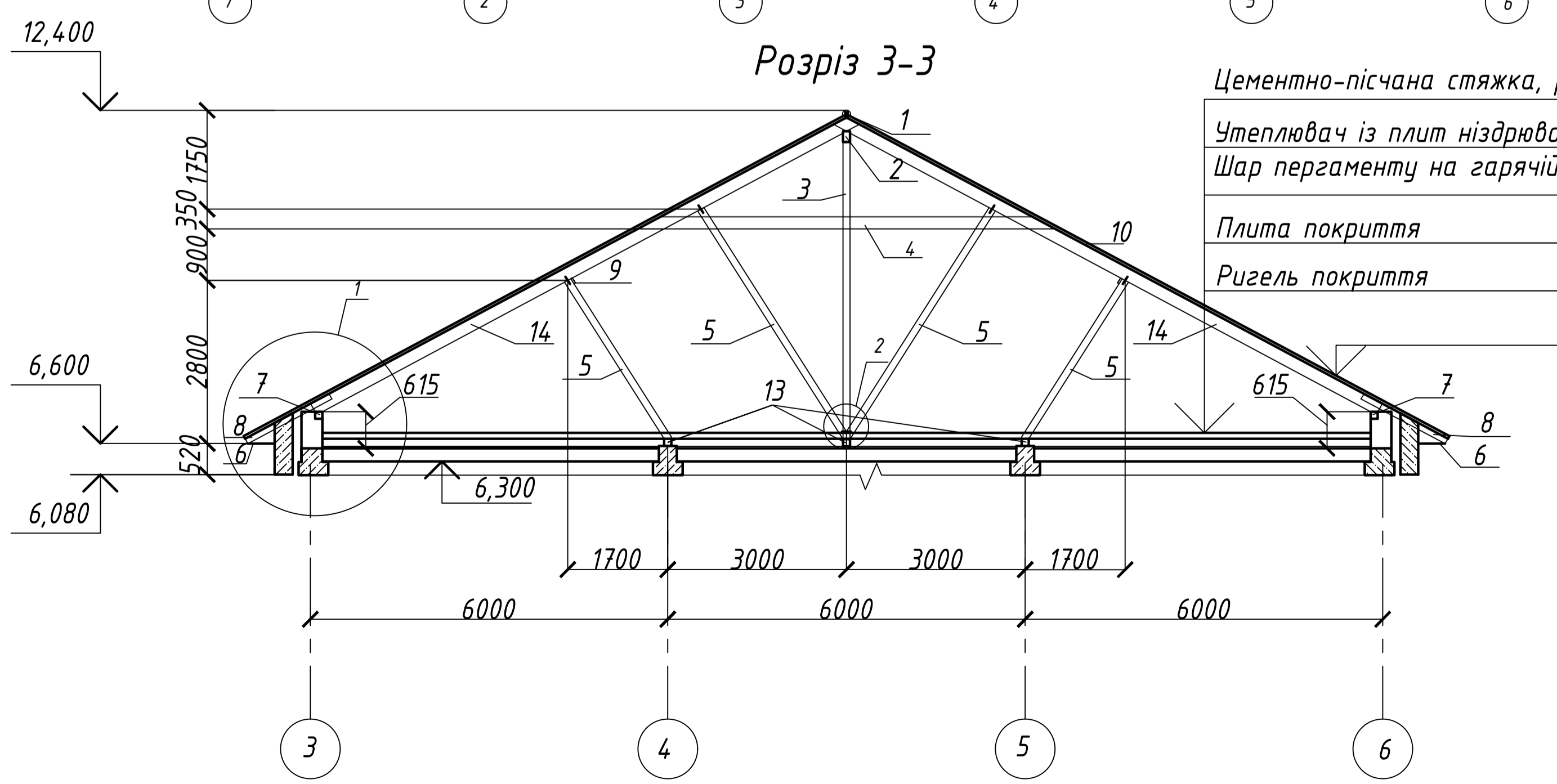
План крокв



План даху



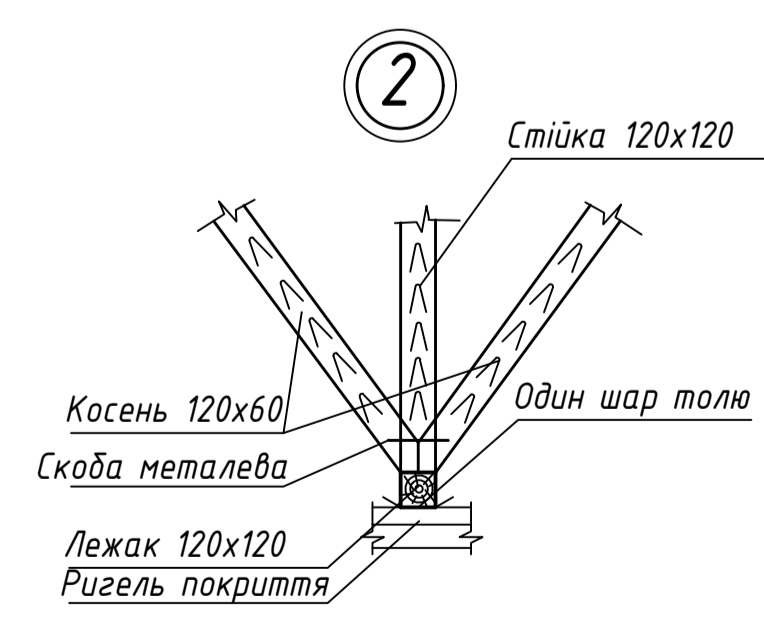
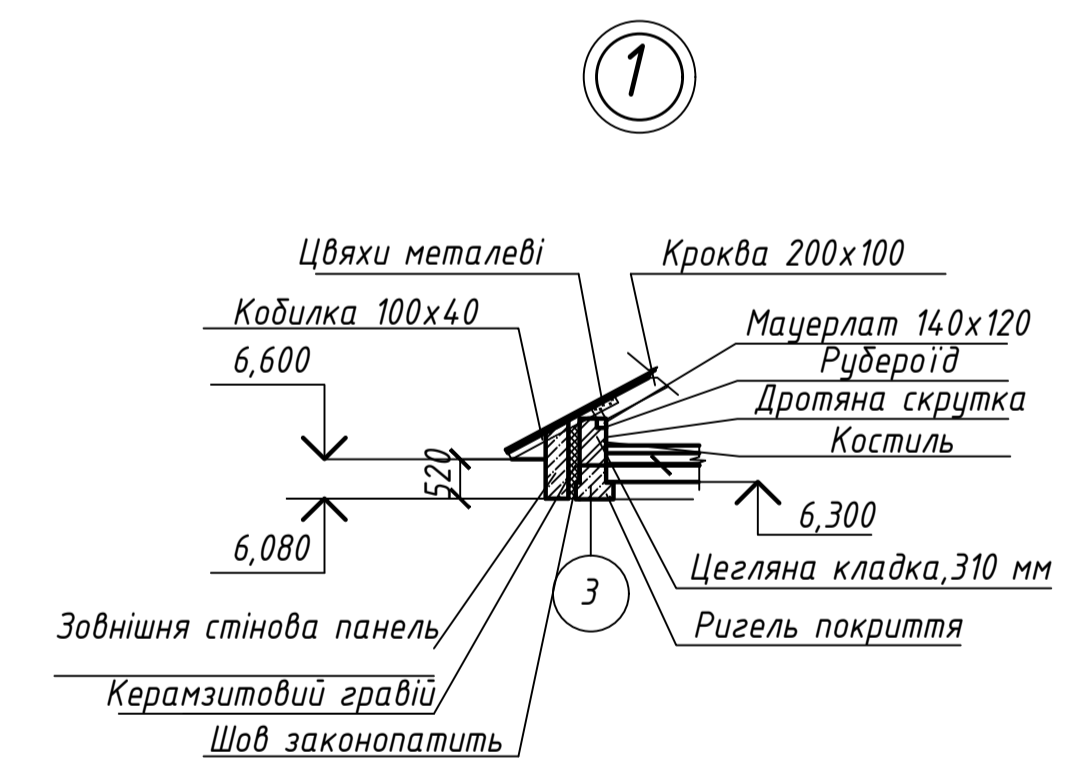
Розріз 3-3



Цементно-пісчана стяжка, розчин М 100, 20мм
 Утеплювач із плит ніздрюватих бетонів щільністю-200кг/м
 Шар пергаменту на гарячій бітумній мастиці

Плита покриття
 Ригель покриття

Металочерепиця, 10 мм
 Обрешітка 50x50, крок 350мм
 Контрлати 50x50
 Дощатий настил, 30 мм
 Вітрогідроізоляція
 Крокви 200x100, крок 1200мм



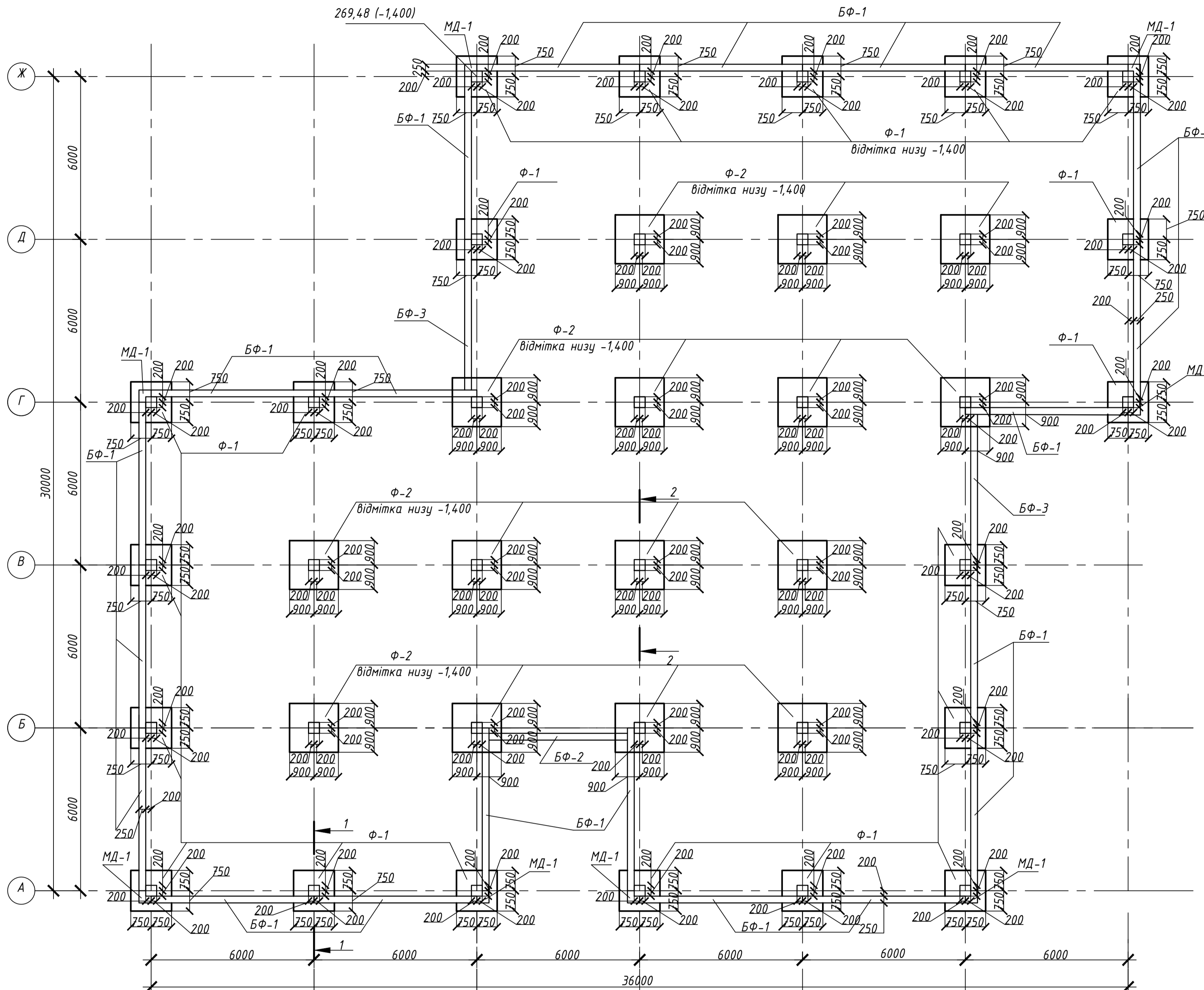
Специфікація деревини

Номер за планом	Назва	hxb	Кількість м ³
1	Гребенева доска	100x40	0.144
2	Верхній прогін	180x120	3.4992
3	Стійка	120x120	1.8936
4	Банщина	120x60	0.9504
5	Косень	120x60	1.319
6	Доски підшивні	40x20	0.0421
7	Мауерлат	140x120	2.4192
8	Кобилка	100x40	0.7381
9	В'язі	100x40	0.048
10	Дощатий настил, контрлати, обрешітка	100x30 50x50 50x50	67.3
11	Шпренгельна ферма	140x140	2.6757
12	Доски необрізані	100x30	0.1155
13	Лежак	120x120	0.6912
14	Крокви	200x100	16.28
	Разом		98.116

						5БП 18043 НП			
						Дитячий ясла-садок у смт. Диканька Полтавської області			
Зм.	Кіл.	Арк.	Лок.	Підпис	Дата	Архітектурно-будівельний розділ	Стадія	Аркшв	Аркушів
Розробив	Ярвний В.Г.					ДП	6	8	
Керував	Зигун А.Ю.								
						НУ "Полтавська політехніка імені Ю.Кондратюка" Кафедра Б та ЦІ			

План фундаментів

0,000=270,88



Умовні позначення

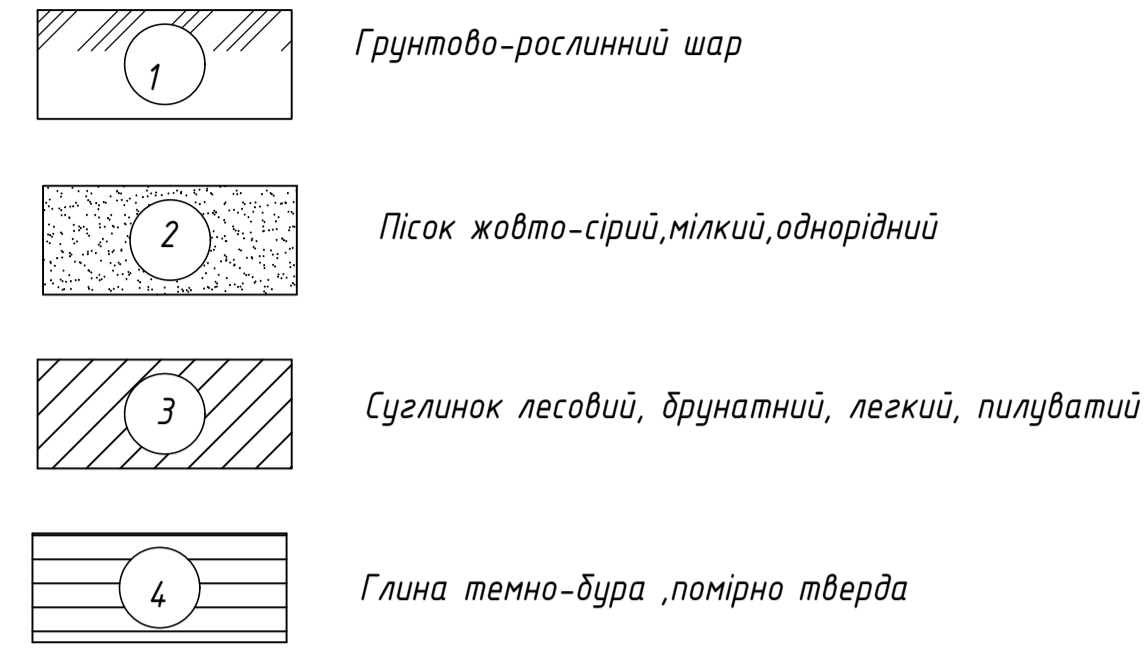
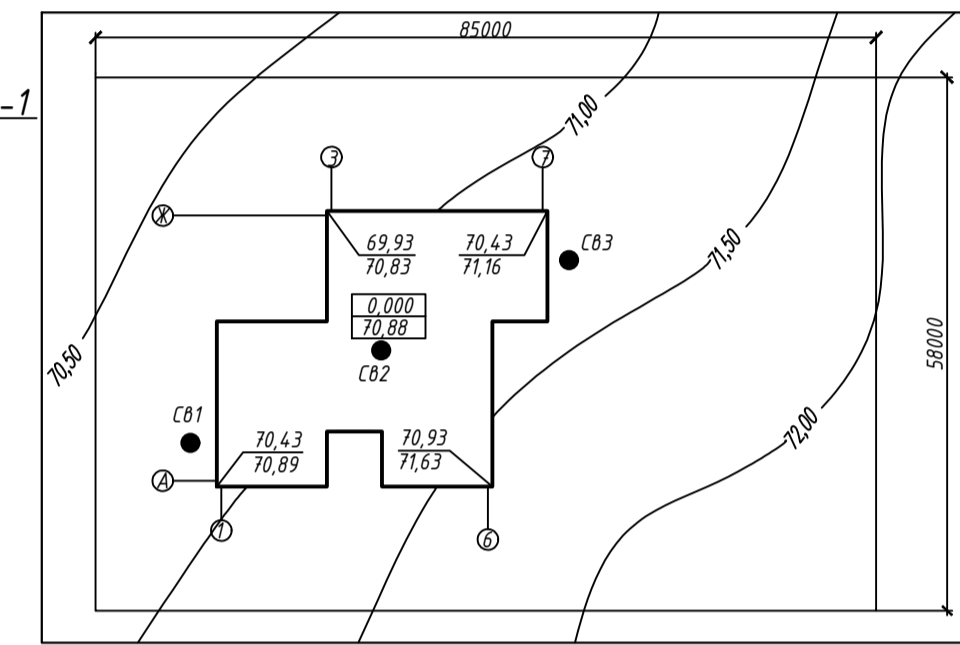
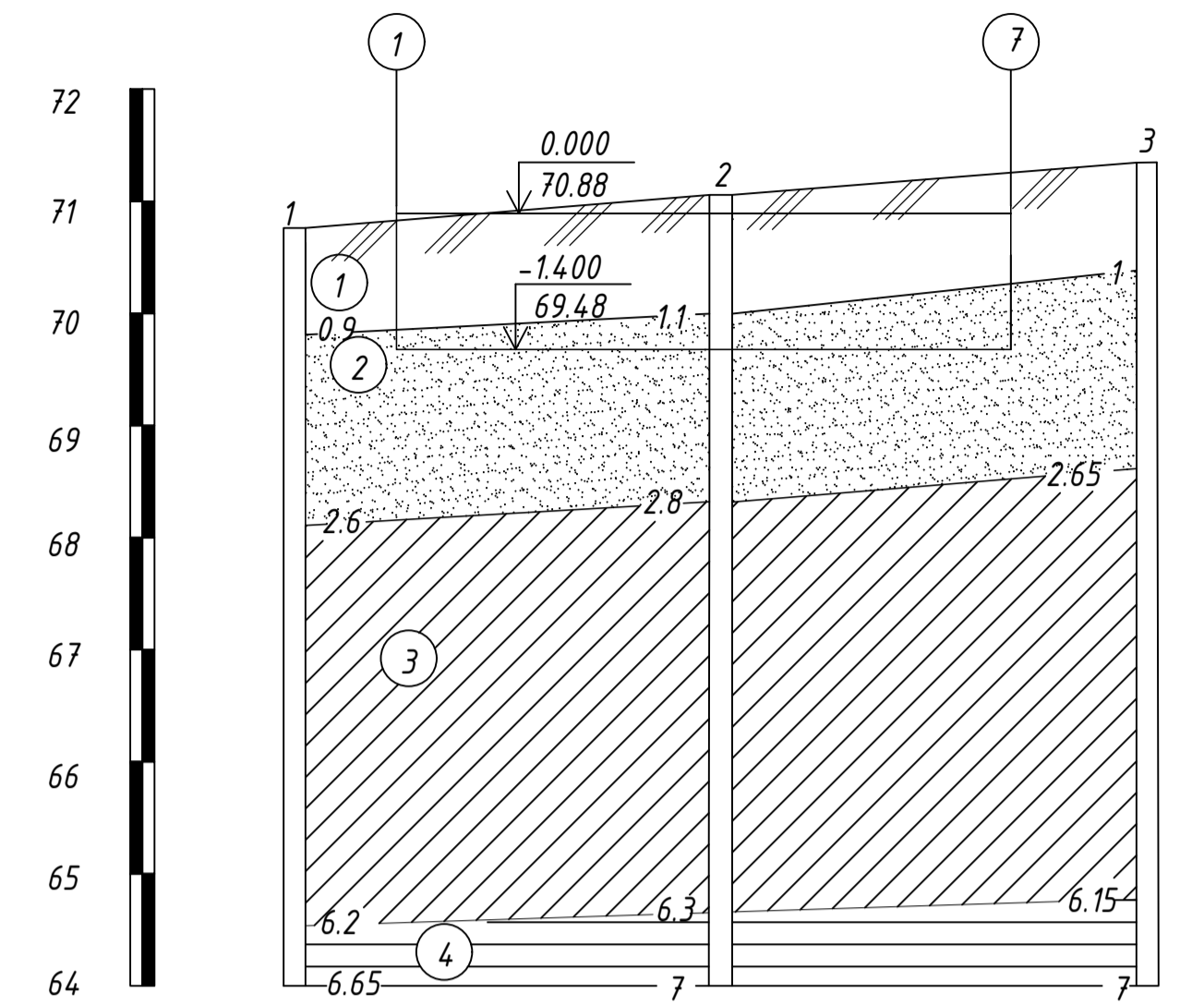


Схема розташування виробок



Екстра тиску під підшовою фундаменту колони крайнього ряду

Інженерно-геологічний розріз

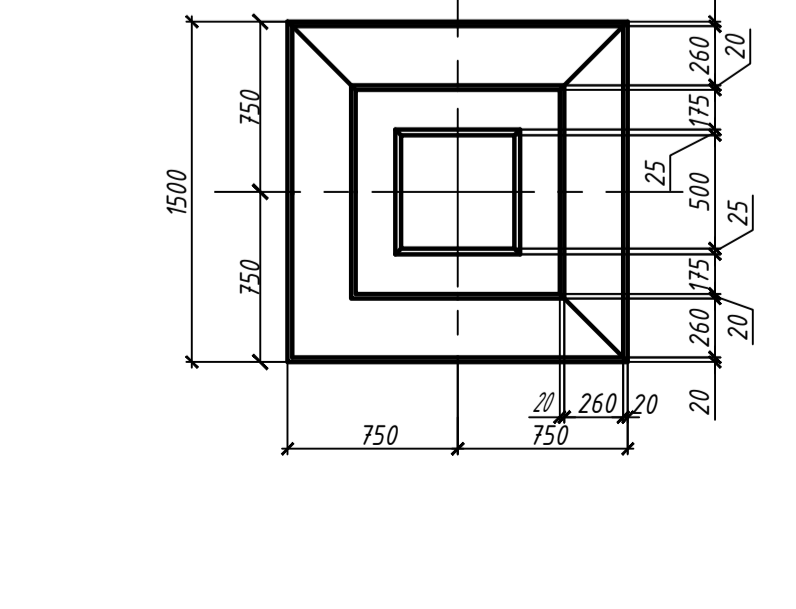
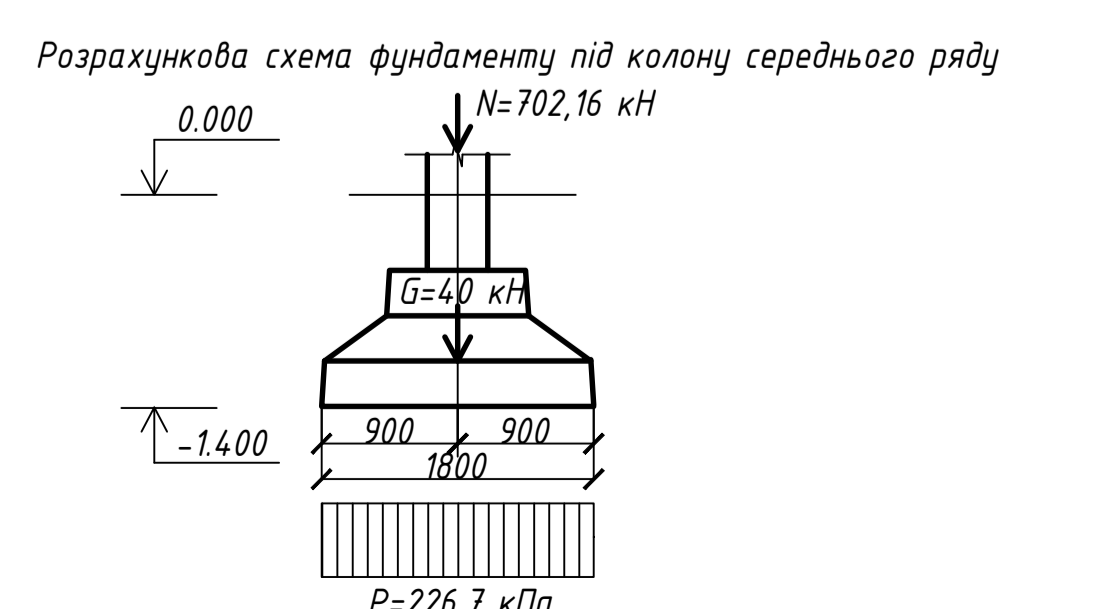
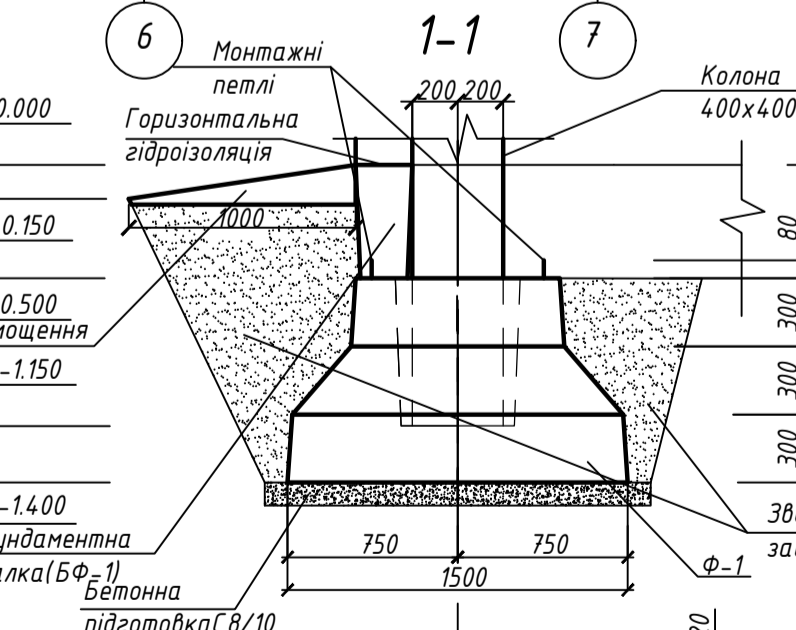
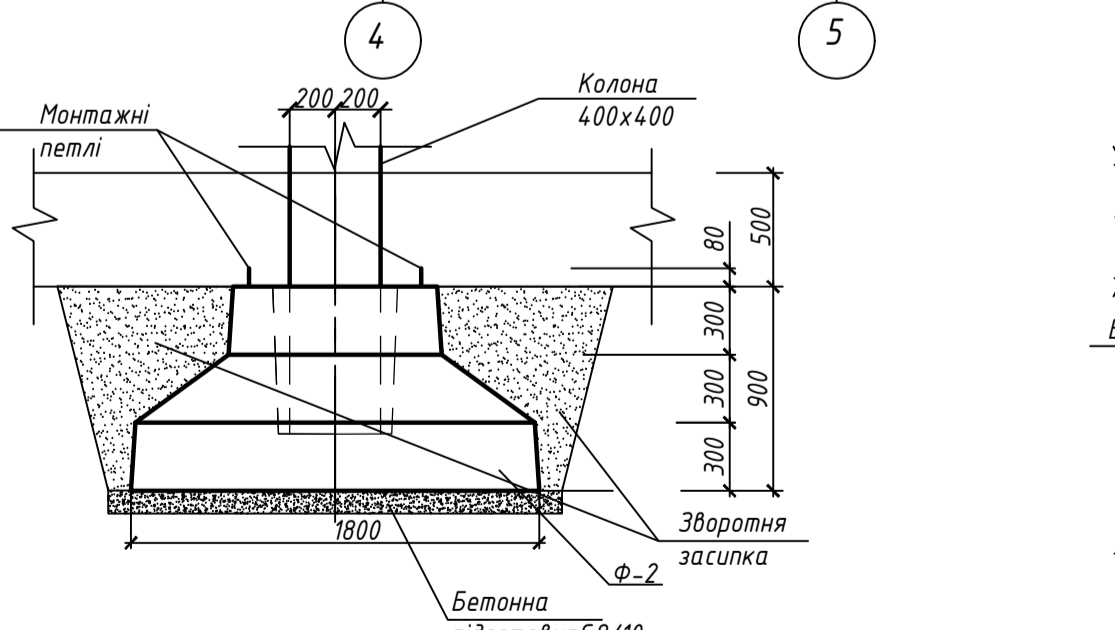
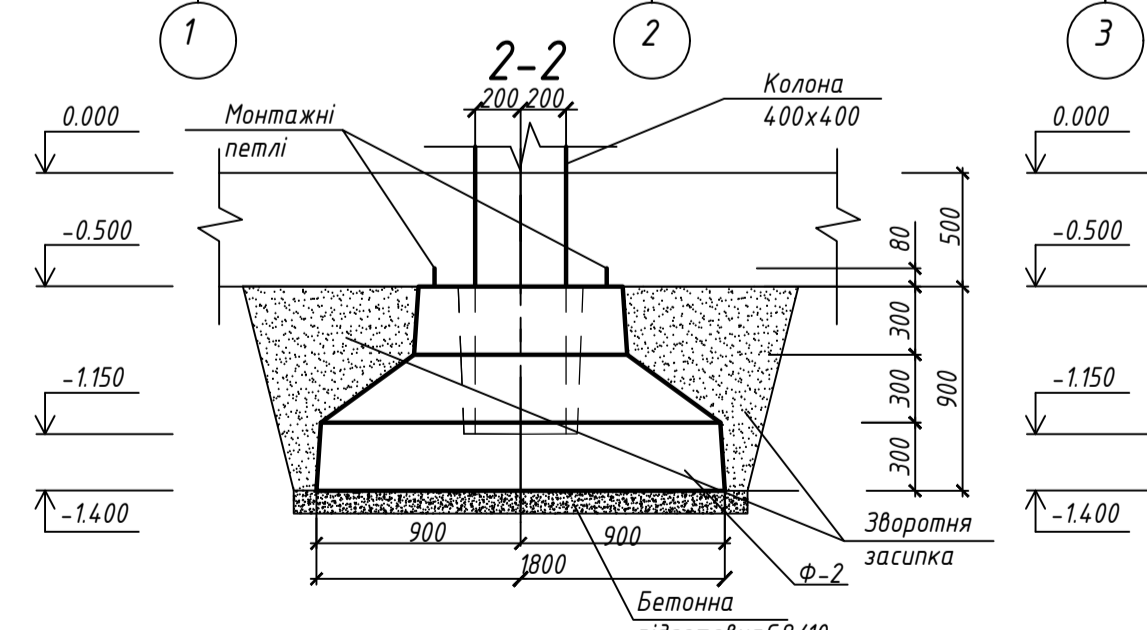
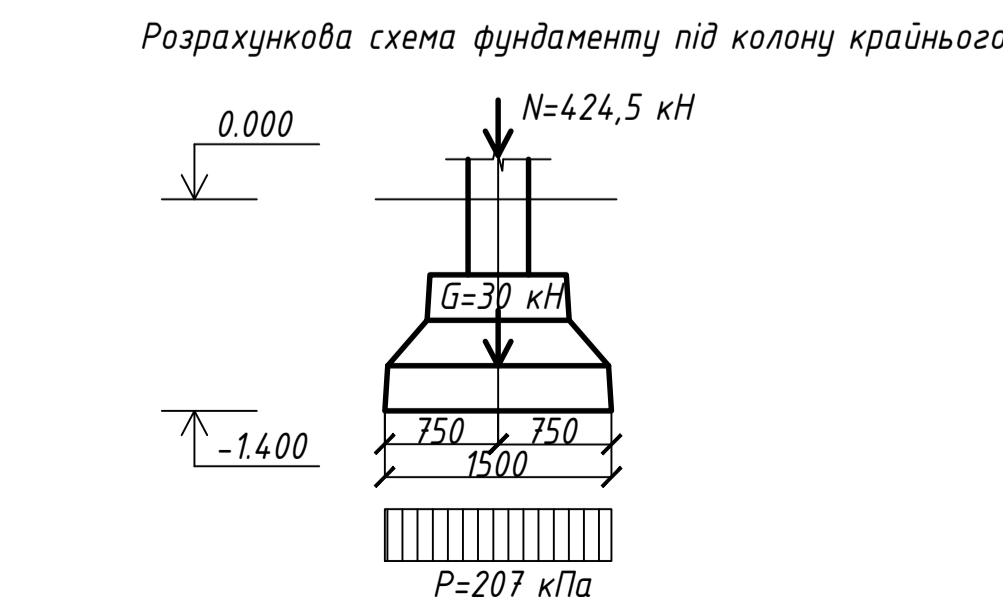
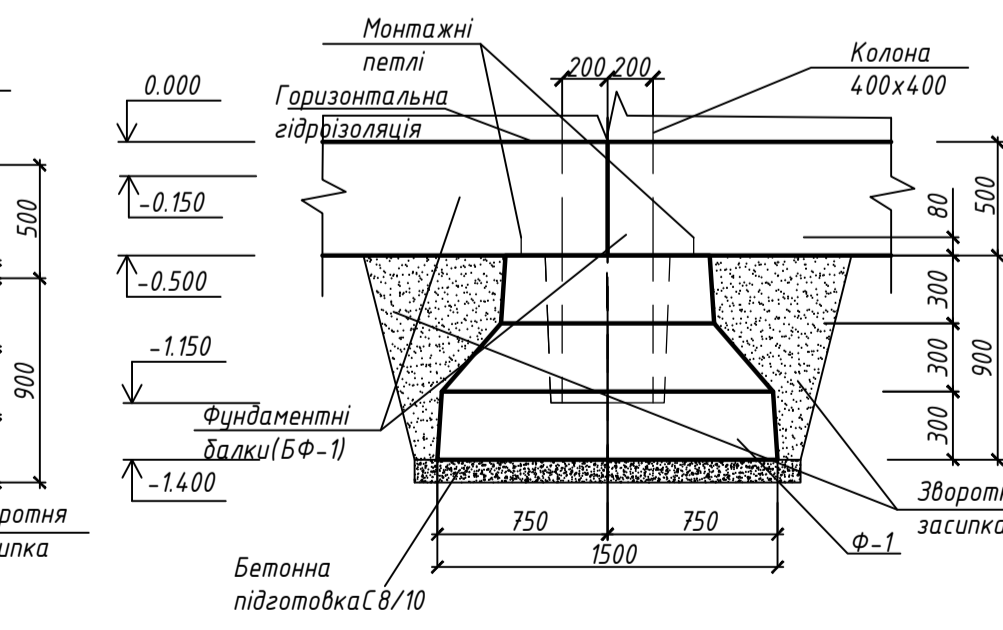
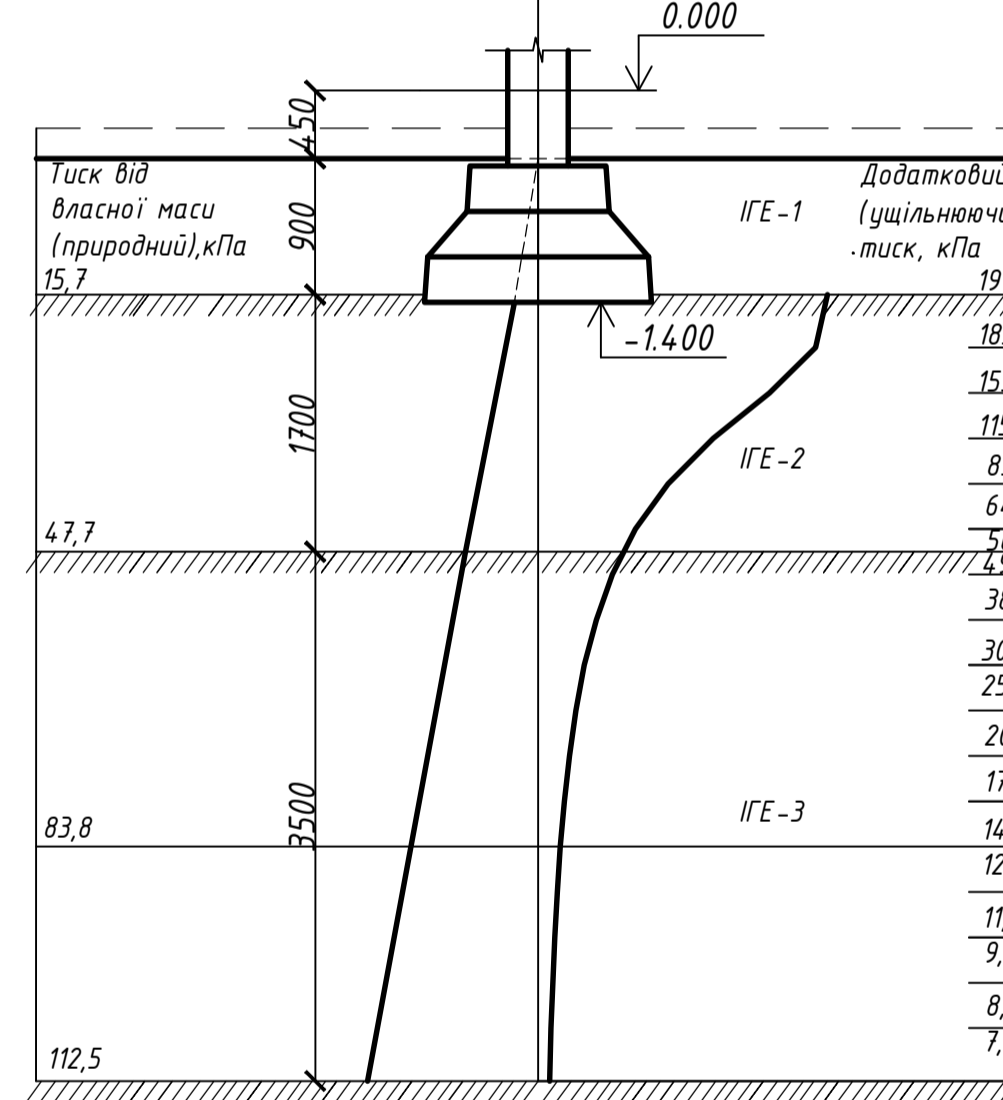


Номер та глибина виробки(м)	1 6.65	2 7	3 7.1
Абсолютна позначка устя виробки(м)	70.83	71.11	71.34
Відстань між виробками, м	25	25	
Ухил рельєфу		0,011	0,009
Абсолютна позначка рівня ґрунтових вод	Не зафіксовані на період вишукувань		

Специфікація фундаментів і фундаментних балок

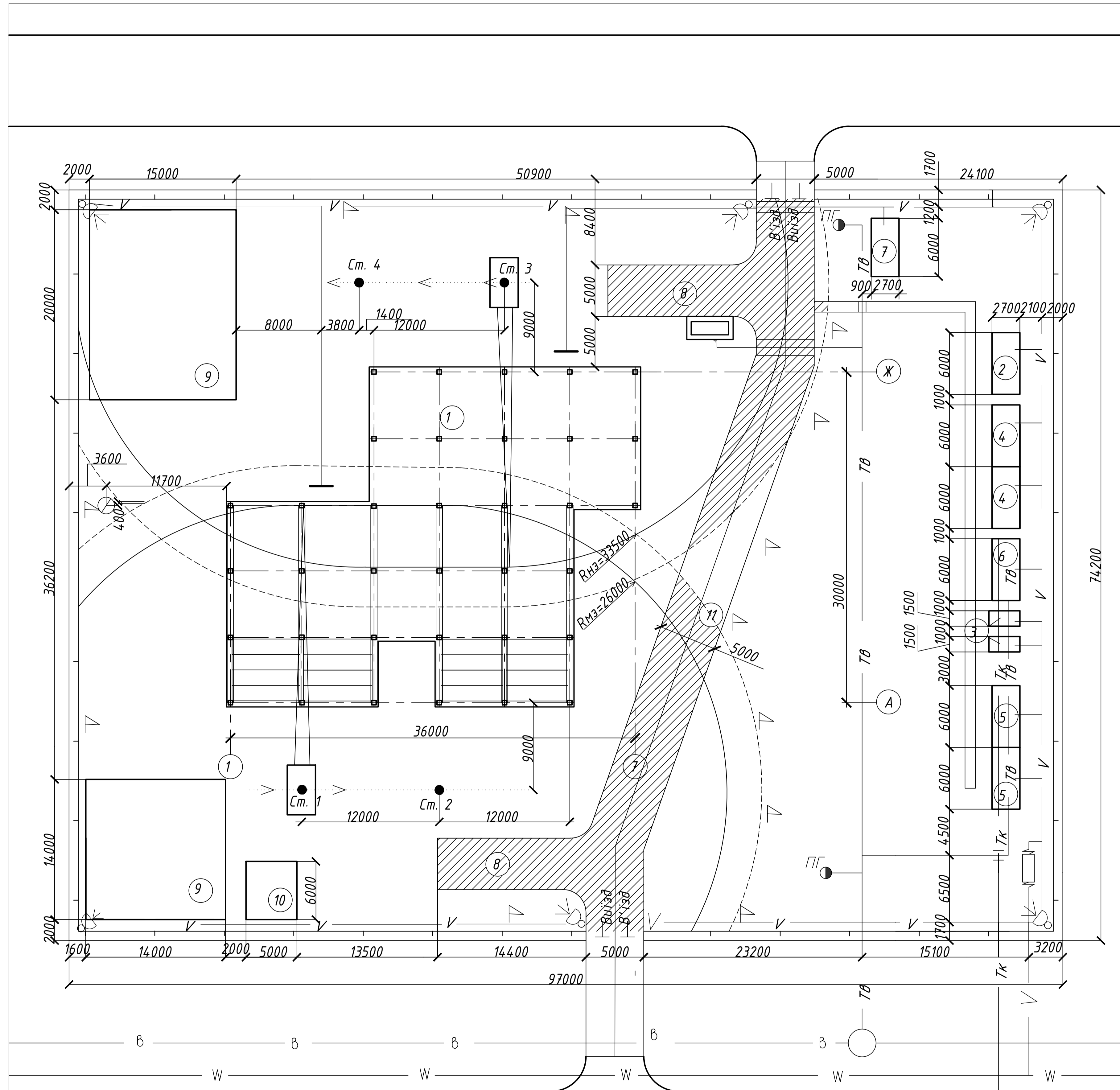
Марка поз.	Позначення	Назва	Кіл.	Маса од, кг	Примітка
		Збірні з б. фундаменти			
Ф-1	1.020-1/87 1-1-К3	Ф 15.9-2	20	3000	
Ф-2	1.020-1/87 1-1-К4	Ф 18.9-2	15	4000	
		Балки фундаментні			
БФ-1	1.030 1-1 1-1 30	БФ 60.5-25-Л	21	1040	
БФ-2	1.030 1-1 1-1 36	БФ 50.5-25-Л	1	1000	
БФ-3	1.030 1-1 1-1 78	БФ 55.5-25-Л	2	960	

- Примітки:
 1. За умовні позначку 0.000 прийнято абсолютну позначку 70.88м.
 2. Поверхня ділянки характеризується відмітками 70.5-72.0м. Геологічний розріз на розвідану глибину (до 7м.) складають утворення середньочвертвистого шару представлени: ІГЕ1- ґрунтово рослинний шар; ІГЕ2- пісок дрібний; ІГН3- сугинок; ІГЕ4- глина;
 3. Підземні води на період вишукувань не зафіксовані.
 4. Залізобетонні фундаменти мілко закладання заведені у ІГЕ-2.
 5. Бетонну підготовку виконують розчином С8/10 товщиною 100 мм.



5БП 18043 НП					
Дитячий ясла-садок у смт. Диканька Полтавської області					
Зм.	Кіл.	Арк.	Лок.	Підпис.	Дата.
Розробив	Ярвіль В.Г.				
Керувач	Зигун А.Ю.				
Розділ основ та фундаментів				Стадія	Аркуші
				ДП	7 8
План фундаментів, інжен.-геологічний розріз, схема розт. виробок, розрізи 1-1 та 2-2, розрах. схеми, ек. тиску, специфікація				НУ "Полтавська політехніка імені Ю.Кондратюка" Кафедра Б та Ц	

Будгенплан на момент монтажу каркасу дитячого ясел-садку



Умовні позначення

Позначення	Назва
—	Монтажна зона дії крана
- - - - -	Небезпечна зона дії крана
▲	Позначення небезпечної зони
—	Монтажний кран
⋯	Прохід крана при монтажі
<	Напрямок руху крана
ст.1	Стоянки крана
○	Геодезичний репер
⊥	Тимчасові ворота
—	Тимчасове огороження території
●	Пожежний гідрант
—	Існуючий водопровід
—	Тимчасовий водопровід
⌒	Водозабірний кран
—	Існуюча каналізація
—	Тимчасова каналізація
—	Тимчасова лінія електропередач
—	Існуюча лінія електропередач
☼	Пржекторна мачта з прожектором ПЗС-45
□	Площадка для приймання бетону
□	Трансформаторна підстанція
—	Прокладка комунікацій під дорогою
⊥	Щит для підключення

Есплікація будівель і споруд

№ за генпланом	Назва будівлі (споруди)	Кількість	Площа, м ²	Примітка
1	Дитячий сад-яслі	1	858	Будується
2	Контора прораба	1	16,2	Тимчасове
3	Вбиральня	2	9	Тимчасове
4	Гардеробська	2	32,4	Тимчасове
5	Душова-умивальник	2	32,4	Тимчасове
6	Їдальня	1	16,2	Тимчасове
7	Сторожова	1	16,2	Тимчасове
8	Площадка для розвантаження трансп.	2	-	Тимчасове
9	Відкритий склад	12	576	Тимчасове
10	Закритий склад	1	48	Тимчасове
11	Тимчасова дорога	-	-	-

5БП 18043 НП					
Дитячий ясла-садок у смт. Диканька Полтавської області					
Зм.	Кіл.	Арх.	Док.	Підпис	Дата
Розробив	Ярвний В.Г.				
Керівник	Зигин А.Ю.				
Організаційно-технологічний розділ				Стадія	Архив
				ДП	8 8
Будгенплан на момент монтажу каркасу ясел-садку, умовні позначення, еплікація будівель і споруд				НУ "Полтавська політехніка імені Ю.Кондратюка" Кафедра Б та ЦП	
Н.контр.оль	Семко О.В.				
Зав.каф.	Семко О.В.				