

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Будівельний факультет

Кафедра геотехніки
(повна назва випускової кафедри)

“ЗАТВЕРДЖУЮ”

Завідувач кафедри

к.т.н., доц. Носенко В.С.

« _____ » _____ 20__ р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА
здобувача ступеня вищої освіти «бакалавр»

на тему:

“Адміністративно- складський комплекс на лесових ґрунтах в Київській області”

Галузь знань:

19 Архітектура та будівництво»

Спеціальність:

192 Будівництво та цивільна
інженерія

Освітньо-професійна програма:

«Промислове і цивільне
будівництво»

IV курс, група ПЦБ-44

Здобувач:

Дідовець Анна Віталіївна

(прізвище та ініціали)

Керівник

Підлуцький Василь Леонідович

(прізвище та ініціали)

Рецензент

Жук Вероніка Володимирівна

(прізвище та ініціали)

(підпис)

(підпис)

(підпис)

Київ 2023_

**КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ**

Факультет: будівельний
Кафедра: геотехніки
Ступінь вищої освіти: бакалавр
Рівень вищої освіти: перший (бакалаврський)
Галузь знань: 19 – Архітектура та будівництво»
Спеціальність: 192 – Будівництво та цивільна інженерія
Освітньо-професійна програма: «Промислове і цивільне будівництво»

“ЗАТВЕРДЖУЮ”

в.о. завідувача кафедри геотехніки
к.т.н., доц. Носенко В.С.

“12” травня 2023 року

**З А В Д А Н Н Я
НА ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
здобувача ступеня вищої освіти «бакалавр»**

Здобувач(ка) Дідовець Анна Віталіївна
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема кваліфікаційної роботи Адміністративно-складський комплекс на лесових ґрунтах в Київській області

керівник роботи Підлуцький Василь Леонідович, к.т.н., доцент
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом закладу вищої освіти від “05” травня 2023 року № 885/2

2. Термін подання роботи здобувачем 12 червня 2023 року

3. Вихідні дані:

- основні об'ємно-планувальні та конструктивні характеристики будівлі або споруди;
- завдання керівника кваліфікаційної роботи на спеціальну частину;
- паспорт кваліфікаційної роботи здобувача ступеня вищої освіти «бакалавр»;
- методичні вказівки до виконання кваліфікаційної роботи (до кожного розділу).

4. Перелік розділів основної частини кваліфікаційної роботи:

Вступ

- 1) Архітектурно-планувальні рішення
- 2) Будівельні конструкції
- 3) Основи і фундаменти
- 4) Технологія і організація будівництва
- 5) Охорона праці та навколишнього середовища
- 6) Економіка будівництва
- 7) Спеціальна частина
- 8) Висновки
- 9) Список використаних джерел

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

										Арк.
										2
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

5. Об'єм основної частини та графічних додатків кваліфікаційної роботи

№ розділу	Найменування розділів кваліфікаційної роботи	Об'єм основної частини (аркушів ф. А4)	Об'єм графічних додатків (креслень) (аркушів ф. А1)
1	Архітектурно-планувальні рішення: - фасад; - плани поверхів; - розріз.	≤ 8	1
2	Будівельні конструкції: (залізобетонні / металеві / дерев'яні / кам'яні)	≤ 10	0,5
3	Основи і фундаменти	≤ 10	0,5
4	Технологія і організація будівництва		
4.1	Технологічна карта	≤ 10	1
4.2	Календарний графік будівництва	≤ 10	1
5	Охорона праці та навколишнього середовища	≤ 5	
6	Економіка будівництва	≤ 10	
7	Спеціальна частина	≤ 15	2
8	Висновки	1	
9	Список використаних джерел	1	
	Разом:	≤ 80	6

6. Консультанти розділів кваліфікаційної роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
АР	Черненко А.Д.		
БК	Клімов Ю.А.		
ОіФ	Підлущкий В.Л.		
ТБ і ОргБ	Басараб В.А.		
ОПтаНС	Негрій Т.О.		
ЕБ	Гусарова Л.В.		
СЧ	Підлущкий В.Л.		

7. Дата видачі завдання: 12 травня 2023 року

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ п/п	Назва етапів виконання кваліфікаційної роботи	Термін виконання етапу роботи	Примітка
1	Вступ		
2	Архітектурно-планувальні рішення		
3	Будівельні конструкції		
4	Основи і фундаменти		
5	Технологія і організація будівництва		
6	Охорона праці та навколишнього середовища		
7	Економіка будівництва		
8	Спеціальна частина		
9	Висновки, список використаних джерел		
10	Попередній захист кваліфікаційної роботи		
11	Рецензування кваліфікаційної роботи		
12	Захист кваліфікаційної роботи	з 15.06.2023	

Здобувач(ка) _____

(підпис)

Дідовець А.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи _____

Підлущкий В.Л.

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

								Арк.
								3
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата			

ВСТУП

Адміністративно-складські комплекси є невід'ємною складовою логістичної інфраструктури, яка відіграє ключову роль у забезпеченні ефективного зберігання та розподілу товарів. З урахуванням постійного зростання обсягів торгівлі та розвитку сучасних технологій, виникає потреба у розташуванні складських комплексів на різних типах ґрунтів.

Одними із таких ґрунтів є лесові ґрунти, що відзначаються своєю специфічною природою та властивостями. Перш за все, відбувається постійна динаміка ґрунтових мас, яка може спричинити нестабільність та осідання будівельних конструкцій. Крім того, лесові ґрунти мають низьку несучу здатність та недостатню міцність, що потребує застосування спеціальних методів та технологій для забезпечення стійкості споруд.

Додатковою складністю є необхідність забезпечення ефективної дренажної системи та захисту від вологи, оскільки лесові ґрунти мають високий рівень водонасиченості. Це вимагає вивчення гідрогеологічних особливостей місцевості та розробки відповідних рішень для запобігання проникненню вологи у будівлю.

Метою цієї дипломної роботи є вивчення проблем, пов'язаних з побудовою адміністративно-складського комплексу на лесових ґрунтах, та розробка рекомендацій для досягнення оптимальної стійкості та безпеки будівельних конструкцій. Для досягнення цієї мети будуть використані методи геотехнічного аналізу, моделювання та дослідження різних технологій будівництва.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

										Арк.
										5
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

1.1 Загальні дані

Архітектурно – планувальну частину розроблено згідно з завданням на виконання дипломного проекту на тему: “Адміністративно-складський комплекс на лесових ґрунтах в Київській області”.

- Вологісний режим приміщень – нормальний.
- Температурна зона – I
- Кількість градусо-днів опалювального періоду – 3572.
- Розміри прольоту будівлі: в осях А-Д: 104 м.
- Крок зовнішніх колон: в осях 1-5: 6 м.
- Висота до верху несучих конструкцій перекриття: 14.48 м.
- Матеріал несучих конструкцій: залізобетон.
- Покрівля будинку: профлисти та теплоізоляційні плити.
- Зовнішні стіни будинку: сендвіч панелі, склопакети двокамерні.

1.2 Опис планувальних рішень будівлі

Будівля являє собою двоповерховий комплекс прямокутної форми. Споруда має розміри в плані 104x47.5 м. За позначку 0,000 проекту прийнято рівень чистої підлоги першого поверху.

Висота будівлі по найвищій тоці кровляної конструкції становить 14.48 м.

Об'ємно-планувальні рішення об'єкту були прийняті з урахуванням наступних факторів:

- геометричних та топографічних особливостей ділянки будівництва, враховуючи її розміри та форму;
- організації чіткого функціонального зонування та зручних технологічних і транспортних зв'язків, а також розділення технологічних потоків;
- відповідності нормативним вимогам щодо організації шляхів евакуації у разі пожежі;

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №							Арк.
									7
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

- забезпечення архітектурно-просторової виразності споруди та врахування сучасних вимог до її естетичної довершеності, з урахуванням існуючих будівель;
- використання об'ємно-просторових рішень, що відповідають сучасним вимогам енергоефективності та економічної експлуатації споруди.

1.3 Опис конструктивного рішення

Конструктивні рішення будинку прийняті за умовами уніфікації основних параметрів, навантажень на покрівлю. Несучими конструктивними елементами промислового будинку є: фундаменти, колони, несучі елементи покриття.

Каркас будівлі виконано по рамній схемі, що являє собою систему колон та перекриттів, з'єднаних в конструктивних вузлах в жорстку та стійку просторову схему, що сприймає горизонтальні та вертикальні зусилля.

За категоріями відповідальності конструкції та елементи будівлі розділяються на:

- колони, фундаменти, конструкції покриття – категорія А;
- перекриття – категорія Б.

Будівля має II ступінь вогнестійкості. Ступінь вогнестійкості визначається мінімальними межами вогнестійкості будівельних конструкцій, вказаними в табл.1 п.1.1 ДБН В1.1-7-2016 і максимальними межами поширення вогню по цих конструкціях, а саме (дані з табл. 1, ДБН В1.1-7-2016):

- Стіни несучі REI 120 M0
- Зовнішні ненесучі E15 M0
- Внутрішні ненесучі (перегородки) EI 15 M0
- Колони R 120 M0
- Балки R 60 M0
- Елементи суміщених покриттів – плити RE 15 M0

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

									Арк.
									8
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Підлога.

Підлоги в будівлі виконані різних типів. В приміщенні №3 наявний такий тип покриття:

- покриття підлоги (полімерне) – 3 мм;
- бетон – 200 мм;
- гідроізоляція;
- цементно-піщана стяжка – 60 мм;
- щебінь – 200 мм;
- ущільнений пісок – 400 мм

Покриття сходових кліток та санвузлів складає:

- керамічна плитка – 20 мм;
- цементно-піщана стяжка – 60 мм;
- бетон – 150 мм;
- утеплювач – 80 мм;
- гідроізоляція;
- цементно-піщана стяжка – 60 мм;
- щебінь – 200 мм;
- ущільнений пісок – 100 мм

Підлога другого поверху адміністративної частини складається з:

- ламінат – 20 мм;
- цементно-піщана стяжка – 50 мм;
- гідроізоляція;
- плита перекриття – 220 мм

Стіни. Фасади будівлі виконані зі стінових панелей типу "сендвіч", що мають мінеральну вату внутрішнім наповнювачем. Торцева частина фасадів складається з двокамерних склопакетів. Для закріплення стінових панелей та склопакетів на торцевих сторонах будівлі використовуються фахверкові колони, які мають шарнірне з'єднання з фундаментом та фермою.

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									9
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Конструктивні елементи. Під час експлуатації та на монтажі просторова жорсткість і стійкість будівлі в площині забезпечується жорсткими стиками балок з колонами, а з площини – за допомогою балок настилу між балками.

Основою підшви фундаментів слугує шар ґрунту ПГЕ-7 – суглинок важкий піщанистий, жовтувато-бурий, напівтвердої, тугопластичної консистенції з розрахунковими характеристиками: $E = 29 \text{ МПа}$, $\rho = 1,93 \text{ г/см}^3$, $\phi = 26^\circ$

Водоносний горизонт ґрунтових вод на розвідану глибину до 10,0м не вкрито. У періоди інтенсивного сніготанення та тривалих злив можливе утворення «верховодки» – накопичення лінз води на супіщанистих відкладах.

Фундамент будівлі запроектовано збірним стрічкового типу з бетону С20/25, гідротехнічний, що відповідає бетону В25 (за старим позначенням), марка за морозостійкістю F200, марка за водонепроникністю W6.

Колони – запроектовані збірними залізобетонними.

Перекрыття – круглопустотні залізобетонні плити перекрыття.

Внутрішні перегородки адміністративної частини виконано перегородочними блоками з газобетону.

Огородження для сходових кліток виконано з цегли повнотілої М100.

Для відведення дощової води з даху застосовується внутрішній водовідвід.

По периметру будівлі влаштовуємо вимощення шириною 1000 мм.

Покриття. Конструкції покриття складаються з несучих профлістів, пароізоляційного шару, теплоізоляційних плит типу PIR та ПВХ мембрана.

Вікна. Загальна інформація про розміри та розміщення типів вікон – див. Додаток А “Специфікація елементів заповнення віконних прорізів”.

Склопакети: двокамерні з енергозберігаючим покриттям, металопластикові віконні профілі фірми “СТЕКО”.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

									Арк.
									10
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Двері. Дверні блоки вхідних груп – металеві, енергозберігаючі, глухі. Для заповнення міжкімнатних дверних прорізів запроектовано дерев'яні фільончасті двері, а в санвузли - з металопластику.

Сходи. Сходи виконуємо із залізобетонних східців по металевим косоурам. Косоури виконуються зі швелера №16. Висота ступені 150 мм, ширина ступені 300 мм. Ширина сходового маршу 2300 мм.

1.4 Теплотехнічний розрахунок

Розробка розділу виконана у відповідності з чинними державними будівельними нормами та стандартами:

- ДБН В.1.2-11:2021 «Основні вимоги до будівель і споруд. Енергозбереження та енергоефективність»;
- ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель»;
- ДСТУ EN 15232-1:2017 (EN 15232-1:2017, IDT) «Енергоефективність будівель. Частина 1. Вплив автоматизованих систем моніторингу та управління будівлями. Модулі М10-4, 5, 6, 7, 8, 9, 10»
- ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»;
- ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель»;
- ДСТУ Б В.2.6-17-2000 «Блоки віконні та дверні. Методи визначення опору теплопередачі»;
- ДСТУ-Н Б В.2.6-146:2010 «Конструкції будинків і споруд. Настанова щодо проектування й улаштування вікон та дверей»;

Теплотехнічний розрахунок стін

Теплотехнічний розрахунок виконується з метою визначення теплозахисних властивостей будівельних огороджувальних конструкцій.

Розрахункові параметри повітря:

Теплий період - параметр А - температура повітря + 25° С, швидкість вітру 1 м/с;

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

										Арк.
										11
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

Холодний період - параметр Б - температура повітря - 18° С, швидкість вітру 7,0 м/с.

На основі вихідних даних встановлюємо: зона вологості території будівництва – суха; режим експлуатації приміщень будівлі в зимовий період року відноситься до нормального.

Стіна законструйована з сандвіч панелей з мінераловатним наповнювачем : $\gamma = 115 \text{ кг/м}^3$, $\lambda = 0,044 \text{ Вт/м}\times\text{К}$.

За ДБН В.2.6-31:2021: "Теплова ізоляція та енергоефективність будівель" мінімально допустиме значення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій промислових будинків ($R_{q \text{ min}}$) для I температурної зони (с. Білогірська) для зовнішніх непрозорих стін будинку з сухим і нормальним режимом з конструкціями з $D \leq 1,5$:

$$R_{q \text{ min}} = 2.2 \text{ м}^2\times\text{К/Вт}$$

Таблиця 1 Склад стінового огороження

№ п/п	Назва і-го шару .конструкції	Товщина, мм	Теплопровідність, Вт/(м*К)
1	Профільований лист	0,6 мм	0,58
2	Мінеральні плити (густина 110-120 кг/м ³)	X	0,044
3	Профільований лист	0,6 мм	0,58

Розраховуємо мінімально необхідну товщину утеплювача для термічно однорідної зовнішньої стіни:

$$\delta_{\text{ут1}} = 0,044 * \left[2.2 - \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,0006}{0,58} + \frac{0,0006}{0,58} + \frac{1}{23} \right) \right] = 0,0897 \text{ м} = 89,7 \text{ мм}$$

Приймаємо мінераловатні плити (густина 110 - 120 кг/м³) товщиною 100 мм.

Термічний опір стіни:

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

										Арк.
										12
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \frac{1}{\alpha_3} + \sum \frac{\delta}{\lambda'}$$

де α_B – коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції для стін, підлоги, перекриття – 8,7 Вт/(м²×К);

α_3 – коефіцієнт теплопередачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції для стін, підлоги, перекриття – 23 Вт/(м²×К).

Розраховуємо дійсне значення опору теплопередачі для зовнішньої стіни:

$$R_1 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,0006}{0,58} + \frac{0,1}{0,044} + \frac{0,0006}{0,58} + \frac{1}{23} = 2,39 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт},$$

що більше мінімально допустимого значення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій промислових будинків:

$$R_1 = 2,39 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт} > R_{q \text{ min}} = 2,2 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Запроектована стіна відповідає нормативним вимогам.

Теплотехнічний розрахунок суміщеного покриття

Мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі для I температурної зони (згідно ДБН В.2.6-31:2021) складає 7,0 (м·°С/Вт).

Таблиця 2 Склад суміщеного покриття

№ п/п	Назва і-го шару конструкції	Товщина, мм	Теплопровідність, Вт/(м*К)
1	Профільований лист	0.7 мм	1.1
2	Пароізоляція	0.6 мм	0,03
3	Мінеральні плити (густина 110-120 кг/м³)	X	0,044
4	ПВХ мембрана	1.8 мм	0.23

Розраховуємо мінімально необхідну товщину утеплювача для термічно однорідного суміщеного покриття:

$$\delta_{ут2} = 0,044 * \left[2,2 - \left(\frac{1}{10} + \frac{0,0007}{1,1} + \frac{0,0006}{0,03} + \frac{0,0018}{0,23} + \frac{1}{23} \right) \right] = 0,089 \text{ м} = 89 \text{ мм}$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									13
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Приймаємо мінераловатні плити (густина 110 - 120 кг/м³) товщиною 100 мм.

Розраховуємо дійсне значення опору теплопередачі для зовнішньої стіни:

$$R_2 = \frac{1}{10} + \frac{0.0007}{1.1} + \frac{0,1}{0,044} + \frac{0.0006}{0.03} + \frac{0.0018}{0.23} + \frac{1}{23} = 2,44 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт},$$

що більше мінімально допустимого значення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій промислових будинків:

$$R_2 = 2,44 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт} > R_{q \text{ min}} = 2,2 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Запроектована стіна відповідає нормативним вимогам

Зам. Інв. №					
Підп. і дата					
Інв. №					
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата
					Арк.
					14

БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

Консультант _____/Клімов Ю.А./

Здобувач _____/Дідовець А.В./

Інв. № _____	Підп. і дата _____	Зам. Інв. № _____
Зм.	Кільк.	Лист
№ док.	Підп.	Дата

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

15

Розрахунок і конструювання плити перекриття з круглими порожнинами

Плита перекриття з круглими порожнинами (рис. 1.1) з номінальними розмірами 1,2х7,0 м опирається на ригелі прямокутного поперечного перерізу і виготовляється з важкого бетону класу С20/25 з наступними характеристиками: розрахункова міцність на стиск $f_{cd} = 14,5$ мПа, характеристична міцність на стиск $f_{ck} = 25$ мПа, гранична деформація $\epsilon_{cu3,cd} = 3,10$ ‰.

Арматура повздожня – перенапружена класу А800С з міцністю $f_{pd}=637,5$ мПа, модулем пружності $E_p = 190000$ мПа.

Поперечне армування – з арматури класу А400С з $f_{yk} = 365$ мПа, $f_{ywd}=285$ мПа.

Таблиця 3 Збір навантажень на перекриття

Тип навантаження та його характеристичне значення	γ_n	Експлуатаційне навантаження g_e, v_e ($\gamma_{fe}=1,0$), кН/м ²	γ_{fm}	Граничне навантаження g_m, v_m ($\gamma_{fe}=1,0$), кН/м ²
Постійне				
1 м ² ламінату $g_k^{пер} = 1.6$ кН	1.05	1.68	1.2	2.016
1 м ² панелі перекриття зі за шпаруванням стиків $g_k^{під} = 3,1$ кН	1.05	3.26	1.1	3.59
Разом постійне g:		4.94		5,606
Тимчасове				
Характеристичне значення $v_k = 2.0$ кН/м ²	1.05	2.1	1.2	2.52
Квазіпостійне значення $v_p = \gamma_n * \gamma_{fp} * v_k^I = 1.05 * 1.0 * 1.5 = 1.58$ кН/м ²	–	–	–	–
Разом g+v		7.04		8.126

Зам. Інв. №

Підп. і дата

Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата
-----	--------	------	--------	-------	------

Арк.

16

$$q_n = 1.2 * 8.126 = 9.7512 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

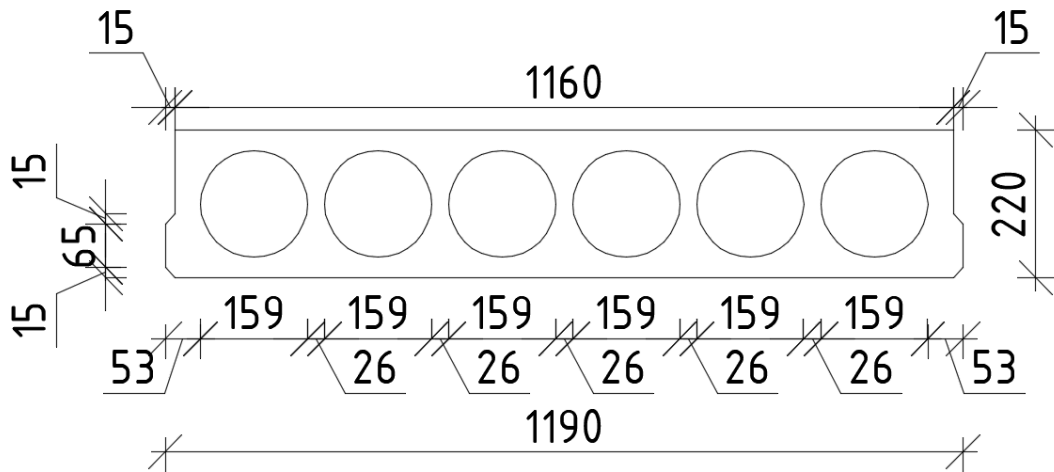


Рис. 1 Загальна схема перерізу панелі перекриття

Граничні розрахункові навантаження на панель (врахована більша розрахункова довжина):

$$M_{ed} = \left(\frac{q_m * l_{пан}^2}{8} \right) = \frac{9,7512 * 6,85^2}{8} = 57,19 \text{ кНм}$$

$$V_{ed} = \left(\frac{q_m * l_{пан}}{2} \right) = 33.39 \text{ кН}$$

Робоча висота плити при $a = 30\text{мм}$.

$$d = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм}$$

Для розрахунку за I групою граничних станів (за міцністю) приймається еквівалентний тавровий переріз, в якому не враховується розтягнута ділянка (полка) бетону, з наступними розмірами: ширина полки $b_{eff}' = b_{верх} = 1160 \text{ мм}$, сумарна товщина ребра $b_w = b_{верх} - n * \phi_{пор} = 1160 - 6 * 159 = 206 \text{ мм}$, товщина полки $h_f = 30 \text{ мм}$

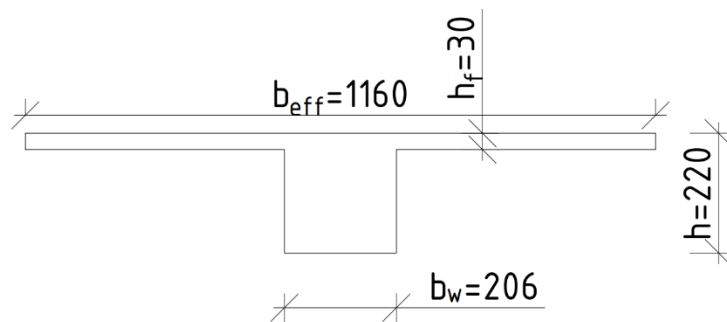


Рис. 2 Еквівалентний тавровий переріз

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Згідно таблиці у додатку В інші коефіцієнти, які характеризують напружений стан залізобетонного перерізу складають:

- співвідношення між повною висотою стиснутої ділянки бетону x та розрахунковою висотою d :

$$\xi = \frac{x}{d} \approx 0.118$$

- співвідношення відстані від середини еквівалентної прямокутної епюри стискаючих напружень в бетоні до центру робочої арматури та розрахунковою висотою d :

$$\zeta = \frac{z}{d} \approx 0,952$$

Переднапружувані згинальні елементи рекомендується не переармувати, щоб їх руйнування по нормальних перерізах починалося з робочої розтягнутої арматури, а не з стиснутого бетону. Для дотримання даного варіанту можливого руйнування слід перевіряти умову:

$$\xi < \xi_R$$

де граничне значення ξ_R для переднапружених елементів на основ деформаційної моделі можливо визначити за формулою:

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_s}$$

де $\varepsilon_{cu3,cd} = 3,1 \text{ ‰}$ для бетону C20/25;

$$\varepsilon_s = \frac{f_{pd} + 400 - 0.9 * \sigma}{E_p} = \frac{637,5 + 400 - 0.9 * 600}{190000} = 0.00262 = 2.62 \text{ ‰}$$

Звідси:

$$\xi_R = \frac{3,1}{3,1 + 2,62} = 0,542$$

Умова $\xi = 0.118 < \xi_R = 0,542$ виконується.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

									Арк.
									19
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Таким чином, мінімально необхідний переріз робочого перенапруженого армування:

$$A_p \geq \frac{M_{ed}}{f_{pd} \cdot d \cdot \zeta} = \frac{57,19 \cdot 10^6}{637,5 \cdot 190 \cdot 0,952} = 495,963 \text{ мм}^2$$

Приймаючи розташування робочої перенапруженої арматури через 2 порожнини (кроком 370 мм), маємо для 6-ми порожнистої плити 4 стрижня.

Підбираємо за сортаментом 4Ø14 A800C з $A_p = 0,616 \text{ см}^2 > 0,495 \text{ см}^2$.

Розрахунок похилих перерізів на поперечну силу

Міцність бетону похилого перерізу:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] d \cdot b_w,$$

але не менше, ніж $(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot d \cdot b_w$,

де $C_{Rd,c} = 0,12 \text{ МПа}$ (рекомендоване значення для бетонів при відсутності більш точних даних);

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}} = 1 + \left(\frac{200}{190} \right)^{\frac{1}{2}} = 2,026 > 2$$

тоді $k = 2$

$$\rho = \frac{A_p}{d \cdot b_w} = \frac{616}{190 \cdot 206} = 0,0157 < 0,2$$

де $A_p = 616 \text{ мм}^2$ – площа перерзу розтягнутої арматури, що доводиться та достатньо заанкерена в опорі;

$f_{ck} = 25 \text{ МПа}$ (для С20/25);

Напруження в бетоні від обтискання:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} = \frac{0,5 \cdot \sigma_p \cdot A_p}{h \cdot b_{eff} - \left(\frac{\pi \cdot \varnothing_{отв}^2}{4} \cdot n \right)} = \frac{0,5 \cdot 600 \cdot 10^3 \cdot 6,16 \cdot 10^{-4}}{0,22 \cdot 1,16 - \frac{\pi \cdot 0,159^2}{4} \cdot 6}$$

$$= 1358,16 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} = 1,358 \text{ МПа}$$

(втрати попереднього напруження в запас прийнятні ~50% від початкового значення);

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

							Арк.
							20
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата		

σ_{cp} не перевищує $0,2 * f_{cd} = 0,2 * 14,5 = 2,9$ МПа

$$k_1 = 1,5$$

$$v_{min} = 0,035 * k^{\frac{3}{2}} * f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 * 2^{\frac{3}{2}} * 25^{\frac{1}{2}} = 0,495 \text{ МПа}$$

Таким чином:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 * 2 * (100 * 0,0157 * 25)^{\frac{1}{3}} + 1,5 * 1,358 \right] * 0,206 * 0,19 = 0,11165 \text{ МН} \\ = 111,65 \text{ кН}$$

$V_{Ed} = 33,39 \text{ кН} < V_{Rd,c} = 111,65 \text{ кН}$, отже, міцність бетону на дію поперечної сили є достатньою.

$$\text{де } S_w < \min \left(\frac{h}{2} = \frac{220}{2} = 110; 150; 0,75 * d = 0,75 * 190 = 143 \right) = 110 \text{ мм}$$

Приймаємо крок відповідно $S_w=100$ мм.

Підібраний переріз поперечного армування повинен бути в межах:

$$A_{sw,min} < A_{sw} \leq A_{sw,max}$$

$$A_{sw,min} = \max(A_{sw,min}^I, A_{sw,max}^{II}) = 32,96 \text{ мм}^2$$

$$A_{sw,min}^I = \frac{0,08 * \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} * S_w * b_w = \frac{0,08 * \sqrt{25}}{365} * 100 * 206 = 22,57 \text{ мм}^2$$

$$A_{sw,max}^{II} = S_w * b_w * p_w = 100 * 206 * 0,0016 = 32,96 \text{ мм}^2$$

Кількість зварних каркасів поперечної арматури приймаємо рівної кількості стрижнів спорядженої арматури (4 шт.). Тоді перетин одного стрижня:

$$A_{sw,max}^{II} = \frac{A_{sw,min}}{4} = \frac{32,96}{4} = 8,24 \text{ мм}^2$$

Враховуючи марку бетону, відповідно приймаємо діаметр стрижнів $\emptyset 6$ A240C:

$$A_{sw} = 28,3 \text{ мм}^2 > 8,24 \text{ мм}^2$$

Геометричні характеристики приведенного перерізу

$$\text{Площа бетонного перерізу плити } A_c = 2 * b_{eff} * h_f + b_w * (h - 2 * h_f) = 2 * 1160 * 30 + 206 * (220 - 2 * 30) = 102560 \text{ мм}^2$$

Параметри робочої арматури:

$$\text{Площа перерізу: } \sum A_s = 616 \text{ мм}^2$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

										Арк.
										21
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

Міцність: $f_{p0,1k} = 765$ мПа, $f_{pd} = \frac{765}{1.2} = 637.5$ мПа

Модуль пружності: $\frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{190000}{30000} = 6.33$

Початкове напруження в арматурі прийняте: $\sigma_p = 600$ мПа

$$P = \sigma_p * A_p = 600 * 616 =$$

Площа перерізу повздожньої арматури: 4Ø14 A800C з $A_p = 0.616$ см²

Повздожні стрижні сітки верхньої полиці: 4Ø6 A240C з $A_s = 0,113$ см²

$$A_s = A_p + A = 616 + 113 = 729 \text{ мм}^2$$

Так як $0,008 * A_c = 0,008 * 102560 = 820,48 \text{ мм}^2 > A_s = 729 \text{ мм}^2$, геометричні характеристики приведенного перерізу визначають без врахування арматури:

$$A_{red} = A_c = 102560 \text{ мм}^2$$

Обчислюємо статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані плити:

$$\begin{aligned} S_{red} &= b_{eff} * h_f * \left(h - \frac{h_f}{2} \right) + b_w * (h - 2 * h_f) * \frac{h - h_f}{2} + b_{eff} * h_f * \frac{h_f}{2} \\ &= 1160 * 30 * \left(220 - \frac{30}{2} \right) + 206 * (220 - 2 * 30) * \frac{220 - 30}{2} + 1160 \\ &\quad * 30 * \frac{30}{2} = 10787200 \text{ мм}^3 \end{aligned}$$

Відстань від осі, що проходить через центр тяжкості приведенного перерізу до нижньої плити:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{10787200}{102560} = 105 \text{ мм}$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно центру ваги:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{1160 * 30^3}{12} + 1160 * 30 * (220 - 105 - 0.5 * 30)^2 + \frac{206 * (220 - 50)^3}{12} \\ &\quad + 206 * (220 - 30) * [105 - 0.5 * (220 - 30)]^2 + 616 * 6,33 \\ &\quad * (105 - 30) = 439,16 * 10^6 \text{ мм}^4 \end{aligned}$$

Момент опору перерізу нижньої грані:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{439,16 * 10^6}{105} = 4182,476 * 10^3 \text{ мм}^3$$

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

									Арк.
									22
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Момент опору перерізу верхньої грані:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{439,16 \cdot 10^6}{220 - 105} = 3818,728 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$$

Радіус інерції ядра перерізу:

$$r = \frac{W_{red}}{A_c} = \frac{4182,476 \cdot 10^3}{102560} = 40.78 \text{ мм}$$

Визначення початкових зусиль натягу арматури та рівня обтиснення бетону
Призначаємо величину початкового напруження $\sigma_{p,max} = 600$ МПа із врахуванням наступного:

$$\sigma_{p,max} \leq 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 840 = 672 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{p,max} \leq 0,9 \cdot f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 765 = 688.5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{p,min} > 0,3 \cdot f_{p0,1k} = 0,3 \cdot 765 = 229.5 \text{ МПа}$$

$$P_{max} = \sigma_{p,max} \cdot A_p = 600 \cdot 616 \cdot 10^{-3} = 369,6 \text{ кН}$$

Визначаємо втрати попереднього напруження

- Миттєві (технологічні) втрати

Втрати від релаксації напружень в арматурі визначаємо за формулою для арматури класу А800С:

$$\Delta P_r = (0,1 \cdot \sigma_{p,max} - 20) \cdot A_p = (0,1 \cdot 600 - 20) \cdot 616 = 24640 \text{ Н} \\ = 24,64 \text{ кН}$$

Втрати від температурного перепаду при виготовленні збірних конструкцій: $\Delta P_\theta = 0$, оскільки при агрегатно-потоківій технології виріб при пропаруванні нагрівається разом з формою і упорами, тому температурний перепад між ними дорівнює нулю.

Втрати від деформації сталевих упорів при прийнятій технології натягу стержнів: $\Delta P_z = 0$

Втрати зусилля в арматурі, викликані пружною (миттєвою) деформацією бетону при натягу на упори, визначаємо за формулою:

$$\Delta P_{el} = \alpha \cdot \rho_p \cdot \left(1 + e_{op}^2 \cdot \frac{A_{red}}{I_{red}} \right) \cdot P_{0,c}$$

$$\text{де } \rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{616}{102560} = 6.0 \cdot 10^{-3}$$

$$e_{op} = y - a = 105 - 30 = 75 \text{ мм}$$

$P_{0,c}$ – зусилля попереднього напруження з врахуванням втрат, реалізованих на момент обтискування бетону.

$$P_{0,c} = P_{max} - \Delta P_r - \Delta P_t - \Delta P_c = 369.6 - 24.64 - 0 - 0 = 344.96 \text{ кН}$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									23
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

$$\Delta P_{el} = 6,33 * 6,0 * 10^{-3} * \left(1 + 75^2 * \frac{102560}{439,16 * 10^6}\right) * 344,96 = 30,31 \text{ кН}$$

Величина початкової сили напруження арматури $P_{m.0}$ на момент часу $t = t_0$, прикладеної до бетону зразу після натягу, не повинна перевищувати величини:

$$P_{m.0} = \sigma_{pm0} \cdot A_p \leq 0,75 \cdot f_{pk} \cdot A_p$$

$$P_{m.0} = \sigma_{pm0} \cdot A_p \leq 0,85 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p$$

$$P_{m.0} = P_{max} - \Delta P_r - \Delta P_\theta - \Delta P_3 - \Delta P_{el} = 369,6 - 24,64 - 0 - 0 - 30,31 = 314,65 \text{ кН}$$

$$314,65 \leq 0,75 \cdot 840 \cdot 616 = 388080 \text{ Н} = 388,08 \text{ кН} - \text{умова виконується}$$

$$314,65 \leq 0,85 \cdot 765 \cdot 616 = 400554 \text{ Н} = 400,554 \text{ кН} - \text{умова виконується}$$

○ Залежні від часу (експлуатаційні) втрати

Залежні від часу втрати попереднього напруження, викликані повзучістю і усадкою бетону, а також довготривалою релаксацією напружень в арматурі визначаємо за формулою:

$$\Delta P_t(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_p;$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

де $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ - втрати попереднього напруження, викликані повзучістю, усадкою та релаксацією в момент часу t ;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ - очікувані відносні деформації усадки бетону в момент часу $t > 100$ діб;

де ε_{cd} - деформація усадки при випаровуванні із бетону вологи, без уточнення як $\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0}$, $\varepsilon_{cd} = -4,90 \cdot 10^{-4}$ при відносній вологості цеху RH=50% для бетону класу C20/25;

ε_{ca} - внутрішня частина усадки, яка розвивається в процесі твердіння бетону.

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca\infty};$$

де $\varepsilon_{ca\infty} = -2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \leq 0$,

$$\beta_{as} = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}); \beta_{as} = 1 - e^{-0,2 \cdot 100^{0,5}} = 0,865;$$

$$\varepsilon_{ca\infty} = -2,5(20 - 10) \cdot 10^{-6} \leq -2,5 \cdot 10^{-5},$$

$$\varepsilon_{ca} = 0,865 \cdot (-2,5 \cdot 10^{-5}) = -2,16 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{cs}(100) = -4,90 \cdot 10^{-4} - 2,16 \cdot 10^{-5} = 5,12 \cdot 10^{-4}$$

$\varphi(t, t_0)$ - коефіцієнт повзучості бетону за період часу t_0 до $t = 100$ діб, приймаємо при відносній вологості цеху RH=50% для бетону класу C20/25 як $\varphi(t, t_0) = \varphi(\infty, t_0) = 2,7$;

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

									Арк.
									24
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

σ_{cp} - напруження в бетоні на рівні центра ваги напруженої арматури від практично постійної комбінації навантажень і власної ваги (постійні, власна вага, тимчасові довготривалі);

$$\sigma_{cp} = \frac{M_{max} \cdot e_{op}}{I_c} = \frac{57,19 \cdot 10^6 \cdot 75}{439,16 \cdot 10^6} = 9,77 \text{ Н/мм}^2;$$

σ_{cp0} - початкові напруження в бетоні на рівні центра ваги напруженої арматури від дії зусилля попереднього обтискування з урахуванням миттєвих (технологічних) втрат;

$$\sigma_{cp0} = \frac{P_{m.0}}{A_c} + \frac{P_{m.0} \cdot e_{op}^2}{I_c} = \frac{314,65 \cdot 10^3}{102560} + \frac{314,65 \cdot 10^3 \cdot 75^2}{439,16 \cdot 10^6} = 7,098 \text{ Н/мм}^2;$$

$\Delta\sigma_{pr}$ - абсолютна зміна напружень в напруженій арматурі в розрахунковому перерізі, викликана релаксацією арматурної сталі. Визначаємо σ_p / f_{pk} в залежності від рівня напружень, приймаючи $\sigma_p = \sigma_{pg0}$; σ_{pg0} - напруження в арматурі, викликані натягом (з врахуванням миттєвих втрат в $t = t_0$) і від дії практичної комбінації навантажень;

$$\sigma_{pg0} = \frac{P_{m.0}}{A_p} + \sigma_{cp} = \frac{314,65 \cdot 10^3}{616} + 9,77 = 520,56 \text{ МПа}$$

Для першого релаксаційного класу арматури втрати початкового попереднього напруження складають 1,5%; $\Delta\sigma_{pr} = 0,015 \cdot 600 = 9 \text{ МПа}$;

A_c та I_c – відповідно площа і момент інерції бетонного перерізу.

Так як $\alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp0}) = 6,33 \cdot 1,7 \cdot (-9,77 + 7,098) < 0$ – приймаємо рівним 0.

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{5,12 \cdot 10^{-4} \cdot 19 \cdot 10^4 + 0,8 \cdot 9}{1 + 6,33 \cdot \frac{616}{102560} * \left(1 + \frac{102560}{439,16 \cdot 10^6} \cdot 75^2\right) * [1 + 0,8 \cdot 2,7]}$$

$$= 81,75 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\Delta P_t(t) = 81,75 \cdot 616 = 50358 \text{ Н} = 50,36 \text{ кН}$$

Середнє значення зусилля попереднього обтискування $P_{m,t}$ в момент часу $t > t_0$ (з урахуванням всіх втрат) не повинна перевищувати встановленого нормами:

$$P_{m,t} = P_{m.0} - \Delta P_t(t) \leq 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_p$$

$$314,65 - 50,36 = 264,29 \text{ кН} < 0,65 \cdot 840 \cdot 616 = 336,34 \text{ кН}$$

Умова виконується.

Перевірка тріщиностійкості розтягнутої зони

Момент опору приведенного перерізу для розтягнутої грані рівняється

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{439,16 \cdot 10^6}{105} = 4182476 \text{ мм}^3$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

								Арк.
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата			25

$$\text{Ядрова відстань } r = \frac{W_{\text{red}}}{A_{\text{red}}} = \frac{4182476}{102560} = 40.78 \text{ мм}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{cr}} &= \gamma \cdot f_{\text{ctm}} \cdot W_{\text{red}} + P(e_{\text{op}} + r) \\ &= 1,3 \cdot 2,2 \cdot 4,18 \cdot 10^6 + 264.29 \cdot 10^3 \cdot (75 + 40,78) = 42,55 \cdot 10^6 \text{ Нмм} \\ &= 42,55 \text{ кНм} < M_{\text{ed}} = 57,19 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Тріщини утворюються, необхідно виконувати розрахунок ширини їх розкриття. Приріст напружень в напруженій арматурі від дії зовнішнього навантаження $M_{\text{ed}} = 57,19 \text{ кНм}$

$$M_s = M_{\text{ed}} + P_2 \cdot e_{\text{sp}} = 57.19 \cdot 10^6 + 0 = 57.19 \cdot 10^6 \text{ Нмм}$$

$$\text{де } e_{\text{sp}} = y_0 - a_p - e_{\text{op}} = 105 - 30 - 75 = 0 \text{ мм}$$

Ефективна висота перерізу: $d = 190 \text{ мм}$

$$\text{Тоді } \frac{e_s}{d} = \frac{M_s}{P_2 \cdot d} = \frac{57.19 \cdot 10^6}{264.29 \cdot 10^3 \cdot 190} = 1.14$$

Коефіцієнт приведення для стрижневої арматури $a_{s1} = \frac{300}{f_{\text{ck,prism}}} = \frac{300}{18.5} = 16.22$, тоді прийнявши $b_w = 206 \text{ мм}$ знаходимо необхідні параметри:

$$\mu_{a_{s1}} = \frac{(A_{p1} + A_{s1})a_{s1}}{b \cdot d} = \frac{(616 + 113) \cdot 16.22}{206 \cdot 190} = 0,302$$

$$\phi_f = \frac{(b'_f - b_w)h'_f + a_{s1} \cdot A_{s2}}{b \cdot d} = \frac{(1160 - 206) \cdot 30 + 16.22 \cdot 113}{206 \cdot 190} = 0.78$$

З табл. 2 при $\mu_{a_{s1}} = 0,302$; $\phi_f = 0,78$ і $\frac{e_s}{d} = 1,14$ знаходимо $\zeta = 0,828$.

Тоді $z = \zeta \cdot d = 0,828 \cdot 190 = 157,32 \text{ мм}$; $A_{p1} + A_{s1} = 616 + 113 = 729 \text{ мм}^2$

$$\sigma_s = \frac{M_s/z - P}{A_{p1} + A_{s1}} = \frac{57,19 \cdot 10^6 / 157,32 - 264290}{616 + 113} = 136,13 \text{ МПа}$$

Перевіряємо достатність площі розтягнутої арматури в перерізі:

$$A_{s1} \cdot \sigma_s + \xi_1 \cdot A_{p1} \cdot \Delta\sigma_s \geq k_c \cdot k \cdot f_{\text{ct,eff}} \cdot A_{\text{ct}}$$

Де $A_{s1} = 113 \text{ мм}^2$, $A_{p1} = 616 \text{ мм}^2$ - відповідно площа ненапруженої арматури і напруженої арматури, розташованої в розтягнутій зоні перерізу;

$$\sigma_s = f_{yk} = 240 \text{ МПа}$$

$\Delta\sigma_s = 136,13 \text{ МПа}$ - приріст напружень в арматурі A_{p1} від стану нульової деформації бетону на рівні напруженої арматури;

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									26
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа}$$

$k_c = 0,4$ – для прямокутного перерізу стінки;

$k=1,0$ – для стінок елементів при $h \leq 300\text{мм}$

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \phi_s / \phi_p} = \sqrt{0,8 \cdot 6 / 14} = 0,585$$

Тут $\phi_s = 4\text{мм}$ – діаметр стрижня ненапруженої арматури;

$\phi_p = 16\text{ мм}$ – діаметр стрижня напруженої арматури;

$\xi = 0,8$ – коефіцієнт міцності зчеплення арматури згідно табл.6.1

$A_{ct} = b \cdot h_{c,eff} = 206 \cdot 60 = 12360 \text{ мм}^2$ – площа розтягнутого бетону, що оточує розтягнуту арматуру

$$\min: h_{c,eff} = \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h - d) = 2,5 \cdot (220 - 190) = 75 \text{ мм} \\ h/2 = 220/2 = 110 \text{ мм} \\ 2 * a = 60 \text{ мм} \end{array} \right\} = 60 \text{ мм}$$

Тоді достатність площі розтягнутої арматури в перерізі:

$$113 \cdot 240 + 0,585 \cdot 616 \cdot 136,13 = 76175,81 \text{ Н} \geq 0,4 \cdot 1,0 \cdot 2,2 \cdot 12360 = 10876,8 \text{ Н}$$

Умова виконується.

Розрахункову ширину розкриття тріщин визначаємо за формулою:

$$W_k = S_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Де $S_{r,max}$ – середня відстань між тріщинами, визначається за формулою:

$$S_{r,max} = 3,4 * c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 25 + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{14}{0,026} = 176,54 \text{ мм}$$

$k_1 = 0,8$ – стрижні періодичного профілю;

$k_2 = 0,5$ – згин;

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_{s1} + \xi^2 \cdot A_{p1}}{b \cdot h_{c,eff}} = \frac{113 + 0,585^2 \cdot 616}{206 \cdot 60} = 0,026$$

$C=25\text{мм}$ – захисний шар бетону для поздовжньої арматури.

Різницю відносних деформацій арматури і бетону $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ визначаємо як:

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									27
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}$$

$$= \frac{136,13 - 0,6 \cdot \frac{2,2}{0,026} \cdot (1 + 6,33 \cdot 0,026)}{19 \cdot 10^4} = 40,5 \cdot 10^{-5}$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{190000}{30000} = 6,33$$

$k_t = 0,4$ – для довготривалого навантаження;

$k_t = 0,6$ – для короткотривалого.

Розрахункова ширина розкриття тріщин від нетривалої дії повного навантаження рівняється:

$$W_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 176,54 \cdot 40,5 \cdot 10^{-5} = 0,07 \text{ мм}$$

Тоді $W_k = 0,07 \text{ мм} < W_{k,lim} = 0,4 \text{ мм}$

Ширина розкриття тріщин знаходиться в межах допустимого.

Визначення прогинів

Необхідно перевірити прогин в середині прольоту.

Максимальний граничний прогин в середині прольоту балки складе

$$\alpha_{lim} = \frac{1}{250} l_{eff} = \frac{1}{250} \cdot 6850 = 27,4 \text{ мм}$$

Ефективна (робоча) висота перерізу:

$$d = h - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм}; \quad \rho = \frac{A_p}{d \cdot b_w} = \frac{616}{190 \cdot 206} = 0,016 (1,6\%)$$

Ефективний модуль пружності бетону визначаємо за виразом:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + f(\infty, t_n)}$$

де $f(\infty, t_n)$ - граничне значення коефіцієнту повзучості приймаємо для бетону класу C20/25 при відносній вологості навколишнього середовища 50%: $f(\infty, t_n) = 2,7$, тоді

$$E_{c,eff} = \frac{30000}{1 + 2,7} = 8,1 \cdot 10^3$$

Визначаємо геометричні характеристики прямокутного перерізу без тріщин:

Приведена площа перерізу при $A_{s2} = 0$ і $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{8,1 \cdot 10^3} = 23,46$

$$A_1 = b \cdot d + b'_{eff} \cdot h'_f + \alpha_e (A_{s1} + A_{p1}) = 206 \cdot 190 + 1160 \cdot 30 + 23,46 \cdot 729 = 91248,34 \text{ мм}^2$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									28
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Приведений статичний момент опору відносно найбільш стиснутої грані бетону поперечного перерізу:

$$\begin{aligned} S_1 &= 0,5 \cdot b'_{\text{eff}} \cdot h_f'^2 + b \cdot (h - 30) \cdot 200 + \alpha_e (A_{s1} + A_{p1}) \cdot d \\ &= 0,5 \cdot 1160 \cdot 30^2 + 206 \cdot (220 - 30) \cdot 190 + 23,46 \cdot 729 \cdot 190 \\ &= 11,2 \cdot 10^6 \text{ мм}^3 \end{aligned}$$

Відстань від стиснутої грані бетону поперечного перерізу до центра ваги приведенного перерізу елемента x_1

$$x_1 = \frac{S_1}{A_1} = \frac{11,2 \cdot 10^6}{91248,34} = 122,74 \text{ мм}$$

Момент інерції відносно нейтральної осі перерізу без тріщин $I_{1,\text{red}}$ визначаємо як:

$$\begin{aligned} I_1 &= \frac{b'_{\text{eff}} \cdot h_f'^3}{12} + b'_{\text{eff}} \cdot h_f' \cdot (x_1 - 15)^2 + \frac{b \cdot (h - 25)^3}{12} + b \cdot (h - 50) \cdot (200 - x_1)^2 \\ &\quad + \alpha_e \cdot (A_{s1} + A_{p1}) \cdot (d - x_1)^2 = \\ &= \frac{1160 \cdot 30^3}{12} + 1160 \cdot 30 \cdot (122,74 - 15)^2 + \frac{206 \cdot (220 - 25)^3}{12} + \\ &\quad + 206 \cdot (220 - 50) \cdot (200 - 122,74)^2 + 23,46 \cdot 729 \cdot (190 - 122,74)^2 \\ &= 820,3 \cdot 10^6 \text{ мм}^4 \end{aligned}$$

Для перерізу з тріщиною при використанні дволінійної діаграми деформування висоту стиснутої зони x_{II} шукаємо шляхом порівняння статичних моментів стиснутої і розтягнутої зон перерізу відносно нейтральної осі:

Висота стиснутої зони визначається з рівняння:

$$S_c = \alpha_e \cdot (S_{s1} - S_{s2}),$$

де S_c, S_{s1}, S_{s2} – статичні моменти відповідно площі стиснутої зони бетону, площі розтягнутої і стиснутої арматури відносно нейтральної осі:

При відсутності розрахункової арматури в стиснутій зоні $A_{s2} = 0$

$$\begin{aligned} b'_{\text{eff}} \cdot h_f' \cdot (x_{II} - 25) + b \cdot (x_{II} - 40) \cdot \left(\frac{x_{II} - 40}{2} \right) \\ = 1160 \cdot 30 \cdot (x_{II} - 25) + 206 \cdot (x_{II} - 40) \cdot (0,5 \cdot x_{II} - 20) = 0 \\ x_{II} = 24,27 \text{ мм} \end{aligned}$$

Момент інерції відносно нейтральної осі перерізу без тріщин $I_{II,\text{red}}$ при $x_{II} = 24,27 \text{ мм} < h_f' = 30 \text{ мм}$ і $A_{s2} = 0$:

$$\begin{aligned} I_{II} &= \frac{1160 \cdot 30^3}{12} + 1160 \cdot 30 \cdot (24,27 - 25)^2 + \frac{206 \cdot (24,27 - 40)^3}{12} + 23,46 \cdot 729 \\ &\quad \cdot (190 - 24,27)^2 = 472,30 \cdot 10^6 \text{ мм}^4 \end{aligned}$$

Визначимо кривизну плити від нейтральної дії повного навантаження $M_{\Sigma \text{Ed}}$

$$\left(\frac{1}{r} \right)_1 = \frac{M_{\Sigma \text{sd}}}{E_{\text{cm}} \cdot J_{II}} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{sr}}}{\sigma_s} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{J_{II}}{J_I} \right) \right],$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

								Арк.
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата			29

Відношення $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ замінюємо на відношення $\frac{M_{cr}}{M_{\Sigma sd}} = \frac{42,55}{57,19} = 0,744$, тоді

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{57,19 \cdot 10^6}{30000 \cdot 472,30 \cdot 10^6} \cdot \left[1 - 1 \cdot 1 \cdot (0,744)^2 \cdot \left(1 - \frac{472,30 \cdot 10^6}{820,3 \cdot 10^6}\right)\right] = 3,088 \cdot 10^{-6}$$

де $\beta_1 = 1,0$ – для стрижнєвої арматури періодичного профілю та $\beta_1 = 0,5$ – для арматури гладкого профілю;

$\beta_2 = 1,0$ - при дії коротко тривалого навантаження та $\beta_2 = 0,5$ – при дії тривалого навантаження.

Визначимо кривизну плити від тривалої дії тривалого навантаження M_{Ed} :

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{Sd}}{E_{c,eff} \cdot J_{II}} \cdot \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{J_{II}}{J_I}\right)\right],$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{57,19 \cdot 10^6}{8,1 \cdot 10^3 \cdot 472,30 \cdot 10^6} \cdot \left[1 - 1 \cdot 0,5 \cdot (0,744)^2 \cdot \left(1 - \frac{472,30 \cdot 10^6}{820,3 \cdot 10^6}\right)\right] = 0,131 \cdot 10^{-6}$$

Визначимо кривизну плити від тривалої дії сили попереднього напруження:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_m \cdot e_{op}}{E_{c,eff} \cdot J_{II}} = \frac{264,29 \cdot 10^3 \cdot 190}{8,1 \cdot 10^3 \cdot 472,3 \cdot 10^6} = 0,131 \cdot 10^{-6}$$

Максимальний прогин в середині прольоту вільно опертої однопролітної плити, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням визначається за формулою:

$$f_{max} = \alpha_k \cdot \left[\left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2\right] \cdot l_{eff}^2 - \alpha_p \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_3 \cdot l_{eff}^2$$

Де α_k – коефіцієнт, що приймають згідно таблиці;

$\alpha_p = \frac{1}{8}$ – для напружених стрижнів з прямолінійною віссю;

$\alpha_k = \frac{5}{48}$ – для стрижнів, з рівномірно розподіленим навантаженням.

$$f_{max} = \frac{5}{48} \cdot (3,088 + 0,131) \cdot 10^{-6} \cdot 6850^2 - \frac{1}{8} \cdot 0,131 \cdot 10^{-6} \cdot 6850^2 = 14,96 \text{ мм} < f_{lim} = 27,4 \text{ мм}$$

Максимальний прогин в середині прольоту не перевищує допустимий.

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									30
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

1. Вступ

Для виконання спеціальної частини в даній кваліфікаційній роботі було надано технічний звіт про інженерно-геологічні вишукування. В цьому звіті наведені результати інженерно-геологічних вишукувань на об'єкті: «Нове будівництво адміністративно-складського комплексу в Київській області».

Ціллю виконання робіт було вивчення геологічної будови, інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов ділянки вишукувань та дослідження фізико-механічних властивостей ґрунтів.

В процесі проведення інженерно-геологічних вишукувань були виконані польові роботи, лабораторні дослідження ґрунтів, камеральна обробка польових та лабораторних даних.

2. Геологічна будова та гідрогеологічні умови

Пробуреними свердловинами до глибини 10,0м встановлено, що геологічний розріз ділянки вишукувань складений товщею верхньо-четвертинних еолово-делювіальних (vd III) відкладів, що підстеляються середньо-четвертинними флювіогляціальними (f II) пісками та супісками. З поверхні відклади перекриті елювіальними відкладами (e IV), складеними ґрунтово-рослинним шаром. Схема свердловин наведена на рисунку 3.

Схема геологічної будови та стратиграфії відкладів наведена на інженерно-геологічних розрізах та в умовних позначеннях до них. Схема геологічної будови ділянки наведена на рисунку 4.

Водоносний горизонт ґрунтових вод на розвідану глибину до 10,0 м не викрито. У періоди інтенсивного сніготанення та тривалих злив можливе утворення «верховодки» – накопичення лінз води на супіщанистих відкладах.

Згідно додатка Б ДБН В.1.1-25-2009 «Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення» ділянка належить до техногеннонепідтоплених територій.

3. Фізико - механічні властивості ґрунтів

По відібраним зразкам ґрунту в лабораторії були визначені класифікаційні та фізико-механічні характеристики ґрунту. Класифікаційні показники одержані при лабораторних випробуваннях на зразках порушеної структури. Механічні показники та щільність на зразках непорушеної структури (моноліти, кільця).

В зведеній таблиці (таблиця 4) наведені нормативні та розрахункові значення фізико-механічних властивостей ґрунтів на підставі статистичної обробки та порівняльного аналізу результатів лабораторних досліджень.

4. Інженерно-геологічні умови

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №							Арк.
									32
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

По номенклатурному виду, складу, стану та фізико-механічним характеристикам на території ділянки вишукувань виділено шість інженерно-геологічних елементів (ІГЕ):

- ІГЕ 2 Грунтово-рослинний шар – супісок гумусований, бурувато-сірий, місцями-з корінням дерев та рослин;
- ІГЕ 3 Суглинок легкий пилуватий, бурувато-палевий, палево-жовтий, просідний, твердої, напівтвердої консистенції;
- ІГЕ 4 Супісок піщанистий, сірувато-жовтий, з тонкими прошарками піску, твердої консистенції;
- ІГЕ 5 Пісок дрібний, світло-жовтувато-сірий, середньої щільності, малого ступеня водонасичення;
- ІГЕ 6 Пісок середньої крупності, світло-жовтувато-сірий, середньої щільності, малого ступеня водонасичення;
- ІГЕ 7 суглинок важкий піщанистий, жовтувато-бурий, напівтвердої, тугопластичної консистенції.

У відповідності до ДБН В 1.1-12:2014 розрахункова (за картами) сейсмічність для ділянки вишукувань складає 5 балів. Категорія ґрунтів за сейсмічністю – II.

По сукупності факторів вказаних в додатку Ж ДБН А.2 .1 -1 -2014 територія вишукувань належить до II-ї (середньої) категорії складності інженерно-геологічних умов.

Якщо проектні рішення передбачають мінімізацію проникнення додаткової води у ґрунтовий масив, інженерно-геологічна ситуація на ділянці буде стабільною.

При проектуванні комплексу необхідно включити додаткові конструктивні заходи для компенсації можливого нерівномірного осідання ґрунтової основи під впливом додаткового навантаження.

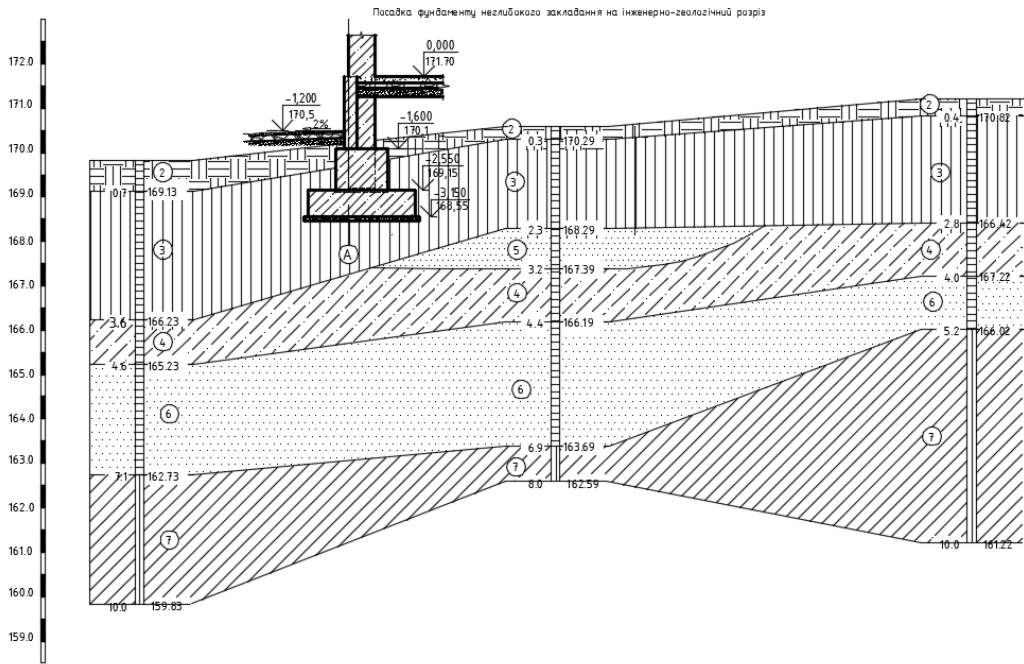
У розглянутих інженерно-геологічних умовах можливо влаштувати 2 варіанти фундаментів: неглибокого закладання та пальові. Фундаменти неглибокого закладання є більш економічно вигідними, аніж пальові, проте через складні геологічні умови, а саме шар лесового ґрунту потужністю до 2.2 м, їх монтаж ускладнюється та необхідно проводити деякі попередні роботи перед монтажем.

Пальові ж фундаменти є більш доцільними і економічно, і з точки зору геології, адже довжина палі прорізає лесовий ґрунт і позбавляє потреби замінити його. Паля врізатиметься в несучий шар – піщаний, що є міцною основою для влаштування фундаментів.

Нижче наведені варіанти посадки на геологію обох варіантів фундаментів.

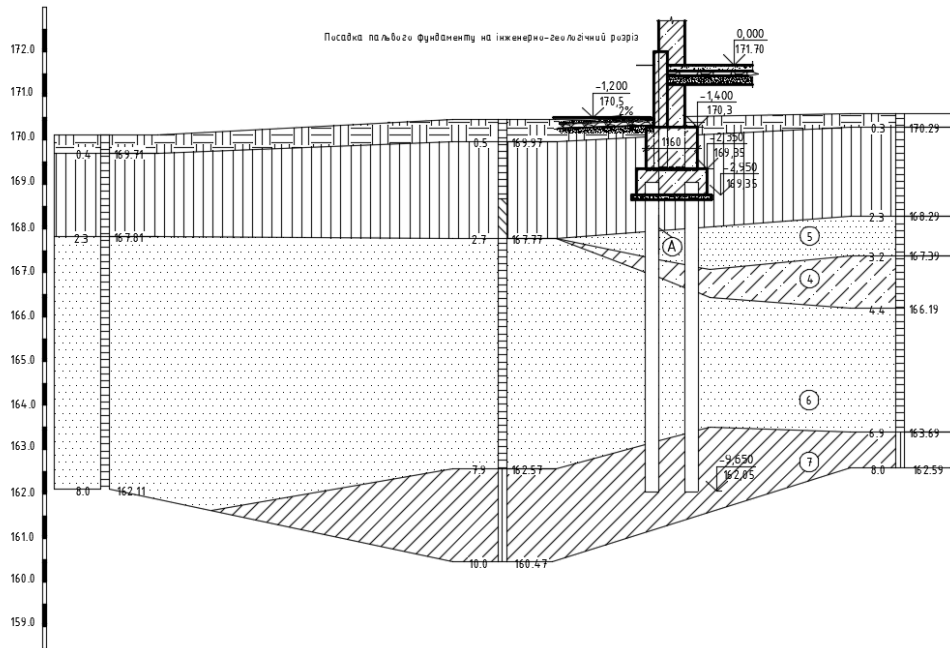
Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

										Арк.
										33
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					



Назва і номер виробки	СВ.11	СВ.9	СВ.10
Абсолютна позначка	169.83	170.59	171.22
Відстань	69.28		67.64

- f IV (2) ґрунтово-рослинний шар-супісок vd III (3) суглинок пилуватий просідний f II (4) супісок піщанистий
 f II (5) пісок дрібний середньої щільності малою ступеня водонасичення f II (6) пісок середньої крупності середньої щільності малою ступеня водонасичення g II (7) супісок піщанистий



Назва і номер виробки	СВ.3	СВ.6	СВ.9
Абсолютна позначка	170.11	170.47	170.59
Відстань	90.0	90.0	

- f IV (2) ґрунтово-рослинний шар-супісок vd III (3) суглинок пилуватий просідний f II (4) супісок піщанистий
 f II (5) пісок дрібний середньої щільності малою ступеня водонасичення f II (6) пісок середньої крупності середньої щільності малою ступеня водонасичення g II (7) супісок піщанистий

Зам. Інв. №

Підп. і дата

Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

34

Формат А4

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.
37

Збір навантаження

Збір навантажень адміністративно-складського комплексу в Київській області виконано відповідно ДБН В.1.2-2:2006 „Навантаження та впливи”. Збір навантажень на 1 м² покриття та перекриття виконується згідно до архітектурних креслень.

Вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності для експлуатації, γ_n	Експлуатаційне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності, γ_f	Граничне навантаження, кН/м ²
Покриття					
Постійне:					
ПВХ мембрана, t = 1.8 мм, $\gamma = 13$ кН/м ³	0.0234	1.0	0.0234	1.3	0.03
Мінеральна вата t = 100 мм, $\rho = 110$ кг/м ³	0.11	1.0	0.11	1.2	0.132
Пароізоляція	0.2	1.0	0.2	1.3	0.26
Несучий профлист t = 0.7 мм, $\gamma = 64.3$ кН/м ³	0.045	1.0	0.045	1.3	0.0585
Тимчасове:					
Снігове	0.37	1.0	0.37	1.0	0.37
Корисне	1.0	1.0	1.0	1.2	1.2
Всього:	1.71		1.71		2.05
Міжповерхове перекриття					
Постійне:					
Ламінат t = 20 мм	0.16	1.0	0.16	1.3	0.208
Цементно-піщана стяжка t = 50 мм	0.9	1.0	0.9	1.3	1.17
Залізобетонна плита перекриття t = 220 мм	3.1	1.0	3.1	1.1	3.41
Залізобетонна балка перекриття t =	10	1.0	10	1.1	11

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.
39

220 мм					
Тимчасове:					
Персонал	2.0	1.0	2.0	1.2	2.4
Перегородки	1.0	1.0	1.0	1.2	1.2
Всього:	17.16		17.16		19.39
Підлога першого поверху					
Постійне:					
Бетон t = 150 мм	3.75	1.0	3.75	1.3	4,87
Щебінь t = 100 мм	1,412	1.0	1,412	1.1	1,55
Геотекстиль	0.2	1.0	0.2	1,1	0,22
Пісок t = 200 мм	2,77	1.0	2,77	1.1	3,05
Тимчасове:					
Устаткування	3.0	1.0	3.0	1.2	3.6
Всього:	11,132		11,132		13,29
Вага стін					
Профільований лист t = 0.6 мм	0.026	1.0	0.026	1.3	0.034
Мінеральна вата t = 100 мм, ρ = 110 кг/м ³	0.11	1.0	0.11	1.2	0.132
Профільований лист t = 0.6 мм	0.026	1.0	0.026	1.3	0.034
Всього:	0.162		0.162		0.2

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.
40

Розглянемо окремі випадки для подальшого розрахунку:

Осі колони	Навантаження, що діє	Експлуатаційне значення навантаження, кН/м ²	Граничне значення навантаження, кН/м ²	Висота стіни/ квадратура навантаження	Для II граничного стану:	Для I граничного стану:
A4/1	Покриття	1.71	2.05	33 м ²	56,43	67,65
	Вага стіни	0.162	0.2	14.48 м	2,34	2.896
	Підлога 1 поверху	11,132	13,29	33 м ²	367,356	438,57
	Вага колони	86,88	95,57		86,88	95,57
					513,0	604,69
A4/3	Покриття	1.71	2.05	50 м ²	85,5	102,5
	Підлога 1 поверху	11,132	13,29	50 м ²	556,6	664,5
	Вага колони	130,32	143,35		130,32	143,35
					772,42	910,35
A1/4	Покриття	1.71	2.05	42 м ²	71,82	86,1
	Міжповерхове перекриття	17.16	19.39	42 м ²	720,72	814,38
	Підлога 1 поверху	11,132	13,29	42 м ²	467,544	558,18
	Вага колони	130,32	143,35		130,32	143,35
					1390,404	1602,01
A/2	Покриття	1.71	2.05	20,125 м ²	34,41	41,26
	Міжповерхове перекриття	17.16	19.39	20,125 м ²	345,34	390,22
	Підлога 1 поверху	11,132	13,29	20,125 м ²	224,03	267,46
	Вага стіни	0.162	0.2	14.48 м	2,34	2.896
	Вага колони	130,32	143,35		130,32	143,35
					736,44	845,186
A1/ 2/1	Покриття	1.71	2.05	42 м ²	71,82	86,1
	Міжповерхове перекриття	17.16	19.39	42 м ²	720,72	814,38
	Підлога 1 поверху	11,132	13,29	42 м ²	467,544	570,78
	Вага колони	32	35,2		32	35,2
					1292,084	2006,46
A/ 2/1	Покриття	1.71	2.05	21 м ²	35,91	43,05
	Міжповерхове перекриття	17.16	19.39	21 м ²	360,36	407,19
	Підлога 1 поверху	11,132	13,29	21 м ²	233,77	279,09
	Вага стіни	0.162	0.2	14.48 м	2,34	2,89
	Вага колони	86,88	95,57		86,88	95,57
					719,26	827,79

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата	Арк.
						41

Осі колони	Навантаження, що діє	Експлуатаційне значення навантаження, кН/м ²	Граничне значення навантаження, кН/м ²	Висота стіни/ квадратура навантаження	Для II граничного стану:	Для I граничного стану:
Б/1	Покриття	1.71	2.05	33 м ²	56,43	67,65
	Вага стіни	0.162	0.2	14.48 м	2,34	2.896
	Підлога 1 поверху	11,132	13,29	33 м ²	367,356	438,57
	Вага колони	130,32	143,35		130,32	143,35
					556,446	652,466

Варіант 1

Розрахунок монолітного стовпчастого фундаменту під колону по осям А4/1
Визначення глибини закладання фундаментів:

За конструктивними вимогами мінімальну глибину закладання фундаментів приймають не менше 0,5 від поверхні землі і 0,4 м від підлоги підвалу.

$$d_{\min} = 0,5 \text{ м};$$

За умовами геологічної будови будівельного майданчика:

Рослинний шар ґрунту необхідно прорізати і фундамент заглибити в несучий шар не менше ніж на 0,2...0,4 м.

$$d_{\min} = \sum_i^n h_{\text{сп.і}} + (0,2 \dots 0,4) \text{ м};$$

$$d_{\min} = 0,7 + 0,4 = 1,1 \text{ м};$$

За глибиною промерзання:

Розрахункова глибина промерзання:

$$d_f = K_h * d_{\text{fm}} = 1.1 * 1.1 = 1,21 \text{ м};$$

K_h – коефіцієнт впливу теплового режиму будинку;

d_{fm} – нормативна глибина промерзання для с. Білогородка

Мінімальна глибина закладання:

$$d_{\min} = d_f + 0,2 \dots 0,4 = 1.21 + 0,4 = 1.61 \text{ м};$$

За гідрогеологічними умовами:

Враховується можливість проведення робіт по влаштування фундаментів в сухих котлованах чи траншеях (щоб не застосовувати водозниження).

Оскільки ґрунтові води на розвідувальній глибині не знайдено, гідрогеологічні умови не приймаються.

Приймаємо попередньо глибину закладання – 2,35 м

Приймаємо квадратний стовпчастий фундамент.

Розрахунковий опір для ІГЕ-5

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									42
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Призначаємо розрахунковий опір рівний $R_0 = 300$ кПа
 Навантаження на верхній обріз колони складає $N_{II} = 513$ кН
 Попередні розміри фундаменту:

Площа фундаменту:

$$A = \frac{N_{II} * k_m}{R_0 - \gamma_0 * d} = \frac{513 * 1,058}{300 - 20 * 2,35} = 2,15 \text{ м}^2$$

де k_m – коефіцієнт впливу моменту:

$$k_m = 1 + \frac{\sum M_{II}}{3 * N_{II}} = 1 + \frac{89,775}{3 * 513} = 1,058$$

N_{II} – вертикальне навантаження, кН;

$\sum M_{II}$ – сума моментів на рівні підшви фундаменту.

Оскільки $k_m < 1,1$, то фундамент можна прийняти квадратним, тоді:

$$b_0 = a_0 = \sqrt{A} = \sqrt{2,15} = 1,5 \text{ м}$$

Визначимо розрахунковий опір ґрунту основи:

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma_{II}' + M_c * c_{II}) \\ &= \frac{1,3 * 1,0}{1,0} (1,15 * 1 * 1,5 * 16,89 + 5,59 * 2,35 * 18,45 + 7,95 * 5) \\ &= 403,74 \text{ кПа} \end{aligned}$$

де γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умови роботи будівлі;

k – коефіцієнт приймають залежно від методу визначення характеристик ґрунту;

k_z – коефіцієнт, що приймається в залежності від ширини підшви фундаменту;

b – ширина підшви фундаменту, м;

M_γ, M_q, M_c – коефіцієнти, які залежать від кута внутрішнього тертя несучого шару ($\varphi_{II} = 21^\circ$);

γ_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають нижче підшви фундаментів:

$$\begin{aligned} \gamma_{II} &= \frac{\gamma_5 * 0,64 + \gamma_6 * 2,4 + \gamma_7 * 1,2}{0,64 + 2,4 + 1,2} = \frac{16,09 * 0,64 + 16,09 * 2,4 + 18,93 * 1,2}{0,64 + 2,4 + 1,2} \\ &= 16,89 \text{ кН/м}^3 \end{aligned}$$

γ'_{II} – середнє розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище підшви фундаментів:

$$\begin{aligned} \gamma'_{II} &= \frac{\gamma_5 * 0,96 + \gamma_3 * 2,4 + \gamma_2 * 0,4}{0,96 + 2,4 + 0,4} = \frac{16,09 * 0,96 + 19,72 * 2,4 + 16,48 * 0,4}{0,96 + 2,4 + 0,4} \\ &= 18,45 \text{ кН/м}^3 \end{aligned}$$

d_1 – глибина закладання підшви фундаментів для будинку без підвалу, або приведена глибина закладання підшви фундаментів від підлоги підвалу;

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

							Арк.
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата		43

d_b – глибина підвалу від рівня планування (поверхні) до підлоги підвалу ($d_b = 2,15$ м). Для будинку (чи його частини) без підвалу $d_b = 0$;

c_{II} – питоме зчеплення несучого шару ґрунту, кПа.

$R_0 = 300$ кПа; $R_1 = 403,74$ кПа – різниця більше 5%.

Уточнення підшви фундаменту:

$$b_1 = \sqrt{\frac{N_{II} * k_m}{R_0 - \gamma_0 * d}} = \sqrt{\frac{513 * 1,058}{403,74 - 20 * 2,35}} = 1,2 \text{ м}$$

$$R_2 = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma'_{II} + M_c * c_{II})$$

$$= \frac{1,3 * 1,0}{1,0} (1,15 * 1 * 1,2 * 16,89 + 5,59 * 2,35 * 18,45 + 7,95 * 5)$$

$$= 397,1 \text{ кПа}$$

$$\Delta = \frac{|397,1 - 403,74|}{397,1} * 100\% = 1,68\% < 5\% \text{ – відносна похибка.}$$

Приймається фундаментна плита розмірами 1.2 x 1.2 м.

Перевірка тиску на підшві фундаменту:

$$p = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{564,3}{1,44} = 381,19 \text{ кПа} < R = 397,1 \text{ кПа} \text{ – умова виконується,}$$

$$p_{min} = \frac{\sum N_{II}}{A} - \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{564,3}{1,44} - \frac{157,93}{0,288} = -166,45 \text{ кПа} < 0, \text{ умова не виконується,}$$

$$p_{max} = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{564,3}{1,44} + \frac{157,93}{0,288} = 930,25 \text{ кПа} > 1,2R = 1,2 * 397,1 =$$

476,46, умова не виконується,

$$\text{де } \sum N_{II} = N_{II} + G_{гр} + G_{ф} = 513 * 1,2 + [(0,02 * 3,55 * 1,2) * 4 * 18,45] + (1,2 * 1,2 * 0,3 + (3 * 1,16 * 1,16 - 0,96 * 0,96 * 3) * 25) = 565,35 \text{ кН}$$

$$\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II} * h_{ф} = 89,775 + 29 * 2,35 = 157,93 \text{ кНм}$$

$$W = \frac{b * a^2}{6} = \frac{1,2 * 1,2^2}{6} = 0,288 \text{ м}^3$$

Збільшуємо розміри фундаментної плити: 1.8 x 1.8 м.

$$p = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{709,97}{3,24} = 319,72 \text{ кПа} < R = 397,1 \text{ кПа} \text{ – умова виконується,}$$

$$p_{min} = \frac{\sum N_{II}}{A} - \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{709,97}{3,24} - \frac{157,93}{0,972} = 157,25 \text{ кПа} > 0, \text{ умова виконується,}$$

$$p_{max} = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{709,97}{3,24} + \frac{157,93}{0,972} = 482,2 < 1,2R = 1,2 * 397,1 = 494,64,$$

умова виконується

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

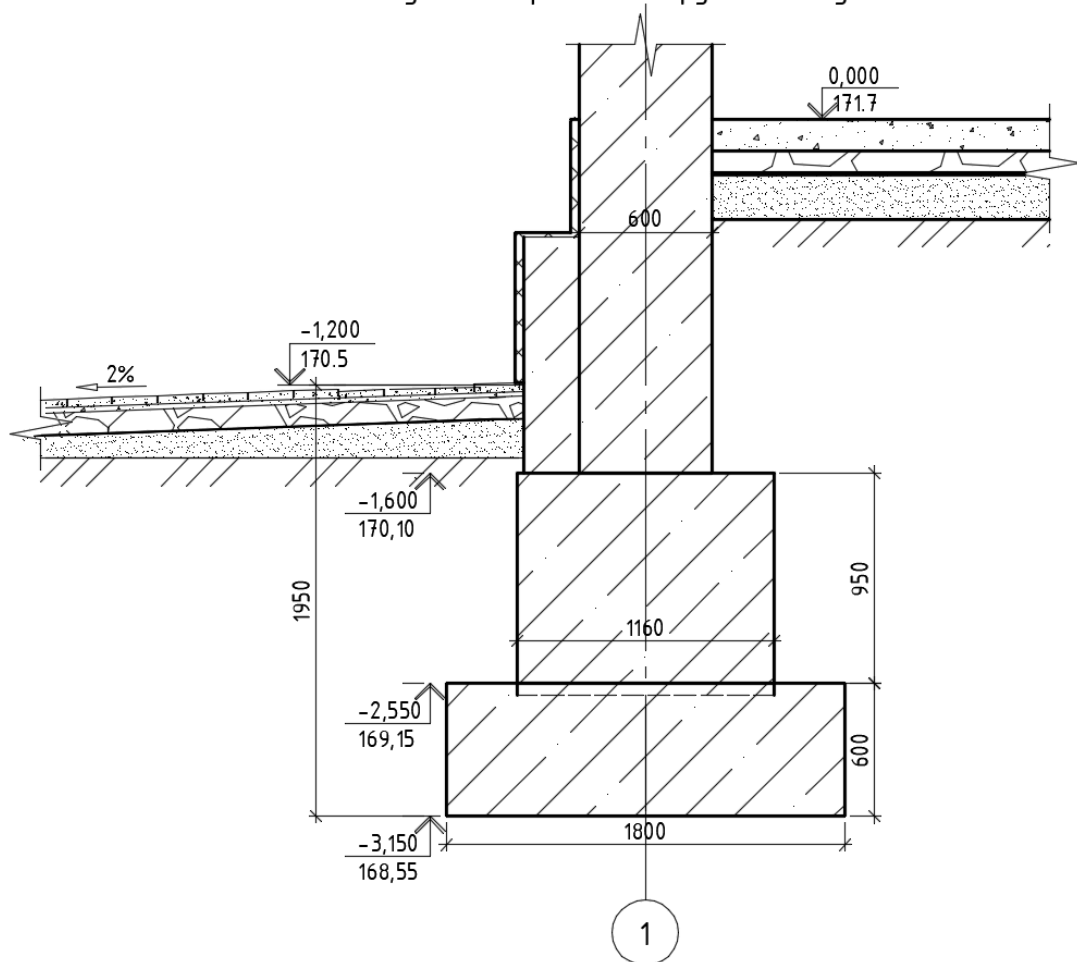
										Арк.
										44
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

$$\text{де } \sum N_{II} = N_{II} + G_{гр} + G_{\phi} = 513 * 1,2 + [(0,32 * 3,55 * 1,8) * 4 * 18,45] + (1,8 * 1,8 * 0,3 + (3 * 1,16 * 1,16 - 0,96 * 0,96 * 3) * 25) = 709,97 \text{ кН}$$

$$\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II} * h_{\phi} = 89,775 + 29 * 2,35 = 157,93 \text{ кНм}$$

$$W = \frac{b * a^2}{6} = \frac{1,8 * 1,8^2}{6} = 0,972 \text{ м}^3$$

Опалубочне креслення фундаменту Ф-1



Розрахунок на продавлювання

Зусилля продавлювання:

$$F_{Ed} = N_I + G_{п-ка} = 615,6 + 38,115 = 653,715 \text{ кН}$$

Сумарне навантаження:

$$N_I = N_{II} * \gamma_{fm} = 513 * 1,2 = 615,6 \text{ кН}$$

Вага підколонника:

$$G_{п-ка} = \gamma_{з/б} * (b_{п-ка} * a_{п-ка} * h_{п-ка}) * \gamma_{fm}$$

$$G_{п-ка} = 25 * (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3) * 1,1 = 38,115 \text{ кН}$$

Несуча здатність плити на продавлювання:

$$F_{Rd} = f_{ctd} * u_m * d$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

45

$$F_{Rd} = 1000 * 5.0 * 0,25 = 1250 \text{ кН}$$

Розрахункова висота бетону:

$$d = h - c = 300 - 50 = 250 \text{ мм}$$

Середній периметр продавлювання:

$$u_m = \frac{u_{в.} + u_{н.}}{2}$$

$$u_m = \frac{4,64 + 6,64}{2} = 5,64 \text{ м}$$

Верхній периметр продавлювання:

$$u_{в.} = 1,6 * 4 = 4,64 \text{ м}$$

Нижній периметр продавлювання:

$$u_{н.} = 2 * (1,64 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,25) * 2 = 6,64 \text{ м}$$

Оскільки $F_{Rd} > F_{Ed}$, то необхідності у додатковій ступені не виникає.

Всі умови виконуються, розміри фундаменту достатні.

Підбір арматури:

В якості робочої арматури використовуємо арматуру класу А400С, для якої $f_{yd} = 365$ МПа. Клас бетону приймаємо С20/25 для якого розрахункове значення міцності на стиск $f_{cd} = 14,5$ МПа.

Згинальний момент від реактивного тиску ґрунту (без врахування власної ваги плити та ваги ґрунту на його обрізах):

$$M^{1-1} = \frac{\sigma_{mt} l_k^2}{2} = \frac{378,025 * ((1,8 - 1,16)/2)^2}{2} = 19,35 \text{ кНм}$$

$$\text{де } \sigma_{mt} = \frac{\sum N_I}{b} = \frac{615,6}{1,8} = 378,025 \text{ кПа}$$

$$\text{де } \sum N_I = N_{II} + G_{\phi 6}^I = N_{II} \gamma_{fm} + G_{\phi 6} \gamma_{fm} = 513 * 1,2 + ((1,8 * 1,8 * 0,3 + (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3)) * 25) * 1,1 = 615,6 \text{ кН}$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за матеріалом.

$$A_s = \frac{M^{1-1}}{f_{yd} * \zeta * d} = \frac{19,35}{435 * 10^3 * 0,9 * 0,25} = 1,97 * 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,97 \text{ см}^2,$$

Враховуючи, що крок стержнів робочої арматури повинен бути 100...200 мм, приймаємо 10Ø12 А400С ($A_s = 11.31 \text{ см}^2$) з кроком 200 мм.

Розрахунок монолітного стовпчастого фундаменту під колону по осям А4/3

Приймаємо попередньо глибину закладання – 2,35 м

Приймаємо квадратний стовпчастий фундамент.

Розрахунковий опір для ІГЕ-5

Призначаємо розрахунковий опір рівний $R_0 = 300$ кПа

Навантаження на верхній обріз колони складає $N^{II} = 772,42$ кН

Попередні розміри фундаменту:

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

									Арк.
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				46

Площа фундаменту:

$$A = \frac{N_{II} * k_m}{R_0 - \gamma_0 * d} = \frac{772,42 * 1,058}{300 - 20 * 2,35} = 3,23 \text{ м}^2$$

де k_m – коефіцієнт впливу моменту:

$$k_m = 1 + \frac{\sum M_{II}}{3 * N_{II}} = 1 + \frac{346,423}{3 * 1979,56} = 1,058$$

N_{II} – вертикальне навантаження, кН;

$\sum M_{II}$ – сума моментів на рівні підшви фундаменту.

Оскільки $k_m < 1,1$, то фундамент можна прийняти квадратним, тоді:

$$b_0 = a_0 = \sqrt{A} = \sqrt{3,23} = 1,8 \text{ м}$$

Визначимо розрахунковий опір ґрунту основи:

$$\begin{aligned} R_3 &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma'_{II} + M_c * c_{II}) \\ &= \frac{1,3 * 1,0}{1,0} (1,15 * 1 * 1,8 * 16,89 + 5,59 * 2,35 * 18,45 + 7,95 * 5) \\ &= 412,14 \text{ кПа} \end{aligned}$$

$R_0 = 300$ кПа; $R_3 = 412,14$ кПа – різниця більше 5%.

Уточнення підшви фундаменту:

$$b_1 = \sqrt{\frac{N_{II} * k_m}{R_0 - \gamma_0 * d}} = \sqrt{\frac{772,42 * 1,058}{412,14 - 20 * 2,35}} = 1,5 \text{ м}$$

Приймаємо $b = 1,5$ м

$$\begin{aligned} R_4 &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma'_{II} + M_c * c_{II}) \\ &= \frac{1,3 * 1,0}{1,0} (1,15 * 1 * 1,5 * 16,89 + 5,59 * 2,35 * 18,45 + 7,95 * 5) \\ &= 404,6 \text{ кПа} \end{aligned}$$

$$\Delta = \frac{|404,6 - 412,14|}{404,6} * 100\% = 1,86\% < 5\% \text{ – відносна похибка.}$$

Приймається фундаментна плита розмірами 1,5 x 1,5 м.

Перевірка тиску на підшві фундаменту:

$$p = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{890,67}{2,25} = 396,84 \text{ кПа} < R = 404,6 \text{ кПа} \text{ – умова виконується,}$$

$$p_{min} = \frac{\sum N_{II}}{A} - \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{890,67}{2,25} - \frac{161,02}{0,563} = 110,58 \text{ кПа} > 0, \text{ умова виконується,}$$

$$p_{max} = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{890,67}{2,25} + \frac{161,02}{0,563} = 683,1064 > 1,2R = 1,2 * 404,6 = 485,55 \text{ – умова не виконується}$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									47
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

$$\text{де } \sum N_{II} = N_{II} + G_{\text{гр}} + G_{\phi} = 772,42 * 1,2 + [(0,17 * 3,55 * 1,2) * 4 * 18,45] + (1,5 * 1,5 * 0,3 + (3 * 1,16 * 1,16 - 0,96 * 0,96 * 3) * 25) = 890,67 \text{ кН}$$

$$\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II} * h_{\phi} = 135,1735 + 11 * 1,61 = 161,02 \text{ кНм}$$

$$W = \frac{b * a^2}{6} = \frac{1,5 * 1,5^2}{6} = 0,563 \text{ м}^3$$

Збільшуємо розміри фундаментної плити: 2,0 x 2,0 м.

$$p = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{1043,93}{4,0} = 348,85 \text{ кПа} < R = 404,6 \text{ кПа} - \text{ умова виконується,}$$

$$p_{\min} = \frac{\sum N_{II}}{A} - \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{1043,93}{4,0} - \frac{161,02}{1,333} = 228,08 \text{ кПа} > 0, \text{ умова виконується,}$$

$$p_{\max} = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{1043,93}{4,0} + \frac{161,02}{1,333} = 469,61 < 1,2R = 1,2 * 404,5 = 485,44,$$

умова виконується

$$\text{де } \sum N_{II} = N_{II} + G_{\text{гр}} + G_{\phi} = 772,42 * 1,2 + [(0,42 * 3,55 * 1,2) * 4 * 18,45] + (2,0 * 2,0 * 0,3 + (3 * 1,16 * 1,16 - 0,96 * 0,96 * 3) * 25) = 1043,93 \text{ кН}$$

$$\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II} * h_{\phi} = 135,1735 + 29 * 2,35 = 161,02 \text{ кНм}$$

$$W = \frac{b * a^2}{6} = \frac{2,0 * 2,0^2}{6} = 1,333 \text{ м}^3$$

Розрахунок на продавлювання

Зусилля продавлювання:

$$F_{Ed} = N_I + G_{\text{п-ка}} = 2375,472 + 59,895 = 2435,367 \text{ кН}$$

Сумарне навантаження:

$$N_I = N_{II} * \gamma_{fm} = 772,42 * 1,2 = 926,904 \text{ кН}$$

Вага підколонника:

$$G_{\text{п-ка}} = \gamma_{з/б} * (b_{\text{п-ка}} * a_{\text{п-ка}} * h_{\text{п-ка}}) * \gamma_{fm}$$

$$G_{\text{п-ка}} = 25 * (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3) * 1,1 = 38,115 \text{ кН}$$

Несуча здатність плити на продавлювання:

$$F_{Rd} = f_{ctd} * u_m * d$$

$$F_{Rd} = 1000 * 5,64 * 0,25 = 1410 \text{ кН}$$

Розрахункова висота бетону:

$$d = h - c = 300 - 50 = 250 \text{ мм}$$

Середній периметр продавлювання:

$$u_m = \frac{u_{\text{в.}} + u_{\text{н.}}}{2}$$

$$u_m = \frac{4,64 + 6,64}{2} = 5,64 \text{ м}$$

Верхній периметр продавлювання:

$$u_{\text{в.}} = 1,16 * 4 = 4,64 \text{ м}$$

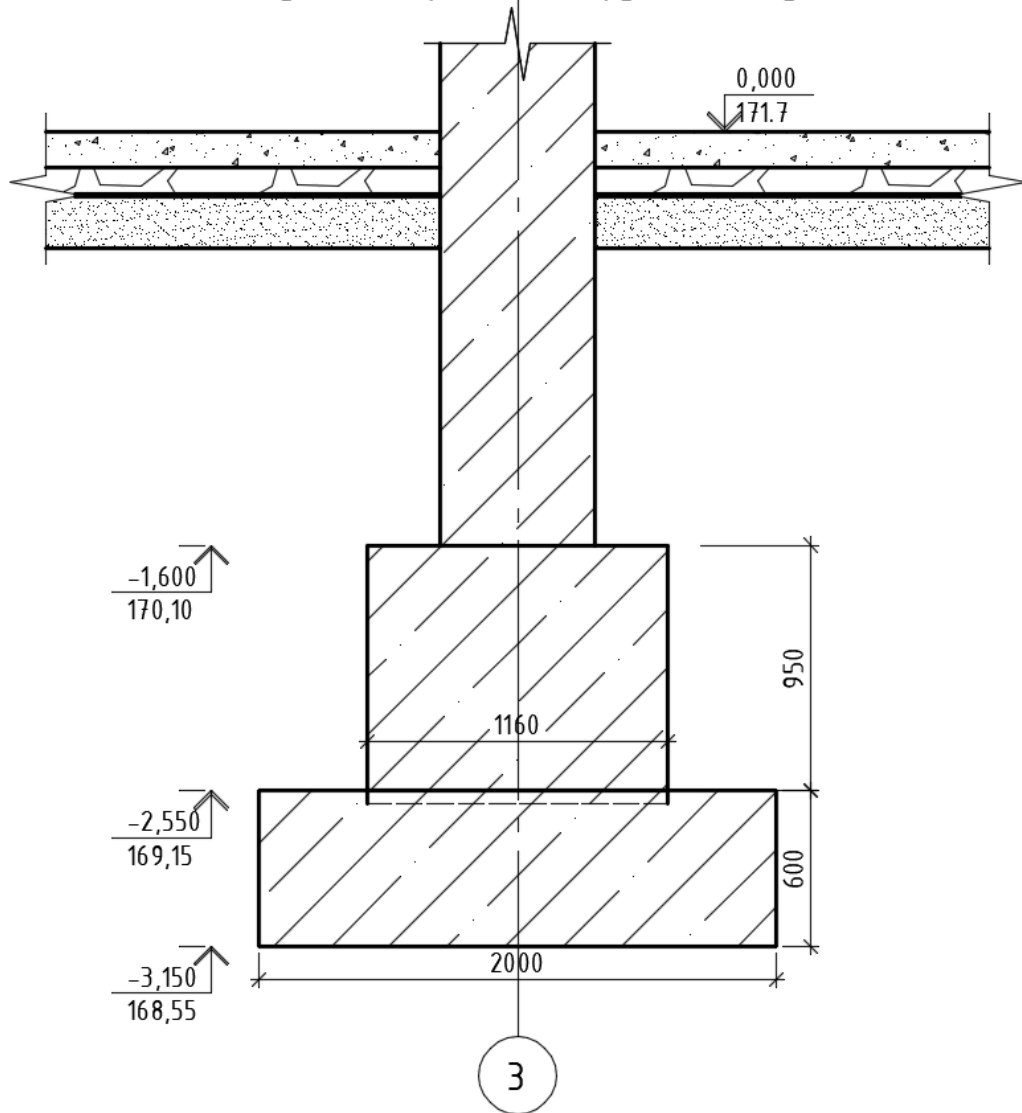
Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

								Арк.
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата			48

Нижній периметр продавлювання:

$u_n = 2 * (1,16 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,25) + 2 * (1,16 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,25) = 6,64 \text{ м}$
 Оскільки $F_{Rd} > F_{Ed}$, то необхідності у додатковій ступені не виникає.
 Всі умови виконуються, розміри фундаменту достатні.

Опалубочне креслення фундаменту Ф-2



Підбір арматури:

В якості робочої арматури використовуємо арматуру класу А400С, для якої $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$. Клас бетону приймаємо С20/25 для якого розрахункове значення міцності на стиск $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$.

Згинальний момент від реактивного тиску ґрунту (без врахування власної ваги плити та ваги ґрунту на його обрізах):

$$M^{1-1} = \frac{\sigma_{mt} l_k^2}{2} = \frac{499,0 * ((2,0 - 1,1)/2)^2}{2} = 44,012 \text{ кНм}$$

$$\text{де } \sigma_{mt} = \frac{\sum N_l}{b} = \frac{998,02}{2,0} = 499,0 \text{ кПа}$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

$$\text{де } \sum N_{II} = N_{II} + G_{\text{фб}}^I = N_{II} \gamma_{fm} + G_{\text{фб}} \gamma_{fm} = 772,42 * 1,2 + ((2,0 * 2,0 * 0,3 + (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3)) * 25) * 1,1 = 998,02 \text{ кН}$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за матеріалом.

$$A_s = \frac{M^{1-1}}{f_{yd} * \zeta * d} = \frac{44.012}{435 * 10^3 * 0,9 * 0,25} = 4.49 * 10^{-4} \text{ м}^2 = 4.49 \text{ см}^2,$$

Враховуючи, що крок стержнів робочої арматури повинен бути 100...200 мм, приймаємо 10Ø12 А400С ($A_s = 11.31 \text{ см}^2$) з кроком 200 мм.

Варіант монолітного стовпчастого фундаменту під колону по осям А1/4

Приймаємо попередньо глибину закладання – 2.35 м

Приймаємо квадратний стовпчастий фундамент.

Розрахунковий опір для ІГЕ-5

Призначаємо розрахунковий опір рівний $R_0 = 300 \text{ кПа}$

Навантаження на верхній обріз колони складає $N_{II} = 1390,404 \text{ кН}$

Попередні розміри фундаменту:

Площа фундаменту:

$$A = \frac{N_{II} * k_m}{R_0 - \gamma_0 * d} = \frac{1390,404 * 1,058}{300 - 20 * 2.35} = 5.82 \text{ м}^2$$

де k_m – коефіцієнт впливу моменту:

$$k_m = 1 + \frac{\sum M_{II}}{3 * N_{II}} = 1 + \frac{243,32}{3 * 1390,404} = 1,058$$

N_{II} – вертикальне навантаження, кН;

$\sum M_{II}$ – сума моментів на рівні підшви фундаменту.

Оскільки $k_m < 1,1$, то фундамент можна прийняти квадратним, тоді:

$$b_0 = a_0 = \sqrt{A} = \sqrt{5.82} = 2.4 \text{ м}$$

Визначимо розрахунковий опір ґрунту основи:

$$\begin{aligned} R_5 &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma_{II}' + M_c * c_{II}) \\ &= \frac{1,3 * 1,0}{1,0} (1,15 * 1 * 2.4 * 16,89 + 5,59 * 2,35 * 18,45 + 7,95 * 5) \\ &= 427.65 \text{ кПа} \end{aligned}$$

$R_0 = 300 \text{ кПа}$; $R_5 = 427.65 \text{ кПа}$ – різниця більше 5%.

Уточнення підшви фундаменту:

$$b_1 = \sqrt{\frac{N_{II} * k_m}{R_0 - \gamma_0 * d}} = \sqrt{\frac{1390,404 * 1,058}{427.65 - 20 * 2.35}} = 2.0 \text{ м}$$

Приймаємо $b = 2.0 \text{ м}$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

								Арк.
								50
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата			

$$R_6 = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma'_{II} + M_c * c_{II})$$

$$= \frac{1,3 * 1,0}{1,0} (1,15 * 1 * 2,0 * 16,89 + 5,59 * 2,35 * 18,45 + 7,95 * 5)$$

$$= 416.4 \text{ кПа}$$

$$\Delta = \frac{|416.4 - 427.65|}{416.4} * 100\% = 2.7\% < 5\% - \text{відносна похибка.}$$

Приймається фундаментна плита розмірами 2.0 x 2.0 м.

Перевірка тиску на підшві фундаменту:

$$p = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{1674.12}{4.0} = 425.73 \text{ кПа} > R = 416.4 \text{ кПа} - \text{умова не виконується,}$$

$$p_{min} = \frac{\sum N_{II}}{A} - \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{1674.12}{4.0} - \frac{245.67}{1.333} = 241.48 \text{ кПа} > 0, \text{ умова виконується,}$$

$$p_{max} = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{1674.12}{4.0} + \frac{245.67}{1.333} = 609.98 > 1,2R = 1,2 * 416.4 = 499.68,$$

умова не виконується,

$$\text{де } \sum N_{II} = N_{II} + G_{гр} + G_{\phi} = 1390.404 * 1,2 + [(0,42 * 3,55 * 2,0) * 4 * 18,45] + (2,0 * 2,0 * 0,3 + (3 * 1,16 * 1,16 - 0,96 * 0,96 * 3) * 25) = 1668.485 \text{ кН}$$

$$\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II} * h_{\phi} = 243,32 + 1 * 2.35 = 245.67 \text{ кНм}$$

$$W = \frac{b * a^2}{6} = \frac{2,0 * 2,0^2}{6} = 1.333 \text{ м}^3$$

Збільшуємо розміри фундаментної плити: 2.4 x 2,4 м.

$$p = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{1863,05}{5.76} = 390.76 \text{ кПа} < R = 416.4 \text{ кПа} - \text{умова виконується,}$$

$$p_{min} = \frac{\sum N_{II}}{A} - \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{1863,05}{5.76} - \frac{245.67}{2,304} = 284.13 \text{ кПа} > 0, \text{ умова виконується,}$$

$$p_{max} = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{1863,05}{5.76} + \frac{245.67}{2,304} = 497.38 < 1,2R = 1,2 * 416.4 = 499.68,$$

умова виконується

$$\text{де } \sum N_{II} = N_{II} + G_{гр} + G_{\phi} = 1390.404 * 1,2 + [(0,62 * 3,55 * 2,4) * 4 * 18,45] + (2,4 * 2,4 * 0,3 + (3 * 1,16 * 1,16 - 0,96 * 0,96 * 3) * 25) = 1843.89 \text{ кН}$$

$$\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II} * h_{\phi} = 243,32 + 1 * 2.35 = 245.67 \text{ кНм}$$

$$W = \frac{b * a^2}{6} = \frac{2,4 * 2,4^2}{6} = 2.304 \text{ м}^3$$

Розрахунок на продавлювання

Зусилля продавлювання:

$$F_{Ed} = N_I + G_{п-ка} = 1668,48 + 38.115 = 1706.6 \text{ кН}$$

Сумарне навантаження:

$$N_I = N_{II} * \gamma_{fm} = 1390,404 * 1,2 = 1668,48 \text{ кН}$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

										Арк.
										51
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

Вага підколонника:

$$G_{\text{п-ка}} = \gamma_{\text{з/б}} * (b_{\text{п-ка}} * a_{\text{п-ка}} * h_{\text{п-ка}}) * \gamma_{fm}$$
$$G_{\text{п-ка}} = 25 * (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3) * 1,1 = 38,115 \text{ кН}$$

Несуча здатність плити на продавлювання:

$$F_{Rd} = f_{ctd} * u_m * d$$
$$F_{Rd} = 1000 * 5,64 * 0,25 = 1410 \text{ кН}$$

Розрахункова висота бетону:

$$d = h - c = 300 - 50 = 250 \text{ мм}$$

Середній периметр продавлювання:

$$u_m = \frac{u_{\text{в.}} + u_{\text{н.}}}{2}$$
$$u_m = \frac{4,64 + 6,64}{2} = 5,64 \text{ м}$$

Верхній периметр продавлювання:

$$u_{\text{в.}} = 1,16 * 4 = 4,64 \text{ м}$$

Нижній периметр продавлювання:

$$u_{\text{н.}} = 2 * (1,16 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,25) + 2 * (1,16 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,25) = 6,64 \text{ м}$$

Оскільки $F_{Rd} < F_{Ed}$, то виникає необхідність у додатковій ступені.

Несуча здатність плити на продавлювання:

$$F_{Rd} = f_{ctd} * u_m * d$$
$$F_{Rd} = 1000 * 6,84 * 0,55 = 3762 \text{ кН}$$

Розрахункова висота бетону:

$$d = h - c + 150 = 300 - 50 + 300 = 550 \text{ мм}$$

Середній периметр продавлювання:

$$u_m = \frac{u_{\text{в.}} + u_{\text{н.}}}{2}$$
$$u_m = \frac{4,64 + 9,04}{2} = 6,84 \text{ м}$$

Верхній периметр продавлювання:

$$u_{\text{в.}} = 1,16 * 4 = 4,64 \text{ м}$$

Нижній периметр продавлювання:

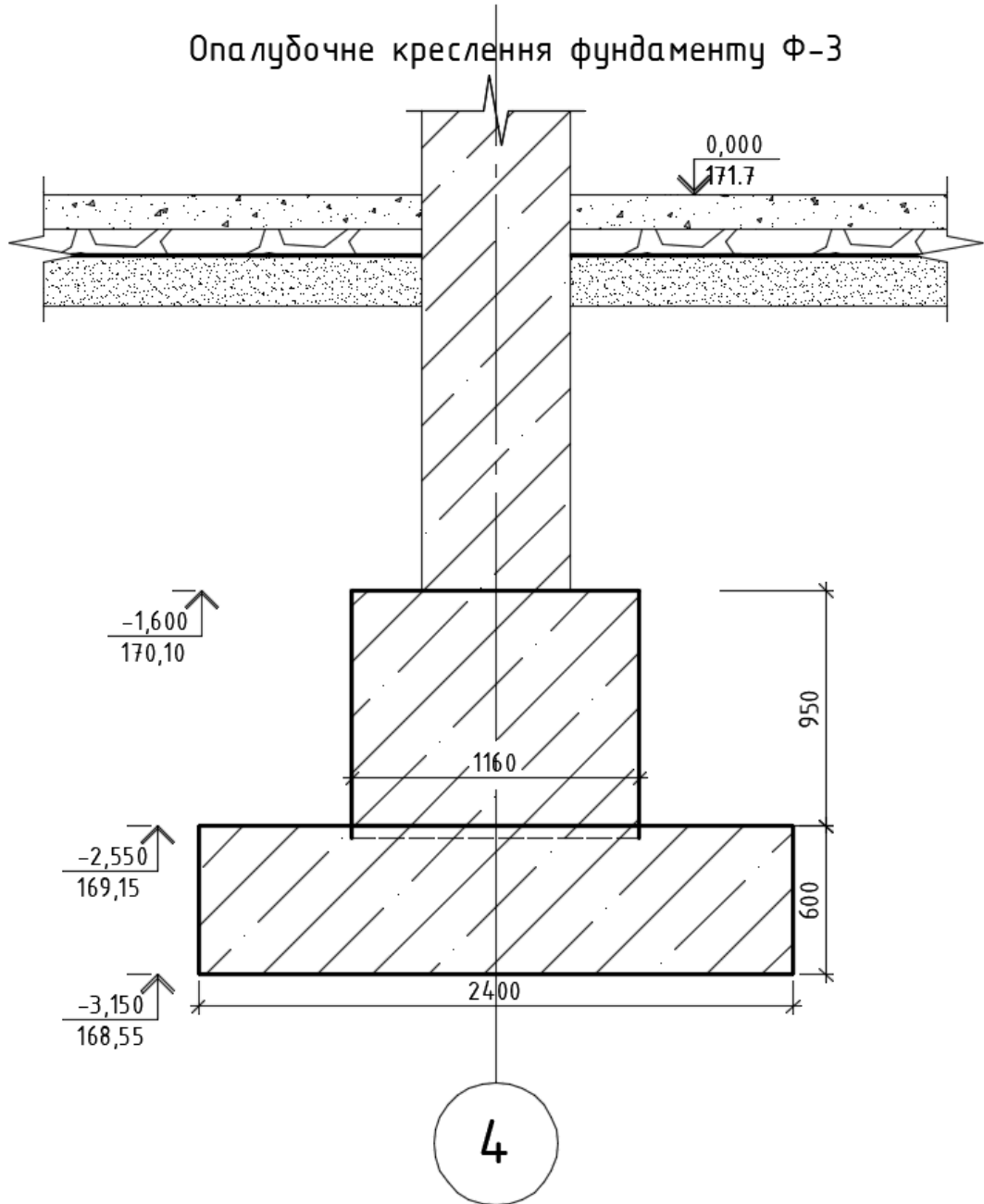
$$u_{\text{н.}} = 2 * (1,16 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,55) + 2 * (1,16 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,55) = 9,04 \text{ м}$$

Всі умови виконуються, розміри фундаменту достатні.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

									Арк.
									52
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Опалубочне креслення фундаменту Ф-3



Підбір арматури:

В якості робочої арматури використовуємо арматуру класу А400С, для якої $f_{yd} = 365$ МПа. Клас бетону приймаємо С20/25 для якого розрахункове значення міцності на стиск $f_{cd} = 14,5$ МПа.

Згинальний момент від реактивного тиску ґрунту (без врахування власної ваги плити та ваги ґрунту на його обрізах):

$$M^{1-1} = \frac{\sigma_{mt} l_k^2}{2} = \frac{742.02 * ((2,4 - 1,16)/2)^2}{2} = 142.62 \text{ кНм}$$

$$\text{де } \sigma_{mt} = \frac{\sum N_1}{b} = \frac{1780.85}{2,4} = 742.02 \text{ кПа}$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

53

$$\text{де } \sum N_I = N_{II} + G_{\text{фб}}^I = N_{II} \gamma_{fm} + G_{\text{фб}} \gamma_{fm} = 1390.404 * 1,2 + \left((2,4 * 2,4 * 0,3 + 1,8 * 1,8 * 0,3 + (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3)) * 25 \right) * 1,1 = 1780.85 \text{ кН}$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за матеріалом.

$$A_s = \frac{M^{1-1}}{f_{yd} * \zeta * d} = \frac{142.62}{435 * 10^3 * 0,9 * 0,25} = 14.57 * 10^{-4} \text{ м}^2 = 14.57 \text{ см}^2,$$

Враховуючи, що крок стержнів робочої арматури повинен бути 100...200 мм, приймаємо 14Ø14 А400С ($A_s = 21,54 \text{ см}^2$) з кроком 200 мм

Розрахунок монолітного стовпчастого фундаменту під колону по осям А/2

Приймаємо попередньо глибину закладання – 2.35 м

Приймаємо квадратний стовпчастий фундамент.

Розрахунковий опір для ІГЕ-5

Призначаємо розрахунковий опір рівний $R_0 = 300 \text{ кПа}$

Навантаження на верхній обріз колони складає $N_{II} = 736,44 \text{ кН}$

Попередні розміри фундаменту:

Площа фундаменту:

$$A = \frac{N_{II} * k_m}{R_0 - \gamma_0 * d} = \frac{736,44 * 1,058}{300 - 20 * 2,35} = 3,08 \text{ м}^2$$

де k_m – коефіцієнт впливу моменту:

$$k_m = 1 + \frac{\sum M_{II}}{3 * N_{II}} = 1 + \frac{128,88}{3 * 736,44} = 1,058$$

N_{II} – вертикальне навантаження, кН;

$\sum M_{II}$ – сума моментів на рівні підшви фундаменту.

Оскільки $k_m < 1,1$, то фундамент можна прийняти квадратним, тоді:

$$b_0 = a_0 = \sqrt{A} = \sqrt{3,08} = 1,8 \text{ м}$$

Визначимо розрахунковий опір ґрунту основи:

$$\begin{aligned} R_7 &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma_{II}' + M_c * c_{II}) \\ &= \frac{1,3 * 1,0}{1,0} (1,15 * 1 * 1,8 * 16,89 + 5,59 * 2,35 * 18,45 + 7,95 * 5) \\ &= 411.07 \text{ кПа} \end{aligned}$$

$R_0 = 300 \text{ кПа}$; $R_7 = 411.07 \text{ кПа}$ – різниця більше 5%.

Уточнення підшви фундаменту:

$$b_1 = \sqrt{\frac{N_{II} * k_m}{R_0 - \gamma_0 * d}} = \sqrt{\frac{736,44 * 1,058}{411.07 - 20 * 2,35}} = 1,5 \text{ м}$$

Приймаємо $b = 1,5 \text{ м}$

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

54

Вага підколонника:

$$G_{п-ка} = \gamma_{з/Б} * (b_{п-ка} * a_{п-ка} * h_{п-ка}) * \gamma_{fm}$$

$$G_{п-ка} = 25 * (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3) * 1,1 = 38,115 \text{ кН}$$

Несуча здатність плити на продавлювання:

$$F_{Rd} = f_{ctd} * u_m * d$$

$$F_{Rd} = 1000 * 5,64 * 0,25 = 1410 \text{ кН}$$

Розрахункова висота бетону:

$$d = h - c = 300 - 50 = 250 \text{ мм}$$

Середній периметр продавлювання:

$$u_m = \frac{u_{в.} + u_{н.}}{2}$$

$$u_m = \frac{4,64 + 6,64}{2} = 5,64 \text{ м}$$

Верхній периметр продавлювання:

$$u_{в.} = 1,16 * 4 = 4,64 \text{ м}$$

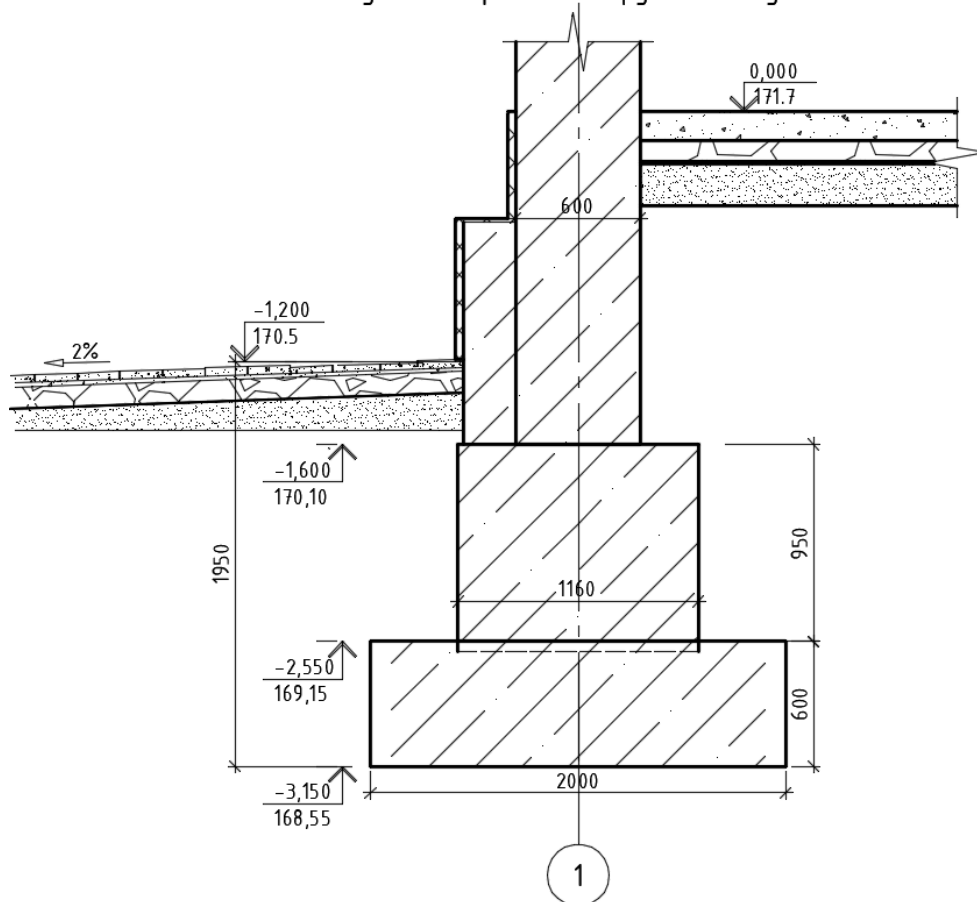
Нижній периметр продавлювання:

$$u_{н.} = 2 * (1,16 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,25) + 2 * (1,16 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,25) = 6,64 \text{ м}$$

Оскільки $F_{Rd} > F_{Ed}$, то необхідності у додатковій ступені не виникає.

Всі умови виконуються, розміри фундаменту достатні.

Опалубочне креслення фундаменту Ф-4



Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

56

Підбір арматури:

В якості робочої арматури використовуємо арматуру класу А400С, для якої $f_{yd} = 365$ МПа. Клас бетону приймаємо С20/25 для якого розрахункове значення міцності на стиск $f_{cd} = 14,5$ МПа.

Згинальний момент від реактивного тиску ґрунту (без врахування власної ваги плити та ваги ґрунту на його обрізах):

$$M^{1-1} = \frac{\sigma_{mt} l_k^2}{2} = \frac{477.42 * ((2,0 - 1,1)/2)^2}{2} = 42.108 \text{ кНм}$$

$$\text{де } \sigma_{mt} = \frac{\sum N_I}{b} = \frac{954.843}{2,0} = 477.42 \text{ кПа}$$

$$\text{де } \sum N_I = N_{II} + G_{\phi 6}^I = N_{II} \gamma_{fm} + G_{\phi 6} \gamma_{fm} = 736.44 * 1,2 + \left((2,0 * 2,0 * 0,3 + (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3)) * 25 \right) * 1,1 = 954.843 \text{ кН}$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за матеріалом.

$$A_s = \frac{M^{1-1}}{f_{yd} * \zeta * d} = \frac{42.108}{435 * 10^3 * 0,9 * 0,25} = 4,3 * 10^{-4} \text{ м}^2 = 4,3 \text{ см}^2,$$

Враховуючи, що крок стержнів робочої арматури повинен бути 100...200 мм, приймаємо 10Ø12 А400С ($A_s = 11,31 \text{ см}^2$) з кроком 200 мм.

Розрахунок монолітного стовпчастого фундаменту під колону по осям А1/ 2/1

Приймаємо попередньо глибину закладання – 2.35 м

Приймаємо квадратний стовпчастий фундамент.

Розрахунковий опір для ІГЕ-5

Призначаємо розрахунковий опір рівний $R_0 = 300$ кПа

Навантаження на верхній обріз колони складає $N_{II} = 1292,084$ кН

Попередні розміри фундаменту:

Площа фундаменту:

$$A = \frac{N_{II} * k_m}{R_0 - \gamma_0 * d} = \frac{1292,084 * 1,058}{300 - 20 * 2,35} = 5,4 \text{ м}^2$$

де k_m – коефіцієнт впливу моменту:

$$k_m = 1 + \frac{\sum M_{II}}{3 * N_{II}} = 1 + \frac{226,11}{3 * 1292,084} = 1,058$$

N_{II} – вертикальне навантаження, кН;

$\sum M_{II}$ – сума моментів на рівні підшви фундаменту.

Оскільки $k_m < 1,1$, то фундамент можна прийняти квадратним, тоді:

$$b_0 = a_0 = \sqrt{A} = \sqrt{5,4} = 2,3 \text{ м}$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									57
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Визначимо розрахунковий опір ґрунту основи:

$$R_9 = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma'_{II} + M_c * c_{II})$$

$$= \frac{1,3 * 1,0}{1,0} (1,15 * 1 * 2,3 * 16,89 + 5,59 * 2,35 * 18,45 + 7,95 * 5)$$

$$= 425.46 \text{ кПа}$$

$R_0 = 300 \text{ кПа}$; $R_9 = 425.26 \text{ кПа}$ – різниця більше 5%.

Уточнення підшви фундаменту:

$$b_1 = \sqrt{\frac{N_{II} * k_m}{R_0 - \gamma_0 * d}} = \sqrt{\frac{1292,084 * 1,058}{425.26 - 20 * 2.35}} = 1.9 \text{ м}$$

Приймаємо $b = 1.9 \text{ м}$

$$R_{10} = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma'_{II} + M_c * c_{II})$$

$$= \frac{1,3 * 1,0}{1,0} (1,15 * 1 * 1,9 * 16,89 + 5,59 * 2,35 * 18,45 + 7,95 * 5)$$

$$= 414.8 \text{ кПа}$$

$$\Delta = \frac{|414.8 - 425.26|}{414.8} * 100\% = 2.58\% < 5\% \text{ – відносна похибка.}$$

Приймається фундаментна плита розмірами 1.9 x 1.9 м.

Перевірка тиску на підшві фундаменту:

$$p = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{1538.01}{3.61} = 425.85 \text{ кПа} < R = 418.8 \text{ кПа} \text{ – умова виконується,}$$

$$p_{min} = \frac{\sum N_{II}}{A} - \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{1538.01}{3.61} - \frac{226,11}{1,143} = 228.05 \text{ кПа} > 0, \text{ умова виконується,}$$

$$p_{max} = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{1538.01}{3.61} + \frac{226,11}{1,143} = 623.65 > 1,2R = 1,2 * 418.8 = 497.7,$$

умова не виконується,

$$\text{де } \sum N_{II} = N_{II} + G_{гр} + G_\phi = 1292.084 * 1,2 + [(0,37 * 3,55 * 1,9) * 4 * 18,45] + (1,9 * 1,9 * 0,3 + (3 * 1,16 * 1,16 - 0,96 * 0,96 * 3) * 25) = 1538.01 \text{ кН}$$

$$\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II} * h_\phi = 226,11 + 0 = 226,11 \text{ кНм}$$

$$W = \frac{b * a^2}{6} = \frac{1,9 * 1,9^2}{6} = 1.143 \text{ м}^3$$

Збільшуємо розміри фундаментної плити: 2,4 x 2,4 м.

$$p = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{1743.67}{5.76} = 302.72 \text{ кПа} < R = 418.8 \text{ кПа} \text{ – умова виконується,}$$

$$p_{min} = \frac{\sum N_{II}}{A} - \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{1743.67}{5.76} - \frac{226,11}{2,304} = 284.07 \text{ кПа} > 0, \text{ умова виконується,}$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									58
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

$$p_{max} = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{1743.67}{5.76} + \frac{226.11}{2.304} = 480.35 < 1,2R = 1,2 * 414.8 = 497.70,$$

умова виконується,

$$\text{де } \sum N_{II} = N_{II} + G_{гр} + G_{\phi} = 1292.084 * 1,2 + [(0,62 * 3,55 * 2,4) * 4 * 18,45] + (2,4 * 2,4 * 0,3 + (3 * 1,16 * 1,16 - 0,96 * 0,96 * 3) * 25) = 1743.67 \text{ кН}$$

$$\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II} * h_{\phi} = 226,11 + 0 = 226,11 \text{ кНм}$$

$$W = \frac{b * a^2}{6} = \frac{2,4 * 2,4^2}{6} = 2.304 \text{ м}^3$$

Приймаємо плиту 2,4 х 2,4 м.

Розрахунок на продавлювання

Зусилля продавлювання:

$$F_{Ed} = N_I + G_{п-ка} = 1550.501 + 38.115 = 1588.616 \text{ кН}$$

Сумарне навантаження:

$$N_I = N_{II} * \gamma_{fm} = 1292.084 * 1,2 = 1550.501 \text{ кН}$$

Вага підколонника:

$$G_{п-ка} = \gamma_{з/б} * (b_{п-ка} * a_{п-ка} * h_{п-ка}) * \gamma_{fm}$$

$$G_{п-ка} = 25 * (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3) * 1,1 = 38,115 \text{ кН}$$

Несуча здатність плити на продавлювання:

$$F_{Rd} = f_{ctd} * u_m * d$$

$$F_{Rd} = 1000 * 5.64 * 0,25 = 1410 \text{ кН}$$

Розрахункова висота бетону:

$$d = h - c = 300 - 50 = 250 \text{ мм}$$

Середній периметр продавлювання:

$$u_m = \frac{u_{в.} + u_{н.}}{2}$$

$$u_m = \frac{4.64 + 6.64}{2} = 5.64 \text{ м}$$

Верхній периметр продавлювання:

$$u_{в.} = 1.61 * 4 = 4.64 \text{ м}$$

Нижній периметр продавлювання:

$$u_{н.} = 2 * (1.61 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,25) + 2 * (1.61 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,25) = 6.64 \text{ м}$$

Оскільки $F_{Rd} < F_{Ed}$, то виникає необхідність у додатковій ступені.

Несуча здатність плити на продавлювання:

$$F_{Rd} = f_{ctd} * u_m * d$$

$$F_{Rd} = 1000 * 6.84 * 0,55 = 3762 \text{ кН}$$

Розрахункова висота бетону:

$$d = h - c + 150 = 300 - 50 + 300 = 550 \text{ мм}$$

Середній периметр продавлювання:

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

										Арк.
										59
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

$$u_m = \frac{u_{\text{в.}} + u_{\text{н.}}}{2}$$

$$u_m = \frac{4,64 + 9,04}{2} = 6,84 \text{ м}$$

Верхній периметр продавлювання:

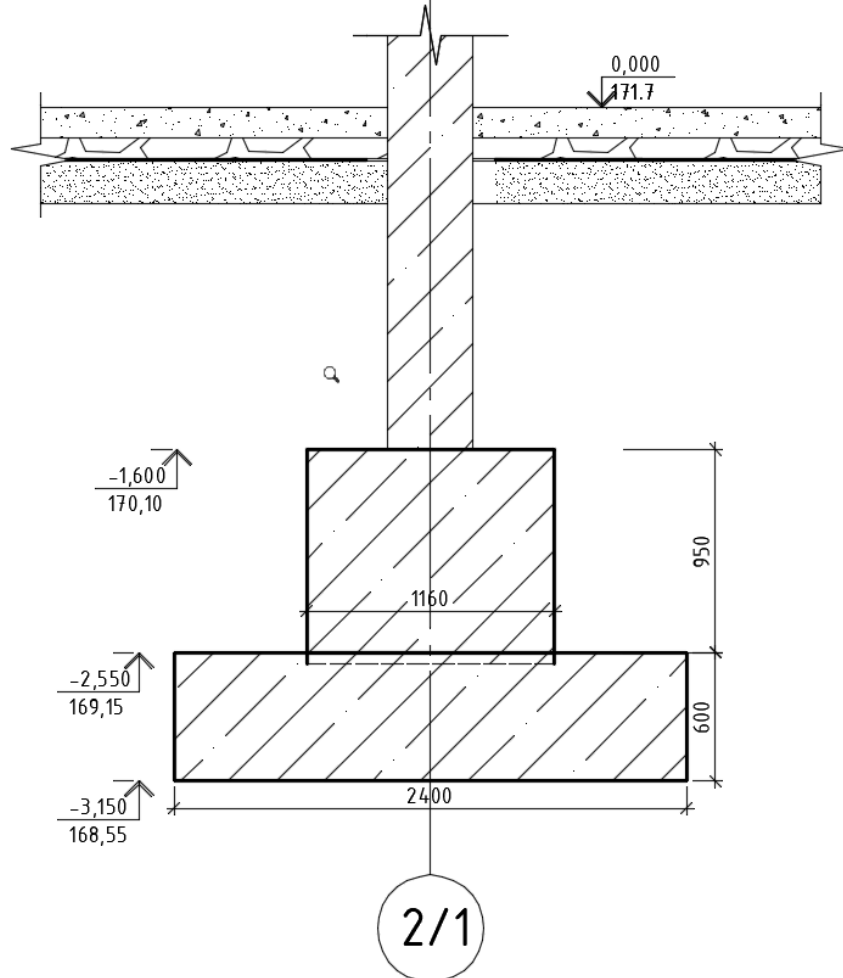
$$u_{\text{в.}} = 1,16 * 4 = 4,64 \text{ м}$$

Нижній периметр продавлювання:

$$u_{\text{н.}} = 2 * (1,16 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,55) + 2 * (1,16 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,55) = 9,04 \text{ м}$$

Всі умови виконуються, розміри фундаменту достатні.

Опалубочне креслення фундаменту Ф-5



Підбір арматури:

В якості робочої арматури використовуємо арматуру класу А400С, для якої $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$. Клас бетону приймаємо С20/25 для якого розрахункове значення міцності на стиск $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$.

Згинальний момент від реактивного тиску ґрунту (без врахування власної ваги плити та ваги ґрунту на його обрізах):

$$M^{1-1} = \frac{\sigma_{mt} l_k^2}{2} = \frac{692,86 * ((2,4 - 1,16)/2)^2}{2} = 133,17 \text{ кНм}$$

$$\text{де } \sigma_{mt} = \frac{\sum N_1}{b} = \frac{1662,86}{2,4} = 692,86 \text{ кПа}$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

60

$$\text{де } \sum N_I = N_{II} + G_{\text{фб}}^I = N_{II} \gamma_{fm} + G_{\text{фб}} \gamma_{fm} = 1292.084 * 1,2 + \left((2,4 * 2,4 * 0,3 + 1,8 * 1,8 * 0,3 + (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3)) * 25 \right) * 1,1 = 1662.86 \text{ кН}$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за матеріалом.

$$A_s = \frac{M^{1-1}}{f_{yd} * \zeta * d} = \frac{133.17}{435 * 10^3 * 0,9 * 0,25} = 13,6 * 10^{-4} \text{ м}^2 = 13,6 \text{ см}^2,$$

Враховуючи, що крок стержнів робочої арматури повинен бути 100...200 мм, приймаємо 14Ø12 А400С ($A_s = 15,83 \text{ см}^2$) з кроком 200 мм.

Варіант монолітного стовпчастого фундаменту під колону по осям А/ 2/1

Приймаємо попередньо глибину закладання – 2,35 м

Приймаємо квадратний стовпчастий фундамент.

Розрахунковий опір для ІГЕ-5

Призначаємо розрахунковий опір рівний $R_0 = 300 \text{ кПа}$

Навантаження на верхній обріз колони складає $N_{II} = 719,26 \text{ кН}$

Попередні розміри фундаменту:

Площа фундаменту:

$$A = \frac{N_{II} * k_m}{R_0 - \gamma_0 * d} = \frac{719,26 * 1,058}{300 - 20 * 2,35} = 3 \text{ м}^2$$

де k_m – коефіцієнт впливу моменту:

$$k_m = 1 + \frac{\sum M_{II}}{3 * N_{II}} = 1 + \frac{125,87}{3 * 719,26} = 1,058$$

N_{II} – вертикальне навантаження, кН;

$\sum M_{II}$ – сума моментів на рівні підшви фундаменту.

Оскільки $k_m < 1,1$, то фундамент можна прийняти квадратним, тоді:

$$b_0 = a_0 = \sqrt{A} = \sqrt{3,0} \approx 1,7 \text{ м}$$

Визначимо розрахунковий опір ґрунту основи:

$$\begin{aligned} R_{11} &= \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma_{II}' + M_c * c_{II}) \\ &= \frac{1,3 * 1,0}{1,0} (1,15 * 1 * 1,7 * 16,89 + 5,59 * 2,35 * 18,45 + 7,95 * 5) \\ &= 410,55 \text{ кПа} \end{aligned}$$

$R_0 = 300 \text{ кПа}$; $R_{11} = 410,55 \text{ кПа}$ – різниця більше 5%.

Уточнення підшви фундаменту:

$$b_1 = \sqrt{\frac{N_{II} * k_m}{R_0 - \gamma_0 * d}} = \sqrt{\frac{719,26 * 1,058}{410,55 - 20 * 2,35}} = 1,4 \text{ м}$$

Приймаємо $b = 1,4 \text{ м}$

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата
-----	--------	------	--------	-------	------

Арк.

61

$$R_{12} = \frac{\gamma_{c1} * \gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} * k_z * b * \gamma_{II} + M_q * d_1 * \gamma'_{II} + (M_q - 1) * d_b * \gamma'_{II} + M_c * c_{II})$$

$$= \frac{1,3 * 1,0}{1,0} (1,15 * 1 * 1,4 * 16,89 + 5,59 * 2,35 * 18,45 + 7,95 * 5)$$

$$= 403,3 \text{ кПа}$$

$$\Delta = \frac{|403,3 - 410,55|}{403,3} * 100\% = 1,8\% < 5\% - \text{відносна похибка.}$$

Приймається фундаментна плита розмірами 1,4 x 1,4 м.

Перевірка тиску на підшві фундаменту:

$$p = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{813,63}{1,96} = 401,63 \text{ кПа} < R = 403,3 \text{ кПа} - \text{умова виконується,}$$

$$p_{min} = \frac{\sum N_{II}}{A} - \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{813,63}{1,96} - \frac{147,02}{1,96} = 80,16 \text{ кПа} > 0, \text{ умова виконується,}$$

$$p_{max} = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{813,63}{1,96} + \frac{147,02}{1,96} = 723,10 > 1,2R = 1,2 * 403,3 =$$

483,95 кПа, умова не виконується,

$$\text{де } \sum N_{II} = N_{II} + G_{гр} + G_{\phi} = 719,26 * 1,2 + [(0,12 * 3,55 * 1,4) * 4 * 18,45] + (1,4 * 1,4 * 0,3 + (3 * 1,16 * 1,16 - 0,96 * 0,96 * 3) * 25) = 813,63 \text{ кН}$$

$$\sum M_{II} = M_{II} + Q_{II} * h_{\phi} = 125,87 + 9 * 2,35 = 147,02 \text{ кНм}$$

$$W = \frac{b * a^2}{6} = \frac{1,4 * 1,4^2}{6} = 1,96 \text{ м}^3$$

Збільшуємо розміри фундаментної плити: 2,0 x 2,0 м.

$$p = \frac{\sum N_{II}}{A} = \frac{989,69}{4,0} = 341,98 \text{ кПа} < R = 403,3 \text{ кПа} - \text{умова виконується,}$$

$$p_{min} = \frac{\sum N_{II}}{A} - \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{989,69}{4,0} - \frac{147,02}{1,33} = 231,71 \text{ кПа} > 0, \text{ умова виконується,}$$

$$p_{max} = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{\sum M_{II}}{W} = \frac{989,69}{4,0} + \frac{147,02}{1,33} = 452,24 < 1,2R = 1,2 * 403,3 =$$

483,95 кПа, умова виконується,

$$\text{де } \sum N_{II} = N_{II} + G_{гр} + G_{\phi} = 719,26 * 1,2 + [(0,42 * 3,55 * 2,0) * 4 * 18,45] + (2,0 * 2,0 * 0,3 + (3 * 1,16 * 1,16 - 0,96 * 0,96 * 3) * 25) = 989,69 \text{ кН}$$

$$\sum M_{II} = 125,87 + 9 * 2,35 = 147,02 \text{ кНм}$$

$$W = \frac{b * a^2}{6} = \frac{2,0 * 2,0^2}{6} = 1,33 \text{ м}^3$$

Приймаємо плиту 2,0 x 2,0 м.

Розрахунок на продавлювання

Зусилля продавлювання:

$$F_{Ed} = N_I + G_{п-ка} = 863,112 + 38,115 = 901,227 \text{ кН}$$

Сумарне навантаження:

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

										Арк.
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					62

$$N_I = N_{II} * \gamma_{fm} = 719,26 * 1,2 = 863,112 \text{ кН}$$

Вага підколонника:

$$G_{п-ка} = \gamma_{з/б} * (b_{п-ка} * a_{п-ка} * h_{п-ка}) * \gamma_{fm}$$

$$G_{п-ка} = 25 * (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3) * 1,1 = 38,115 \text{ кН}$$

Несуча здатність плити на продавлювання:

$$F_{Rd} = f_{ctd} * u_m * d$$

$$F_{Rd} = 1000 * 5,64 * 0,25 = 1410 \text{ кН}$$

Розрахункова висота бетону:

$$d = h - c = 300 - 50 = 250 \text{ мм}$$

Середній периметр продавлювання:

$$u_m = \frac{u_{в.} + u_{н.}}{2}$$

$$u_m = \frac{4,64 + 6,64}{2} = 5,64 \text{ м}$$

Верхній периметр продавлювання:

$$u_{в.} = 1,16 * 4 = 4,64 \text{ м}$$

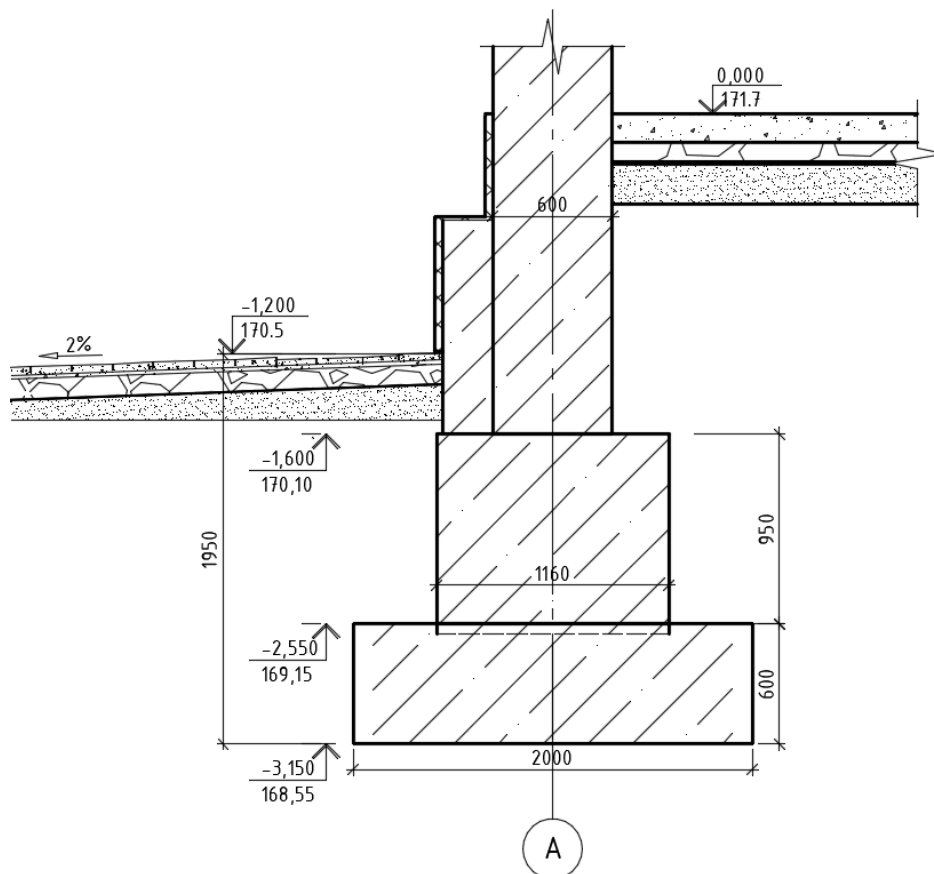
Нижній периметр продавлювання:

$$u_{н.} = 2 * (1,16 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,25) + 2 * (1,61 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,25) = 6,64 \text{ м}$$

Оскільки $F_{Rd} > F_{Ed}$, то необхідності у додатковій ступені не виникає.

Всі умови виконуються, розміри фундаменту достатні.

Опалубочне креслення фундаменту Ф-6



Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

63

Підбір арматури:

В якості робочої арматури використовуємо арматуру класу А400С, для якої $f_{yd} = 365$ МПа. Клас бетону приймаємо С20/25 для якого розрахункове значення міцності на стиск $f_{cd} = 14,5$ МПа.

Згинальний момент від реактивного тиску ґрунту (без врахування власної ваги плити та ваги ґрунту на його обрізах):

$$M^{1-1} = \frac{\sigma_{mt} l_k^2}{2} = \frac{467,11 * ((2,0 - 1,1)/2)^2}{2} = 41,2 \text{ кНм}$$

$$\text{де } \sigma_{mt} = \frac{\sum N_I}{b} = \frac{934,33}{2,0} = 467,11 \text{ кПа}$$

$$\text{де } \sum N_I = N_{II} + G_{\phi 6}^I = N_{II} \gamma_{fm} + G_{\phi 6} \gamma_{fm} = 863,112 * 1,2 + ((2,0 * 2,0 * 0,3 + (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3)) * 25) * 1,1 = 934,23 \text{ кН}$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за матеріалом.

$$A_s = \frac{M^{1-1}}{f_{yd} * \zeta * d} = \frac{41,2}{435 * 10^3 * 0,9 * 0,25} = 4,2 * 10^{-4} \text{ м}^2 = 4,2 \text{ см}^2,$$

Враховуючи, що крок стержнів робочої арматури повинен бути 100...200 мм, приймаємо 11Ø12 А400С ($A_s = 12,44 \text{ см}^2$) з кроком 200 мм.

Варіант монолітного стовпчастого фундаменту під колону по осям Б/1

Приймаємо попередньо глибину закладання – 2,35 м

Приймаємо квадратний стовпчастий фундамент.

Розрахунковий опір для ІГЕ-5

Призначаємо розрахунковий опір рівний $R_0 = 300$ кПа

Навантаження на верхній обріз колони складає $N^{II} = 556,446$ кН

Попередні розміри фундаменту:

Площа фундаменту:

$$A = \frac{N_{II} * k_m}{R_0 - \gamma_0 * d} = \frac{556,446 * 1,058}{300 - 20 * 2,35} = 2,33 \text{ м}^2$$

де k_m – коефіцієнт впливу моменту:

$$k_m = 1 + \frac{\sum M_{II}}{3 * N_{II}} = 1 + \frac{97,38}{3 * 556,446} = 1,058$$

N_{II} – вертикальне навантаження, кН;

$\sum M_{II}$ – сума моментів на рівні подошви фундаменту.

Оскільки $k_m < 1,1$, то фундамент можна прийняти квадратним, тоді:

$$b_0 = a_0 = \sqrt{A} = \sqrt{2,33} \approx 1,5 \text{ м}$$

Визначимо розрахунковий опір ґрунту основи:

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

									Арк.
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				64

де $\sum N_{II} = N_{II} + G_{гр} + G_{\phi} = 556,46 * 1,2 + [(0,42 * 3,55 * 2,0) * 4 * 18,45] + (2,0 * 2,0 * 0,3 + (3 * 1,16 * 1,16 - 0,96 * 0,96 * 3) * 25) = 823,5 \text{ кН}$

$$\sum M_{II} = 97,38 + 32 * 2,35 = 172,58 \text{ кНм}$$

$$W = \frac{b * a^2}{6} = \frac{2,0 * 2,0^2}{6} = 1,33 \text{ м}^3$$

Приймаємо плиту 2,0 x 2,0 м.

Розрахунок на продавлювання

Зусилля продавлювання:

$$F_{Ed} = N_I + G_{п-ка} = 667,73 + 38,115 = 705,85 \text{ кН}$$

Сумарне навантаження:

$$N_I = N_{II} * \gamma_{fm} = 556,446 * 1,2 = 667,73 \text{ кН}$$

Вага підколонника:

$$G_{п-ка} = \gamma_{з/б} * (b_{п-ка} * a_{п-ка} * h_{п-ка}) * \gamma_{fm}$$

$$G_{п-ка} = 25 * (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3) * 1,1 = 38,115 \text{ кН}$$

Несуча здатність плити на продавлювання:

$$F_{Rd} = f_{ctd} * u_m * d$$

$$F_{Rd} = 1000 * 5.64 * 0,25 = 1410 \text{ кН}$$

Розрахункова висота бетону:

$$d = h - c = 300 - 50 = 250 \text{ мм}$$

Середній периметр продавлювання:

$$u_m = \frac{u_{в.} + u_{н.}}{2}$$

$$u_m = \frac{4.64 + 6.64}{2} = 5.64 \text{ м}$$

Верхній периметр продавлювання:

$$u_{в.} = 1,16 * 4 = 4,64 \text{ м}$$

Нижній периметр продавлювання:

$$u_{н.} = 2 * (1,16 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,25) + 2 * (1,16 + 2 * \tan(45^\circ) * 0,25) = 6.64 \text{ м}$$

Оскільки $F_{Rd} > F_{Ed}$, то необхідності у додатковій ступені не виникає.

Всі умови виконуються, розміри фундаменту достатні.

Підбір арматури:

В якості робочої арматури використовуємо арматуру класу А400С, для якої $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$. Клас бетону приймаємо С20/25 для якого розрахункове значення міцності на стиск $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$.

Згинальний момент від реактивного тиску ґрунту (без врахування власної ваги плити та ваги ґрунту на його обрізах):

$$M^{1-1} = \frac{\sigma_{mt} l_k^2}{2} = \frac{369,42 * ((2,0 - 1,1)/2)^2}{2} = 32,58 \text{ кНм}$$

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									66
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

$$\partial e \sigma_{mt} = \frac{\sum N_I}{b} = \frac{738,85}{2,0} = 369,42 \text{ кПа}$$

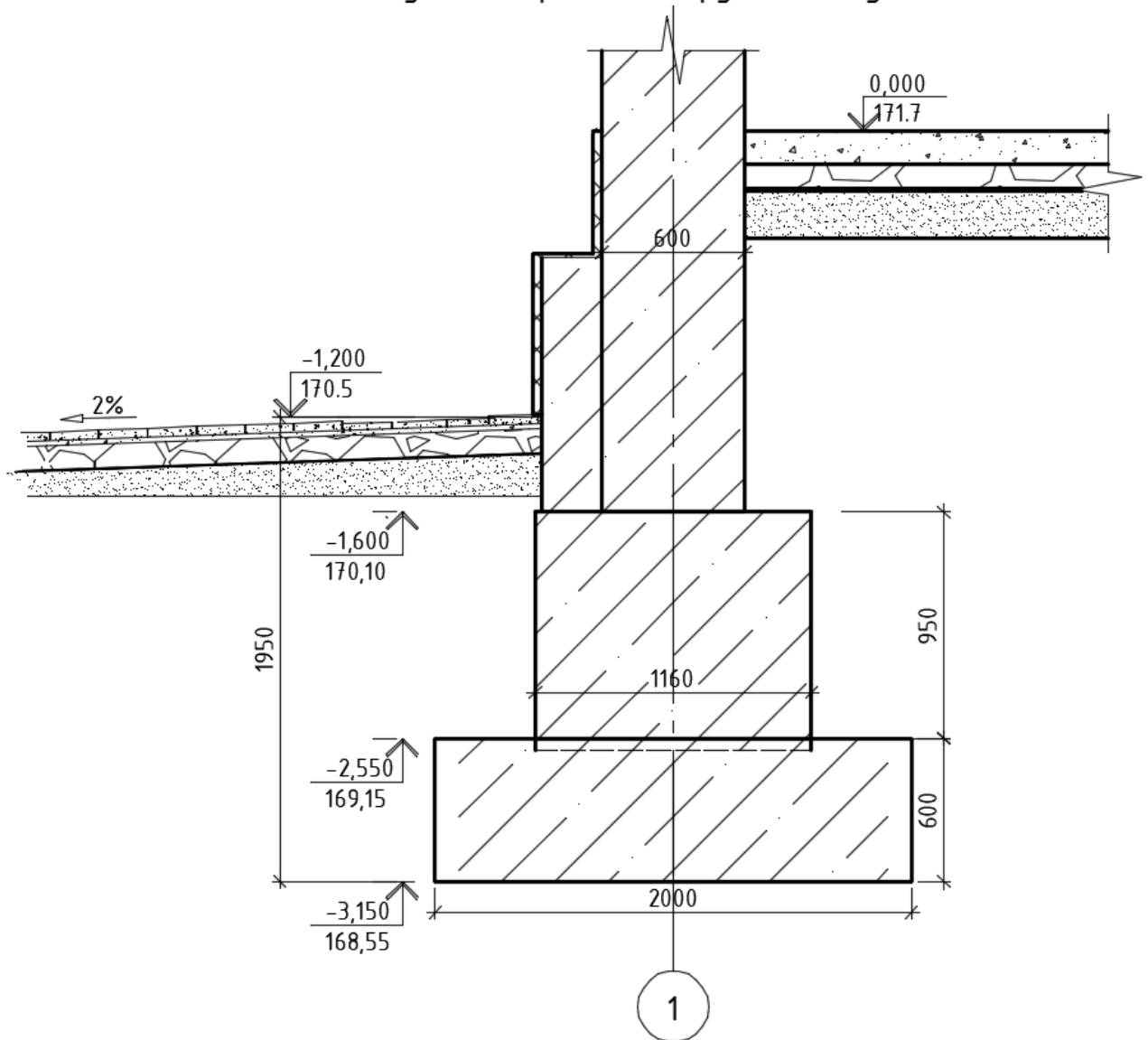
$$\partial e \sum N_I = N_{II} + G_{\Phi 6}^I = N_{II} \gamma_{fm} + G_{\Phi 6} \gamma_{fm} = 556,446 * 1,2 + ((2,0 * 2,0 * 0,3 + (1,16 * 1,16 * 3 - 0,94 * 0,94 * 3)) * 25) * 1,1 = 738,85 \text{ кН}$$

$\partial e \gamma_{fm}$ – коефіцієнт надійності за матеріалом.

$$A_s = \frac{M^{1-1}}{f_{yd} * \zeta * d} = \frac{32,58}{435 * 10^3 * 0,9 * 0,25} = 3,3 * 10^{-4} \text{ м}^2 = 3,3 \text{ см}^2,$$

Враховуючи, що крок стержнів робочої арматури повинен бути 100...200 мм, приймаємо 11Ø12 А400С ($A_s = 12,44 \text{ см}^2$) з кроком 200 мм.

Опалубочне креслення фундаменту Ф-7



Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

67

$$H_5 = 4,468 \text{ м}; f_5 = 38,9 \text{ кПа}$$

5) для шару ПГЕ-6 – піску середньої крупності:

г) $h_5 = 1,954 \text{ м}$

$$H_6 = 4,485 \text{ м}; f_6 = 54,5 \text{ кПа}$$

$$H_7 = 6,423 \text{ м}; f_7 = 58,8 \text{ кПа}$$

б) для шару ПГЕ-7 – суглинку з $I_L = 0,38$

г) $h_6 = 1,06 \text{ м}$

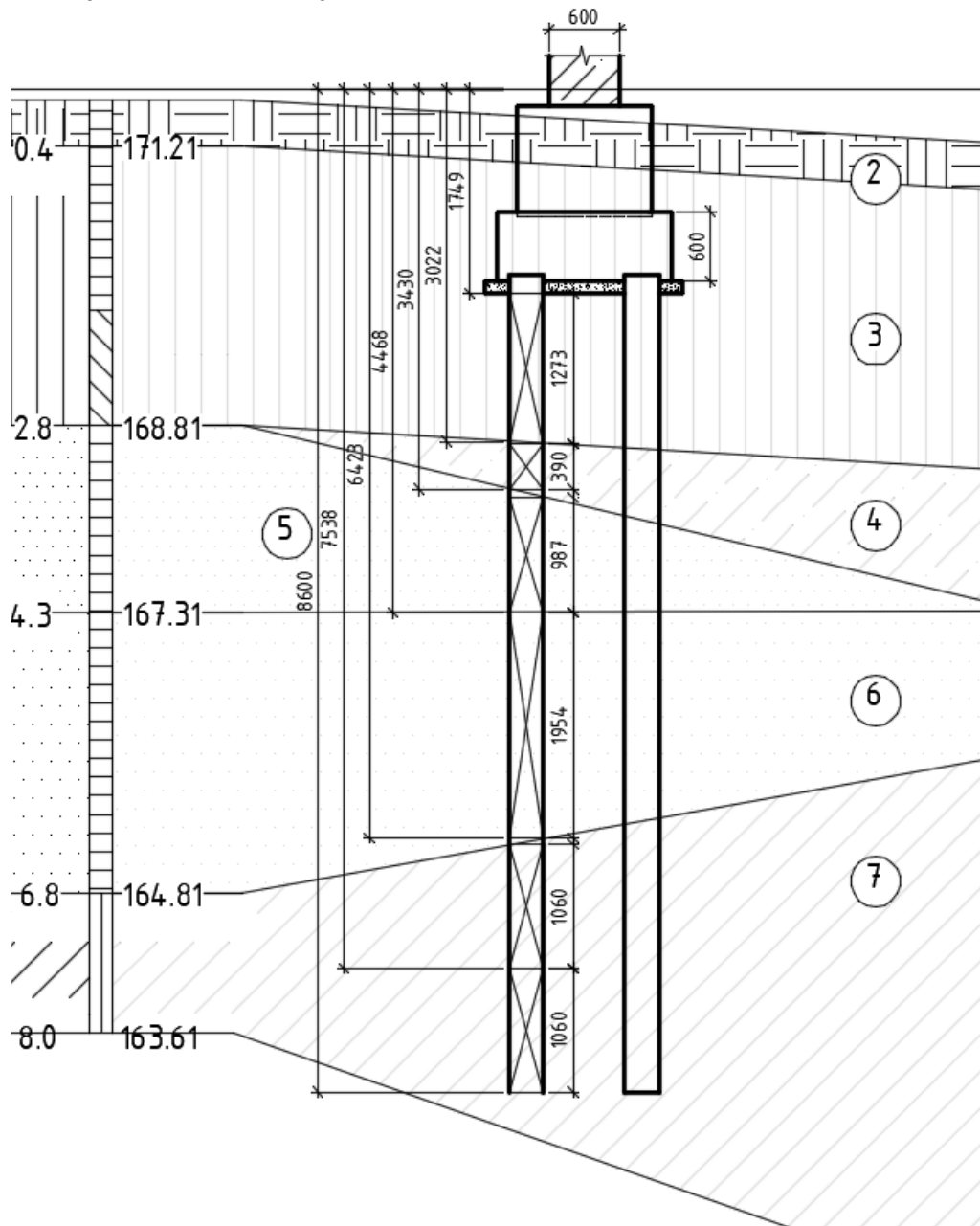
$$H_8 = 6,477 \text{ м}; f_8 = 33,7 \text{ кПа}$$

$$H_9 = 7,538 \text{ м}; f_9 = 34,7 \text{ кПа}$$

д) $h_7 = 1,06 \text{ м}$

$$H_9 = 7,538 \text{ м}; f_9 = 34,7 \text{ кПа}$$

$$H_{10} = 8,600 \text{ м}; f_{10} = 35,6 \text{ кПа}$$



Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} * R * A + u \sum \gamma_{cf} * h_i * f_i) = 1 * \left(1 * 2527 * 0,09 + 1,2 * 1 * \left(0,128 * 0 + 1,273 * \frac{36,9+48,1}{2} + 0,39 * \frac{48,2+50,2}{2} + 0,987 * \frac{36,5+38,9}{2} + 1,954 * \frac{54,5+58,8}{2} + 1,06 * \frac{33,7+34,7}{2} + 1,06 * \frac{35,6+34,7}{2} \right) \right) = 581,08 \text{ кН}$$

Допустиме розрахункове навантаження на палю С70.30 :

$$N_p = F_{d.g} = \frac{581,08}{1,4} = 415,06 \text{ кН}$$

Порівнюючи несучу здатність з табличною величиною несучої здатності залізобетонної палі по матеріалу бачимо, що умова

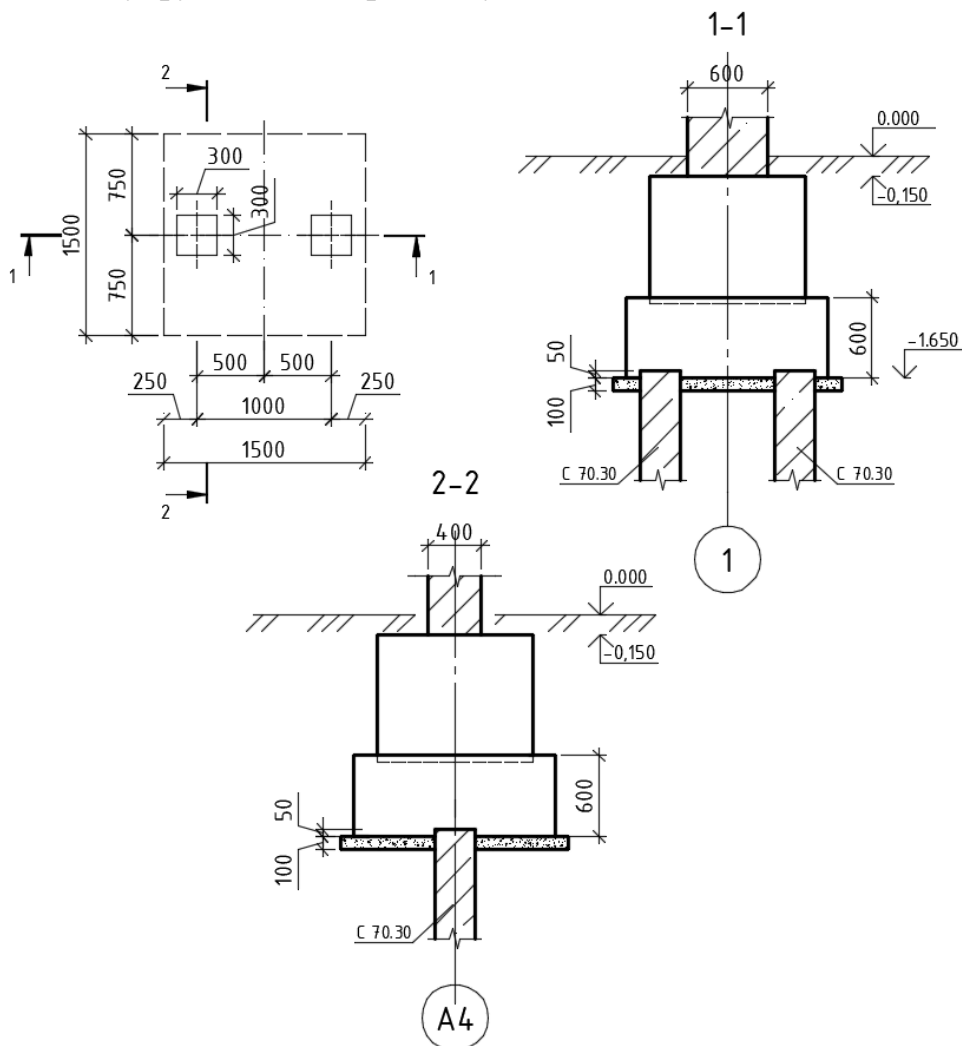
$N_p < N_{p.m}$ ($N_p = 415,06 \text{ кН} < N_{p.m} = 1100 \text{ кН}$) виконується.

Визначаємо кількість палей у фундаменті:

$$n = \frac{N^I * k_m}{F_{d.g}} = \frac{604,69 * 1,058}{415,06} = 1,5 \text{ шт.},$$

де $k_m = 1 + \frac{\sum M^I}{3 * N^I} = 1 + \frac{105,82}{3 * 604,69} = 1,058$ – коефіцієнт, що враховує позacentрове навантаження.

Приймаємо 2 палі у фундаменті і розміщуємо їх на мінімальні відстані 3d:



Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

70

Формат А4

Конструюємо пальовий фундамент і перевіряємо навантаження на палю.

Збір навантажень на рівні підшви ростверка

Номер п/п	Вид навантажень		Формула визначення і розрахункові величини для визначення на 1 пог.м	N_i^I , кН/м
1	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту	N^I		604,69
2	Від підколонника	$N_{під}^I$	$A_{під} * h_{під} * \gamma_b * \gamma_f = (1,16 * 1,16 * 1 - 0,94 * 0,94 * 1) * 25 * 1,1$	12,705
3	Від плитної частини ростверку	$N_{п}^I$	$A_{п} * h_{п} * \gamma_b * \gamma_f = 1,5 * 1,5 * 0,6 * 25 * 1,1$	37,13
4	Від ґрунту засипки на уступах ростверку	N_3^I	$(A_{під} - A_{п}) * (h_{під} + 0,15) * \gamma_s * \gamma_f = ((1,5 * 1,5) - (1,16 * 1,16)) * (0,95 + 0,15) * 18,16 * 1,1$	19,87
	Всього:			674,39

На рівні підшви фундаменту також діють:

А) момент: $\sum M^I = M^I + Q^I * h_f = 105,82 + 31,9 * (0,95 + 0,6) = 155,26$ кНм

Б) поперечна сила: $\sum Q^I = Q^I = 31,9$ кН

Середнє навантаження, що передається на одну палю:

$$N_{mt} = \frac{\sum N^I}{n_p} = \frac{674,39}{2} = 337,19 \text{ кН} < N_p = 415,06 \text{ кН}$$

Навантаження на крайні палі в фундаменті:

$$N_{max} = \frac{\sum N^I}{n_p} + \frac{\sum M^I * y_{max}}{\sum x_i^2} = 337,19 \pm \frac{148,885 * 0}{2 * 0^2} = 337,19 \text{ кН}$$

Перевіряємо допустимість передачі максимального навантаження на крайню палю:

$$N_{max} = 337,19 \text{ кН} < 1,2 * 415,06 = 498,07 \text{ кН}$$

$N_{max} < 1,2N_p$ виконується.

Оцінюємо величину найменшого навантаження на палю крайнього ряду:

$$N_{min} = 337,196 \text{ кН} > 0$$

Умова $N_{min} > 0$ виконується. В пальному фундаменті відсутні палі, що працюють на висмикування.

Розрахунок пального фундаменту під колону по осям А4/3

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

								Арк.
								71
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата			

Розрахунок і проектування пального фундаменту виконується як для будівлі без підвальної частини. $N^I = 910,35$ кН, $M^I = 159,31$ кНм, $Q^I = 13,2$ кН

Приймаємо глибину закладання ростверку 1.65 м.

Приймаються забивні палі. Посадка палі і її довжина, виходячи з норм проектування, складає 7 м. За ГОСТ приймаємо палю С70-30 (довжина 80 дм, поперечним перерізом 30х30 см).

Допустиме розрахункове навантаження на палю С70.30 :

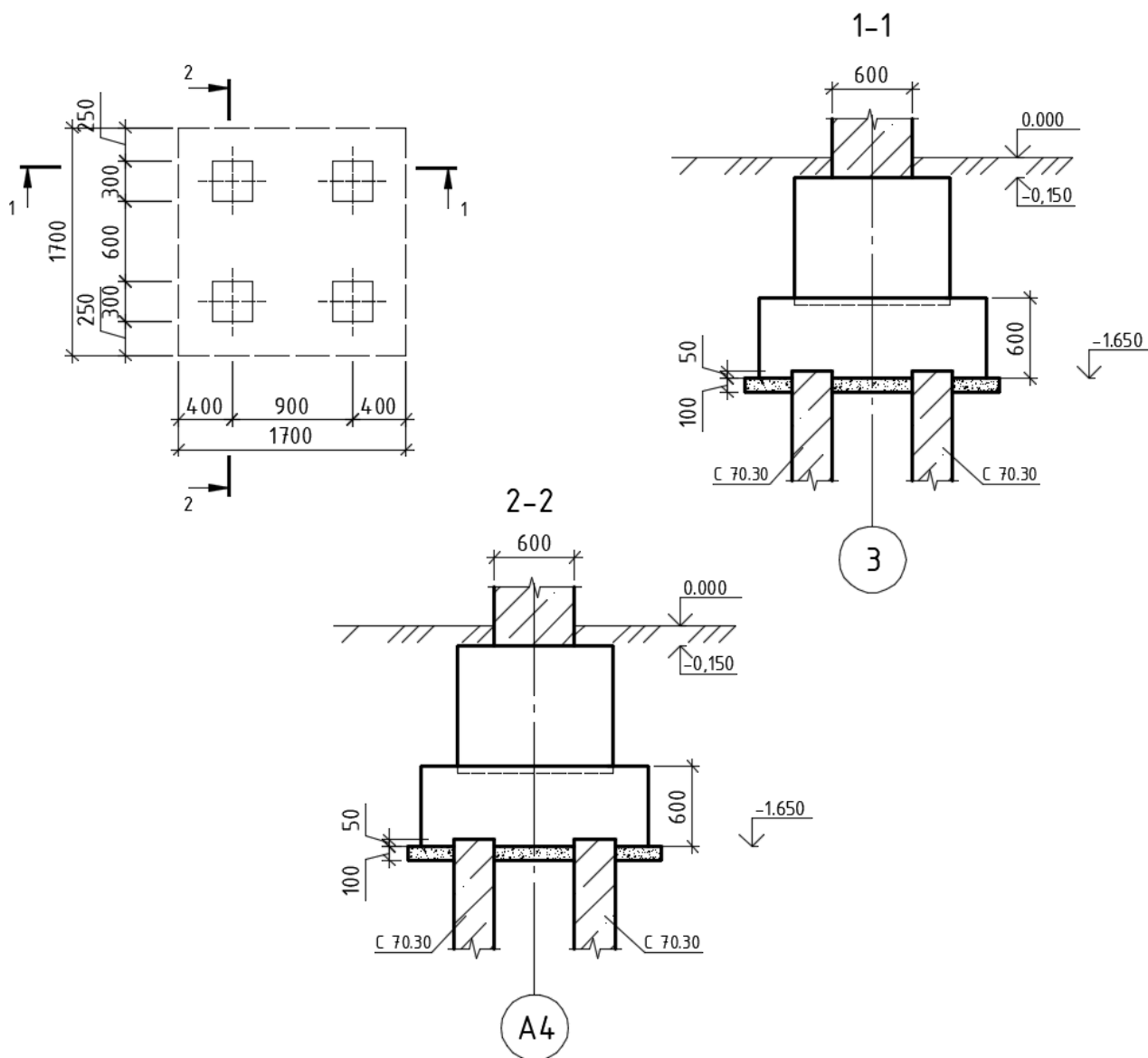
$$N_p = 415.06 \text{ кН}$$

Визначаємо кількість палей у фундаменті:

$$n = \frac{N^I * k_m}{F_{d.g}} = \frac{910,35 * 1,058}{415.06} = 2.3 \text{ шт.},$$

де $k_m = 1 + \frac{\sum M^I}{3 * N^I} = 1 + \frac{159.311}{3 * 910.35} = 1.058$ – коефіцієнт, що враховує позacentрове навантаження.

Приймаємо 4 палі у фундаменті і розміщуємо їх на мінімальні відстані 3d:



Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

72

Формат А4

Конструюємо паливий фундамент і перевіряємо навантаження на палю.

Збір навантажень на рівні підосви ростверка

Номер п/п	Вид навантажень	Формула визначення і розрахункові величини для визначення на 1 пог.м	N_i^I , кН/м
1	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту	N^I	910.35
2	Від підколонника	$N_{під}^I$ $A_{під} * h_{під} * \gamma_b * \gamma_f = (1,16 * 1,16 * 1 - 0,94 * 0,94 * 1) * 25 * 1,1$	12.705
3	Від плитної частини ростверку	$N_{п}^I$ $A_{п} * h_{п} * \gamma_b * \gamma_f = 1.45 * 2.1 * 0.6 * 25 * 1.1$	47.69
4	Від ґрунту засипки на уступах ростверку	N_3^I $(A_{п} - A_{під}) * (h_{під} + 0.15) * \gamma_s * \gamma_f = ((2.1 * 1.45) - (1,7 * 1,7)) * (0,95 + 0,15) * 18.16 * 1,1$	33.94
	Всього:		1004.68

На рівні підосви фундаменту також діють:

А) момент: $\sum M^I = M^I + Q^I * h_f = 159.31 + 13,2 * (0.95 + 0.45) = 179.77$ кНм

Б) поперечна сила: $\sum Q^I = Q^I = 13,2$ кН

Середнє навантаження, що передається на одну палю:

$$N_{mt} = \frac{\sum N^I}{n_p} = \frac{1004.68}{4} = 251.17 \text{ кН} < N_p = 415.06 \text{ кН}$$

Навантаження на крайні палі в фундаменті:

$$N_{min}^{max} = \frac{\sum N^I}{n_p} + \frac{\sum M^I * y_{max}}{\sum y_i^2} = 251.17 \pm \frac{179.77 * 0.45}{4 * 0.45^2}$$

Перевіряємо допустимість передачі максимального навантаження на крайню палю:

$$N_{max} = 351.04 \text{ кН} < 1,2 * 415.06 = 498.07 \text{ кН}$$

$N_{max} < 1.2N_p$ виконується.

Оцінюємо величину найменшого навантаження на палю крайнього ряду:

$$N_{min} = 118.0 \text{ кН} > 0$$

Умова $N_{min} > 0$ виконується. В паливому фундаменті відсутні палі, що працюють на висмикування.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

									Арк.
									73
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Розрахунок пального фундаменту під колону по осям А1/4

Розрахунок і проектування пального фундаменту виконується як для будівлі без підвальної частини. $N^I = 1602,01$ кН, $M^I = 280,35$ кНм, $Q^I = 1,2$ кН

Приймаємо глибину закладання ростверку 1.65 м.

Приймаються забивні палі. Посадка палі і її довжина, виходячи з норм проектування, складає 7 м. За ГОСТ приймаємо палю С70-30 (довжина 80 дм, поперечним перерізом 30х30 см).

Допустиме розрахункове навантаження на палю С70.30 :

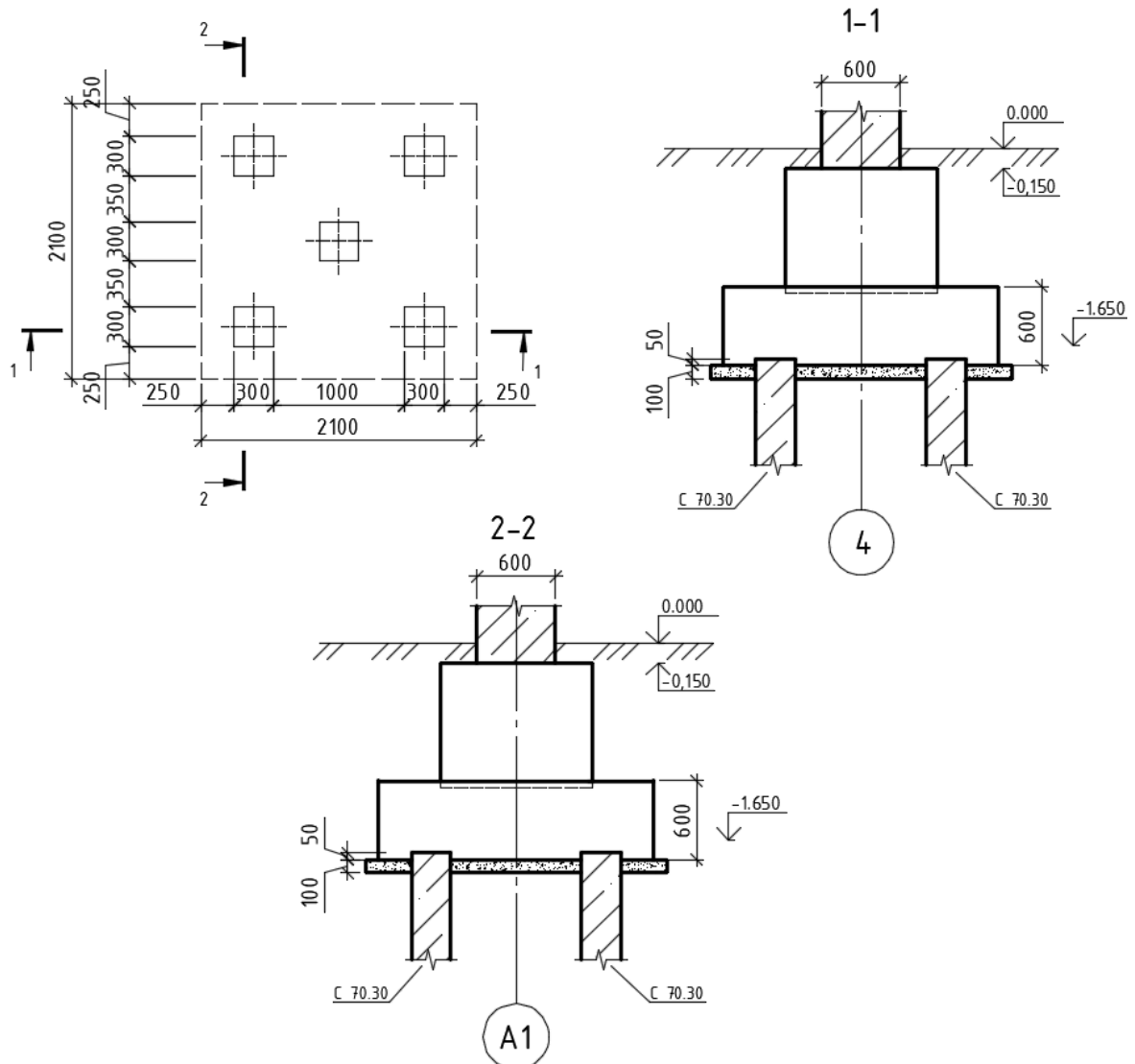
$$N_p = 415.06 \text{ кН}$$

Визначаємо кількість палей у фундаменті:

$$n = \frac{N^I * k_m}{F_{d.g}} = \frac{1602.01 * 1,058}{415.06} = 4.1 \text{ шт.},$$

де $k_m = 1 + \frac{\sum M^I}{3 * N^I} = 1 + \frac{280,35}{3 * 1602,01} = 1.058$ – коефіцієнт, що враховує позacentрове навантаження.

Приймаємо 5 палей у фундаменті і розміщуємо їх на мінімальній відстані 3d:



Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Арк.

74

Конструюємо паливий фундамент і перевіряємо навантаження на палю.

Збір навантажень на рівні підосви ростверка

Номер п/п	Вид навантажень	Формула визначення і розрахункові величини для визначення на 1 пог.м	N_i^I , кН/м
1	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту	N^I	1602,01
2	Від підколонника	$N_{під}^I$ $A_{під} * h_{під} * \gamma_b * \gamma_f = (1,16 * 1,16 * 1 - 0,94 * 0,94 * 1) * 25 * 1,1$	12.705
3	Від плитної частини ростверку	$N_{п}^I$ $A_{п} * h_{п} * \gamma_b * \gamma_f = 2.1 * 2.1 * 0.45 * 25 * 1.1$	72.77
4	Від ґрунту засипки на уступах ростверку	N_3^I $(A_{п} - A_{під}) * (h_{під} + 0.15) * \gamma_s * \gamma_f = ((2.1 * 2.1) - (1.16 * 1.16)) * (0.95 + 0.15) * 18.16 * 1.1$	67.33
	Всього:		1754.82

На рівні підосви фундаменту також діють:

А) момент: $\sum M^I = M^I + Q^I * h_f = 230,35 + 1,2 * (0,95 + 0,45) = 282,21$ кНм

Б) поперечна сила: $\sum Q^I = Q^I = 1,2$ кН

Середнє навантаження, що передається на одну палю:

$$N_{mt} = \frac{\sum N^I}{n_p} = \frac{1754.82}{5} = 350.96 \text{ кН} < N_p = 415.06 \text{ кН}$$

Навантаження на крайні палі в фундаменті:

$$N_{min}^{max} = \frac{\sum N^I}{n_p} + \frac{\sum M^I * y_{max}}{\sum y_i^2} = 350.96 \pm \frac{282.21 * 0.65}{4 * 0.65^2}$$

Перевіряємо допустимість передачі максимального навантаження на крайню палю:

$$N_{max} = 459.51 \text{ кН} < 1,2 * 415.06 = 498.07 \text{ кН}$$

$N_{max} < 1.2N_p$ виконується.

Оцінюємо величину найменшого навантаження на палю крайнього ряду:

$$N_{min} = 206.24 \text{ кН} > 0$$

Умова $N_{min} > 0$ виконується. В паливому фундаменті відсутні палі, що працюють на висмикування.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

									Арк.
									75
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Розрахунок пального фундаменту під колону по осям А/2

Розрахунок і проектування пального фундаменту виконується як для будівлі без підвальної частини. $N^I = 845,186$ кН, $M^I = 147,91$ кНм, $Q^I = 10,8$ кН

Приймаємо глибину закладання ростверку 1.65 м.

Приймаються забивні палі. Посадка палі і її довжина, виходячи з норм проектування, складає 7 м. За ГОСТ приймаємо палю С70-30 (довжина 80 дм, поперечним перерізом 30x30 см).

Допустиме розрахункове навантаження на палю С70.30 :

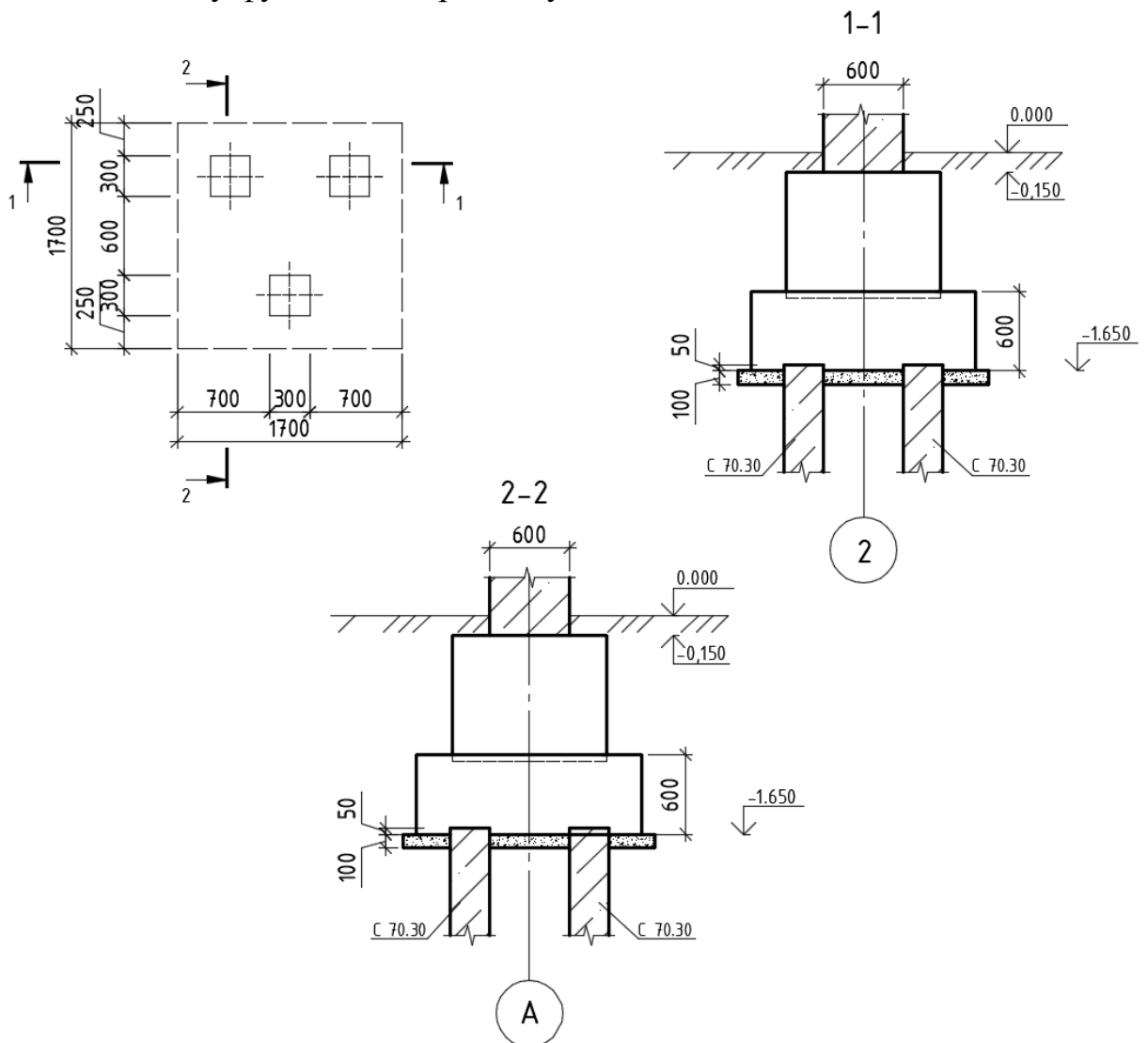
$$N_p = 415.06 \text{ кН}$$

Визначаємо кількість палей у фундаменті:

$$n = \frac{N^I * k_m}{F_{d.g}} = \frac{845,186 * 1,058}{415.06} = 2.2 \text{ шт.},$$

де $k_m = 1 + \frac{\sum M^I}{3 * N^I} = 1 + \frac{411,65}{3 * 2352,31} = 1.058$ – коефіцієнт, що враховує позacentрове навантаження.

Приймаємо 3 палі у фундаменті і розміщуємо їх на мінімальні відстані 3d:



Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Конструюємо паливий фундамент і перевіряємо навантаження на палю.

Збір навантажень на рівні підосви ростверка

Номер п/п	Вид навантажень	Формула визначення і розрахункові величини для визначення на 1 пог.м	N_i^I , кН/м
1	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту	N^I	845,186
2	Від підколонника	$N_{під}^I$ $A_{під} * h_{під} * \gamma_b * \gamma_f = (1,16 * 1,16 * 1 - 0,94 * 0,94 * 1) * 25 * 1,1$	12.705
3	Від плитної частини ростверку	$N_{п}^I$ $A_{п} * h_{п} * \gamma_b * \gamma_f = 1,7 * 1,7 * 0,45 * 25 * 1,1$	47.69
4	Від ґрунту засипки на уступах ростверку	N_3^I $(A_{п} - A_{під}) * (h_{під} + 0,15) * \gamma_s * \gamma_f = ((1,7 * 1,7) - (1,16 * 1,16)) * (0,95 + 0,15) * 18,16 * 1,1$	33.94
	Всього:		939.51

На рівні підосви фундаменту також діють:

А) момент: $\sum M^I = M^I + Q^I * h_f = 147,91 + 10,8 * (0,95 + 0,45) = 164,65$ кНм

Б) поперечна сила: $\sum Q^I = Q^I = 10,8$ кН

Середнє навантаження, що передається на одну палю:

$$N_{mt} = \frac{\sum N^I}{n_p} = \frac{939,51}{3} = 313,17 \text{ кН} < N_p = 415,06 \text{ кН}$$

Навантаження на крайні палі в фундаменті:

$$N_{min}^{max} = \frac{\sum N^I}{n_p} + \frac{\sum M^I * y_{max}}{\sum y_i^2} = 313,17 \pm \frac{164,65 * 0,45}{3 * 0,45^2}$$

Перевіряємо допустимість передачі максимального навантаження на крайню палю:

$$N_{max} = 435,13 \text{ кН} < 1,2 * 415,06 = 498,07 \text{ кН}$$

$N_{max} < 1,2N_p$ виконується.

Оцінюємо величину найменшого навантаження на палю крайнього ряду:

$$N_{min} = 191,2 \text{ кН} > 0$$

Умова $N_{min} > 0$ виконується. В паливому фундаменті відсутні палі, що працюють на висмикування.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

									Арк.
									77
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Розрахунок пального фундаменту під колону по осям А1 /2/1

Розрахунок і проектування пального фундаменту виконується як для будівлі без підвальної частини. $N^I = 2006,46$ кН, $M^I = 351,13$ кНм, $Q^I = 0$ кН

Приймаємо глибину закладання ростверку 1.65 м.

Приймаються забивні палі. Посадка палі і її довжина, виходячи з норм проектування, складає 7 м. За ГОСТ приймаємо палю С70-30 (довжина 80 дм, поперечним перерізом 30x30 см).

Допустиме розрахункове навантаження на палю С70.30 :

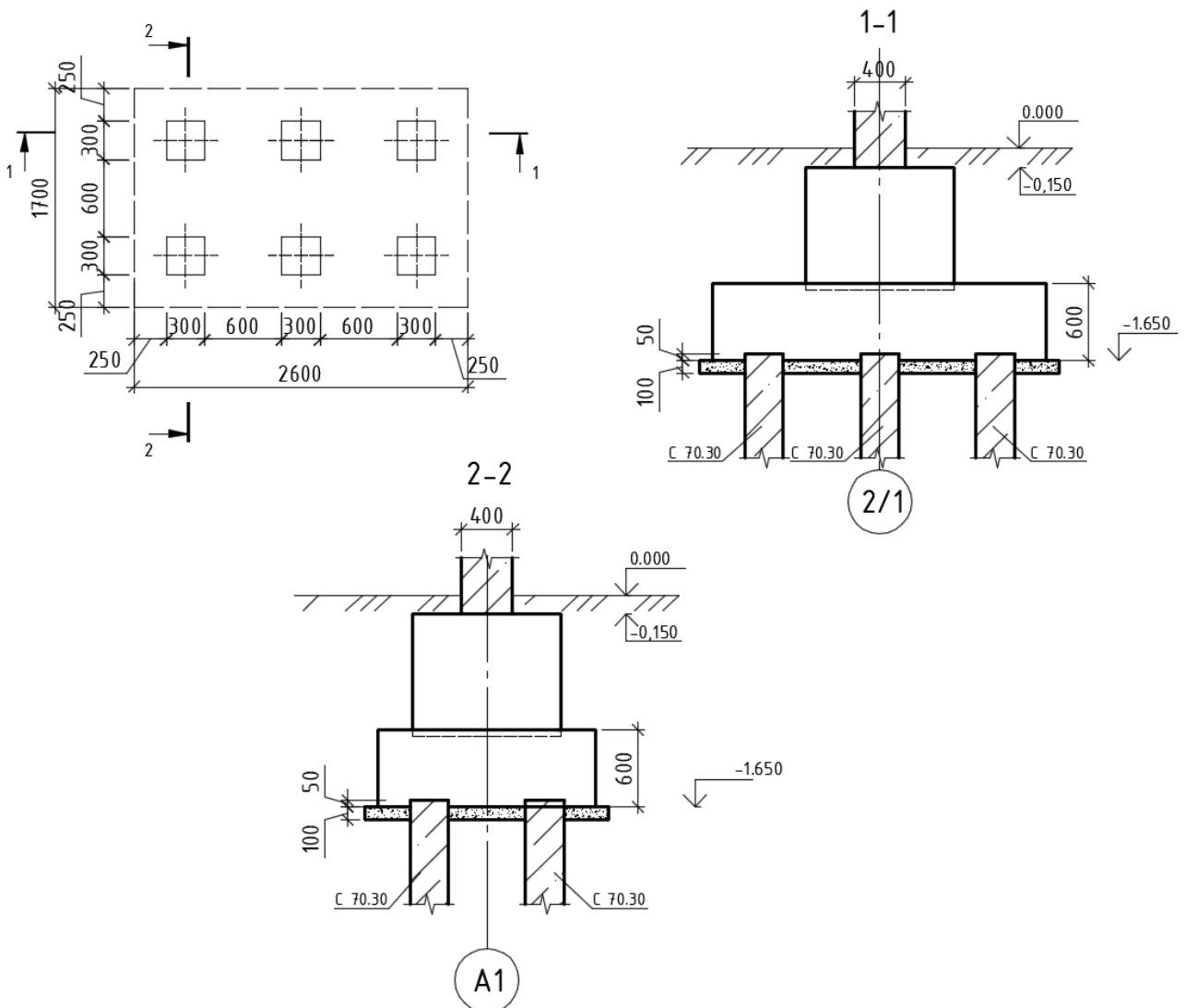
$$N_p = 415,06 \text{ кН}$$

Визначаємо кількість палей у фундаменті:

$$n = \frac{N^I * k_m}{F_{d.g}} = \frac{2006,46 * 1,058}{415,06} = 5,1 \text{ шт.},$$

де $k_m = 1 + \frac{\sum M^I}{3 * N^I} = 1 + \frac{351,13}{3 * 2006,46} = 1.058$ – коефіцієнт, що враховує позacentрове навантаження.

Приймаємо 6 палей у фундаменті і розміщуємо їх на мінімальні відстані 3d:



Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

78

Конструюємо паливий фундамент і перевіряємо навантаження на палю.

Збір навантажень на рівні підосви ростверка

Номер п/п	Вид навантажень	Формула визначення і розрахункові величини для визначення на 1 пог.м	N_i^I , кН/м
1	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту	N^I	2006,46
2	Від підколонника	$N_{під}^I$ $A_{під} * h_{під} * \gamma_b * \gamma_f = (1,16 * 1,16 * 1 - 0,94 * 0,94 * 1) * 25 * 1,1$	12,705
3	Від плитної частини ростверку	$N_{п}^I$ $A_{п} * h_{п} * \gamma_b * \gamma_f = 2,6 * 1,7 * 0,6 * 25 * 1,1$	72,93
4	Від ґрунту засипки на уступах ростверку	N_3^I $(A_{п} - A_{під}) * (h_{під} + 0,15) * \gamma_s * \gamma_f = ((2,6 * 1,7) - (1,16 * 1,16)) * (0,95 + 0,15) * 18,16 * 1,1$	67,55
	Всього:		2159,65

На рівні підосви фундаменту також діють:

А) момент: $\sum M^I = M^I + Q^I * h_f = 351,13 + 0 * (0,95 + 0,45) = 351,13$ кНм

Б) поперечна сила: $\sum Q^I = Q^I = 0$ кН

Середнє навантаження, що передається на одну палю:

$$N_{mt} = \frac{\sum N^I}{n_p} = \frac{2159,65}{6} = 359,94 \text{ кН} < N_p = 415,06 \text{ кН}$$

Навантаження на крайні палі в фундаменті:

$$N_{min}^{max} = \frac{\sum N^I}{n_p} + \frac{\sum M^I * y_{max}}{\sum y_i^2} = 359,94 \pm \frac{351,13 * 0,45}{6 * 0,45^2}$$

Перевіряємо допустимість передачі максимального навантаження на крайню палю:

$$N_{max} = 489,99 \text{ кН} < 1,2 * 415,06 = 498,072 \text{ кН}$$

$N_{max} < 1,2N_p$ виконується.

Оцінюємо величину найменшого навантаження на палю крайнього ряду:

$$N_{min} = 99,84 \text{ кН} > 0$$

Умова $N_{min} > 0$ виконується. В паливому фундаменті відсутні палі, що працюють на висмикування.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

									Арк.
									79
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

Конструюємо паливий фундамент і перевіряємо навантаження на палю.

Збір навантажень на рівні підосви ростверка

Номер п/п	Вид навантажень	Формула визначення і розрахункові величини для визначення на 1 пог.м	N_i^I , кН /м
1	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту	N^I	827,79
2	Від підколонника	$N_{під}^I$ $A_{під} * h_{під} * \gamma_b * \gamma_f = (1,16 * 1,16 * 1 - 0,94 * 0,94 * 1) * 25 * 1,1$	12,705
3	Від плитної частини ростверку	$N_{п}^I$ $A_{п} * h_{п} * \gamma_b * \gamma_f = 1,7 * 1,7 * 0,6 * 25 * 1,1$	47,69
4	Від ґрунту засипки на уступах ростверку	N_3^I $(A_{п} - A_{під}) * (h_{під} + 0,15) * \gamma_s * \gamma_f = ((1,7 * 1,7) - (1,16 * 1,16)) * (0,95 + 0,15) * 18,16 * 1,1$	33,94
	Всього:		922,12

На рівні підосви фундаменту також діють:

А) момент: $\sum M^I = M^I + Q^I * h_f = 144,9 + 10,8 * (0,95 + 0,45) = 161,6$ кНм

Б) поперечна сила: $\sum Q^I = Q^I = 10,8$ кН

Середнє навантаження, що передається на одну палю:

$$N_{mt} = \frac{\sum N^I}{n_p} = \frac{922,12}{3} = 307,372 \text{ кН} < N_p = 415,06 \text{ кН}$$

Навантаження на крайні палі в фундаменті:

$$N_{max/min} = \frac{\sum N^I}{n_p} + \frac{\sum M^I * y_{max}}{\sum y_i^2} = 307,372 \pm \frac{161,6 * 0,325}{3 * 0,325^2}$$

Перевіряємо допустимість передачі максимального навантаження на крайню палю:

$$N_{max} = 427,08 \text{ кН} < 1,2 * 415,06 = 498,07 \text{ кН}$$

$N_{max} < 1,2N_p$ виконується.

Оцінюємо величину найменшого навантаження на палю крайнього ряду:

$$N_{min} = 187,67 \text{ кН} > 0$$

Умова $N_{min} > 0$ виконується. В паливому фундаменті відсутні палі, що працюють на висмикування.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

								Арк.
								81
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата			

Конструюємо паливий фундамент і перевіряємо навантаження на палю.

Збір навантажень на рівні підосви ростверка

Номер п/п	Вид навантажень	Формула визначення і розрахункові величини для визначення на 1 пог.м	N_i^I , кН/м
1	Навантаження на верхньому обрізі фундаменту	N^I	652,466
2	Від підколонника	$N_{під}^I$ $A_{під} * h_{під} * \gamma_b * \gamma_f = (1,16 * 1,16 * 1 - 0,94 * 0,94 * 1) * 25 * 1,1$	12,705
3	Від плитної частини ростверку	$N_{п}^I$ $A_{п} * h_{п} * \gamma_b * \gamma_f = 1,5 * 1,5 * 0,6 * 25 * 1,1$	37,13
4	Від ґрунту засипки на уступах ростверку	N_3^I $(A_{п} - A_{під}) * (h_{під} + 0,15) * \gamma_s * \gamma_f = ((1,5 * 1,5) - (1,16 * 1,16)) * (0,95 + 0,15) * 18,16 * 1,1$	19,88
	Всього:		722,17

На рівні підосви фундаменту також діють:

А) момент: $\sum M^I = M^I + Q^I * h_f = 114,18 + 35,2 * (0,95 + 0,45) = 168,74$ кНм

Б) поперечна сила: $\sum Q^I = Q^I = 35,2$ кН

Середнє навантаження, що передається на одну палю:

$$N_{mt} = \frac{\sum N^I}{n_p} = \frac{722,17}{2} = 361,08 \text{ кН} < N_p = 415,06 \text{ кН}$$

Навантаження на крайні палі в фундаменті:

$$N_{max/min} = \frac{\sum N^I}{n_p} + \frac{\sum M^I * y_{max}}{\sum y_i^2} = 361,08 \pm \frac{168,74 * 0}{3 * 0^2}$$

Перевіряємо допустимість передачі максимального навантаження на крайню палю:

$$N_{max} = 361,08 \text{ кН} < 1,2 * 415,06 = 498,07 \text{ кН}$$

$N_{max} < 1,2N_p$ виконується.

Оцінюємо величину найменшого навантаження на палю крайнього ряду:

$$N_{min} = 361,08 \text{ кН} > 0$$

Умова $N_{min} > 0$ виконується. В паливому фундаменті відсутні палі, що працюють на висмикування.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

								Арк.
								83
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата			

площиною, що проходить через нижні кінці паль. Кут внутрішнього тертя приймають середньовиваженим, а формула для його визначення має вигляд:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum \varphi_{II,i} * h_i}{\sum h_i} = \frac{1,44 * 21 + 0,64 * 25 + 0,818 * 30 + 1,812 * 33 + 2,355 * 26}{7} = 27,4^\circ$$

де $\sum h_i = l_p$ – розрахункова довжина палі, що по бічній поверхні контактує з окремими шарами ґрунту, які мають довжину h_i

Тоді ширина “умовного фундаменту” в межах ВД складе:

$$b_y = b + 2 * l_p * tg\left(\frac{\varphi_{II,mt}}{4}\right) = 1.0 + 2 * 7 * tg\left(\frac{27,4^\circ}{4}\right) = 2,682$$

Проводимо вертикальні площини (лінії АВ та CD), що проходять через точки В і D до поверхні. Повне навантаження на підшві фундаменту визначається як:

$$\sum N^I = N^I + G_f^I + G_r^I + G_s^I + G_p^I$$

де N^I – навантаження на верхньому обрізі фундаменту;

$G_f^I + G_r^I$ – вага фундаментної частини і плитного ростверку;

G_s^I – вага ґрунту в межах об’єму умовного фундаменту, яка визначається в межах ABCD, за винятком об’єму ростверку і верхньої частини фундаменту.

Вага всіх паль G_p^I може і не враховуватись, оскільки прибавка в вазі для такого об’єму не є вирішальною.

$$\sum N^I = 604,69 + 12,705 + 37,13 + 166,5 = 821,025 \text{ кН}$$

Напруження під підшовою фундаменту:

$$\sigma_{mt} = \frac{\sum N}{b_y} = \frac{821,025}{2,682} = 306,12 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Величина елементарного шару:

$$h_i \leq 0.4 * B = 0.4 * 2,682 = 1.07 \text{ м}$$

Визначення напружень від власної ваги ґрунту:

$$\sigma_{zg,I} = \gamma_2 * h_2 = 0.4 * 16.48 = 6,59 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$\sigma_{zg,II} = \sigma_{zg,I} + \gamma_3 * h_3 = 6,59 + 19,72 * 2.4 = 53,92 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$\sigma_{zg,III} = \sigma_{zg,II} + \gamma_4 * h_4 = 53,92 + 16.19 * 0,762 = 66,26 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$\sigma_{zg,IV} = \sigma_{zg,III} + \gamma_6 * h_6 = 66,26 + 16.09 * 1,2 = 85,57 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$\sigma_{zg,V} = \sigma_{zg,IV} + \gamma_7 * h_{7.1} = 85,57 + 18.93 * 2,355 = 130,15 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$\sigma_{zg,VI} = \sigma_{zg,V} + \gamma_7 * h_{7.2} = 130,15 + 18.93 * 1,02 = 149,46 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Зам. Інв. №					
Підп. і дата					
Інв. №					
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата
					Арк.
					85

Додатковий тиск на основу:

$$\sigma_{zp,0} = \sigma_{mt} - \sigma_{zg,i} = 306,12 - 149,46 = 156,66 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Визначення додаткових напружень:

№ п/п	Відстань від підшви фундаменту до точки, що розглядається, Z, м	Ширина фундаменту, b, м	Коефіцієнт $\xi = \frac{2z}{b}$	Коефіцієнт розсіювання α
0	0	2,682	0	1.0
1	1,07		0,798	0,801
2	1,88		1,401	0,527

Визначимо величину додаткового тиску (напруження) під підшовою фундаменту, що викликано зовнішніми впливами (навантаженнями):

$$\sigma_{zp,0} = \sigma_{mt} - \sigma_{zg,i} = 306,12 - 130,15 = 175,97 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Визначимо величину додаткового тиску (напруження) в кожній точці, що позначена арабськими цифрами:

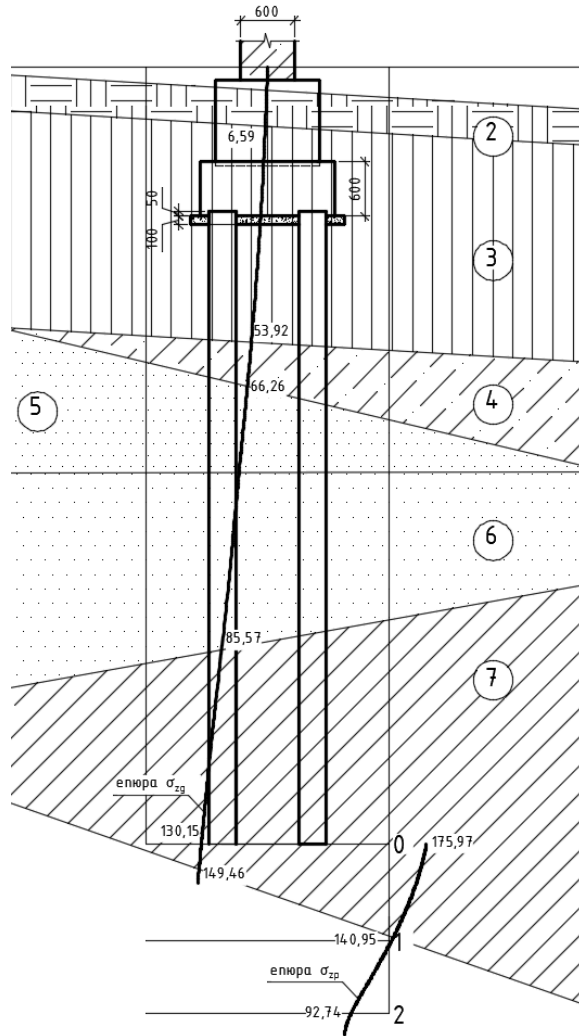
$$\sigma_{zp,i} = \sigma_{zp,0} * \alpha_i$$

№ п/п	Напруження від власної ваги ґрунту, $\sigma_{zg,i}$, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Додаткове напруження під підшовою фундаменту, $\sigma_{zp,0}$, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коефіцієнт розсіювання, α	Додаткове напруження в проміжних точках, $\sigma_{zp,i}$, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
0	130,15	175,97	1.0	175,97
1	-		0,801	140,95
2	-		0,527	92,74

Оскільки на розвідувальній глибині не виконується умова $\sigma_{zp,i} \leq 0.2 * \sigma_{zg,i}$, то розрахунок осідання виконується для заданої глибини.

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									86
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				



Епюри напружень в ґрунтовому масиві (від власної ваги та зовнішніх впливів)

№ п/п	Додаткове напруження в проміжних точках, $\sigma_{zp,i}$, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Середнє додаткове напруження в проміжних точках, $\sigma_{zp,сep}$, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Модуль деформації ґрунту, E, $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Висота ел. шару, м	Деформація (осідання) ел. шару ґрунту, Si, м
0	175,97	158,46	29000	1,07	0,0047
1	140,95	116,84	29000	0,81	0,0026
2	92,74	-	-	-	$\Sigma Si=0.0073$

Оскільки шар 3 є просідаючим, необхідно врахувати величину його просідання. До негативних особливостей інженерно-геологічних умов ділянки вишукувань відноситься: поширення у розрізі ґрунтів ІГЕ 3, що по архівним даним характери-

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

зуються просадними властивостями: при тиску $P=0.1$ МПа, відносна просадність $\epsilon_{sl}=0.009 - 0.014$ д.о.; початковий просадний тиск $P_{sl}=0.070 - 0.120$ МПа.

Визначимо величину просідання під дією власної ваги:

$$S_{sl.zg} = \epsilon_{sl.i} * h_i * k_{Sl.i}$$

$$S_{sl.zg} = 0,0115 * 5,44 * 1 = 0,0626 \text{ м}$$

Разом осідання ґрунту складає $0,0997 \text{ м} = 9,97 \text{ см}$.

Оскільки $S < S_u$ ($997,7 \text{ мм} < 150 \text{ мм}$), то граничні деформації основи не досягнуто, відповідно фундамент запроектовано вірно.

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №					Арк.
							88
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата		

Аналіз вихідних даних:

Характеристика будівлі, що споруджується:

Довжина: 104 метри.

Ширина: 47,5 метри.

Висота колон: 14,48 метри.

Повна висота конструкції: 14,6 метри.

Крок колон: 6 метрів.

Ця будівля складається з однієї секції і весь її корпус виготовлений зі збірного залізобетону. Збірний залізобетон є популярним матеріалом для будівельного конструкцій, оскільки поєднує в собі міцність і довговічність залізобетону з гнучкістю і швидкістю монтажу збірних елементів. Використання залізобетону дозволяє забезпечити стійкість і надійність будівлі.

Зазначені розміри в осях будівлі (104 метри в довжину та 47,5 метри в ширину) служать основою для планування та виконання будівельних робіт.

Аналіз умов виконання монтажних робіт на об'єкті будівництва включає виявлення факторів, які можуть ускладнити будівельні процеси і вплинути на техніко-економічні показники проекту. Згідно з проектом, будівництво відбуватиметься з нуля в нормальних умовах, при середній літній температурі близько 20°C, що сприятливо для монтажних робіт.

Технологічна карта передбачає використання бурозабивних пал замість бурових установок для адміністративно-складського комплексу, що складається з 263 пал. Для успішної реалізації цієї технології необхідно розробити вертикальне планування під'їздів та дороги для проїзду автотранспорту та забезпечити безперешкодний рух забивних дизель-молотів та будівельної техніки. Перед початком робіт з бурозабивних пал необхідно пошарово утрамбувати ґрунт до щільності не менше 1.63 г/см³ та утрамбувати шари ґрунту не більше 20 см.

Перед розпочатком робіт з розробки котловану необхідно розмітити осі будівлі і огородити плановану територію будівництва.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

										Арк.
										90
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

Монтажним елементом служить паля С.70-30, $L = 7$ м та $m = 1,6$ м

Для стропування приймаємо стропи 4СКІС-4 вантажопідйомністю до 10т та масою 89,85 кг, так як за один раз піднімаємо одну палю.

Під час забивання палів, спочатку на верхній кінець палі надівається наголовник, а потім молот піднімається до верхнього положення і закріплюється. Забивання починаються з легких ударів при невеликій висоті падіння молота. Після цього перевіряється задане положення занурення палі, а забивання продовжується до досягнення проектної відмови, яка передбачена в проекті.

Під час забивання палів важливо здійснювати моніторинг процесу. Це означає контроль глибини забивання, кута нахилу та горизонтального положення палів. Моніторинг допомагає переконатися у точності та якості забивання палів.

Після забивання кожного пала необхідно перевірити його глибину. Це можна зробити за допомогою спеціального вимірювального обладнання. Глибина забивання пала повинна відповідати проектним вимогам і специфікаціям.

Процес забивання палів повторюється для всіх палів, які необхідно встановити в рамках будівельного проекту.

Контроль якості для забивних палів включає ряд дій, спрямованих на перевірку відповідності встановлених палів заданим стандартам і вимогам проекту.

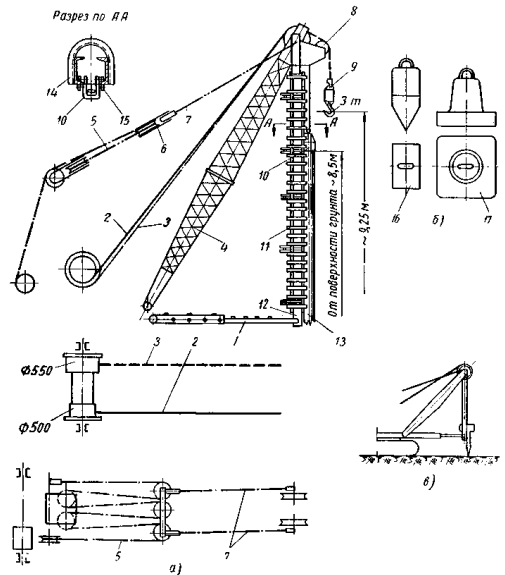
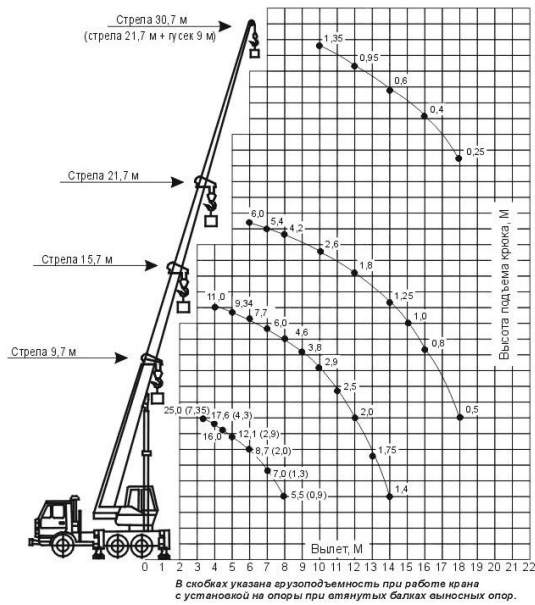
1. Візуальний огляд: Перший етап контролю якості - візуальний огляд палів. Інспектор оглядає кожен пал з метою виявлення видимих дефектів, таких як пошкодження, тріщини, нерівності або викривлення. Цей огляд також може включати перевірку точності розміщення палей та їх відповідності плану.

2. Геометричні виміри: Контроль якості включає вимірювання геометричних параметрів палів, таких як довжина, діаметр, кут нахилу та відхилення від вертикалі або горизонту. Ці виміри здійснюються за допомогою спеціальних вимірювальних інструментів, таких як лазерні нівеліри або оптичні прилади.

3. Глибина забивання: Контроль глибини забивання палів є важливим аспектом. За допомогою вимірювальних інструментів визначається фактична глибина забивання кожної палі.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

										Арк.
										92
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					



Найменування технологічного процесу	Найменування машини, технічного обладнання, його тип та марка	Кількість
Вивантаження палів	ЗІЛ-130В (УПЛ 0906)	1
Вивантаження палів	Автокран КС-55713-4	1
Розбивка пального поля	Теодоліт ТП-30	1
Розбивка пального поля	Мірна стрічка	1
Розбивка пального поля	Кувалда тупоноса	1
Занурення палів	Екскаватор з копером КН-1-12	1

Заходи з техніки безпеки:

1. Перед початком робіт слід переконаватися вправності всіх вузлів і механізмів машин.
2. При забиванні палів канати підйому молота і палі мають бути тримані у такому положенні, що не перешкоджає зануренню палі.
3. Палі слід підтягувати виключно за допомогою відвідних блоків для підтягування.

Зам. Інв. №

Підп. і дата

Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

94

4. Не допускається присутність сторонніх осіб поблизу працюючих машин. Заборонено підніматися на башту або стрілу копра без використання монтажного пояса або спеціальних засобів підйому.

5. Перед забиванням паль, будівельний майданчик слід вирівняти. Ухил майданчика не повинен перевищувати 5°.

6. Під час пересування молота до місця забивання паль, молот має бути у нижньому положенні на висоті, не більшій ніж 1-2 метри від ґрунту.

7. Категорично забороняється пересування копрових установок з піднятим молотом.

8. Головна вісь падаючої частини молота під час ударів повинна співпадати з поздовжньою віссю палі, яку занурюють.

9. Заборонено працювати на несправній машині. До усунення поломок машину слід зупинити і залишити під спостереженням.

10. Заборонено переміщення машини за межі робочого майданчика з піднятою стрілою у робочому положенні.

11. Не залишайте копер з піднятою або недобитою палею та молотом на ньому.

12. Для забезпечення безпеки експлуатації гідросистеми забороняється працювати при тиску в гідросистемі, що перевищує допустимі значення.

13. Під час обслуговування агрегатів слід дотримуватися правил техніки безпеки та інструкцій з роботи з молотами.

Визначення зон впливу крану:

При розробці будівельно-генерального плану необхідно враховувати області, де існує потенційна небезпека для людей, пов'язана з можливими небезпечними факторами. Основними зонами, які потрібно враховувати, є ті, де здійснюється робота вантажопідіймальних машин та монтажників, а також де знаходиться кран та його стріла.

Додатково до технологічних вимог і правил укладання бетонної суміші, дуже важливо враховувати потенційно небезпечні зони, що знаходяться неподалік від місця будівництва. Наприклад, це можуть бути ділянки, де проводяться

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

										Арк.
										95
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

Характеристики умов будівництва:

- Об'єм будівництва: адміністративно-складський комплекс
- Район будівництва: Київська область
- Характеристика рельєфу місцевості:

Грунтовий склад:

1. Грунтово-рослинний шар
 2. Суглинок: пилувати просідний
 3. Супісок піщанистий: твердої консистенції
 4. Пісок дрібний: середньої щільності, малого ступеня водонасичення
 5. Пісок: середньої крупності, середньої щільності, малогоступеня водонасичення
 6. Суглинок важкий: напівтвердий, тугопластичний
- За відмітку 0,000 прийнято чисту підлогу

Нормативний строк будівництва:

Тривалість будівництва (T_6) обчислюється відповідно до ДСТУ Б А.3.1-22-2013 "Визначення тривалості будівництва об'єктів". У розрахунку використовуються усереднені показники тривалості будівництва та коригуючі коефіцієнти. Згідно з пунктом 4.2.3 цього документа, спочатку визначається усереднений показник тривалості будівництва (T_c) згідно додатка А, який містить усереднені показники тривалості будівництва окремих видів об'єктів невиробничого призначення та лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури.

Складське приміщення 2500 м² загальної площі – 7 місяців

Складське приміщення 5000 м² загальної площі – 14 місяців

Загальна площа виставкового центру 4940 м²

Приріст тривалості:

$$\frac{14 - 7}{5000 - 2500} = 0,0028 \text{ місяці}$$

Приріст площі:

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

										Арк.
										99
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

Обсяги будівельних робіт:

Метод організації й механізації робіт:

Земляні роботи:

Для розробки котловану з використанням торцевих проходок з вантаженням ґрунту на автотранспорт зазначено, що ґрунт належить до групи I, як м'який пісок. Для цих робіт буде використаний екскаватор Caterpillar 329D LN з гідравлічним приводом і зворотною лопатою. Місткість ковша екскаватора становить до 0,9 м³.

Процес розробки ґрунту буде проводитись нижче рівня, на якому розташований екскаватор, на всю глибину проходки з недобором 15 см. Це означає, що екскаватор буде розкопувати ґрунт на глибину, що перевищує планований рівень котловану на 15 см.

Такий підхід до розробки ґрунту дозволяє забезпечити достатню глибину котловану та необхідний недобір ґрунту для подальшого оброблення і компактування.

Транспортування ґрунту буде здійснюватись за допомогою автосамоскида ЗІЛ 130В. Під час завантаження машини будуть розташовані згідно з попередньо визначеними значеннями для забезпечення безпечності та оптимального завантаження.

Конкретні значення кутів визначені як наступні: кут між віссю стріли екскаватора та віссю автомашини не перевищує 30°, а кут повороту стріли екскаватора не перевищує 60°. Це означає, що під час завантаження ґрунту в автосамоскид, екскаватор буде розташовуватись таким чином, щоб кути між віссю стріли та віссю автомашини відповідали зазначеним обмеженням.

Це забезпечує безпечну та ефективну процедуру завантаження, дозволяючи оптимально використовувати обидві машини і максимізувати їх потенціал при перевезенні ґрунту.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

										Арк.
										101
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

Улаштування палів:

Для фундаменту використовуються забивні палі з довжиною 7 м та розміром 300х300 мм.

Для виконання робіт забивання пал буде використовуватись мобільний дизель-молот КН-1-12 (С-949). Цей дизель-молот є пересувним обладнанням, яке працює на дизельному паливі. Він призначений для забивання палів шляхом удару по ним з використанням ударного механізму.

Мобільний дизель-молот КН-1-12 (С-949) володіє достатньою потужністю та енергією для забивання палів у ґрунт. Він має механізм підйому і переміщення, що дозволяє зручно маневрувати на робочій площадці та розміщуватись в потрібному місці для забивання пал.

Бетонні роботи:

Технологія бетонування ростверку передбачає використання стаціонарного бетононасосу СБ-207. Цей бетононасос має такі основні технічні характеристики: продуктивність у діапазоні від 20 до 75 м³/год, максимальна дальність подачі бетонної суміші за допомогою стріли - 23,1 м, висота завантаження бункера - 1,4 м.

Для розподілу бетонної суміші в блоці бетонування використовується гнучкий рукав. Розподілення починається з найбільш віддаленого місця і проходить поступово до інших ділянок. Важливо забезпечити розподіл бетонної суміші без утворення розривів. Після завершення бетонування необхідно промити трубопровід бетононасосу, очистити бункер та інші елементи обладнання.

Укладання бетону проводиться горизонтальними шарами однакової товщини по всій ширині блоків, уникаючи утворення нерівностей. Укладання здійснюється в один бік на всіх шарах блоку, одночасно з ущільненням бетонної суміші за допомогою глибинних вібраторів. Після розподілу бетонної суміші до проектної висоти проводиться ущільнення верхніх шарів бетону, вирівнювання і заглажування поверхні за допомогою вібромайданчика.

Ця технологія дозволяє ефективно та якісно укласти бетонну суміш на ростверк, забезпечуючи необхідну рівномірність та міцність конструкції.

Зам. Інв. №
Підп. і дата
Інв. №

										Арк.
										102
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

Правильне дотримання висоти вільного скидання бетонної суміші і використання глибинного вібратора допомагають забезпечити якісне ущільнення і розподіл бетону в конструкції. При укладанні бетону в армовані конструкції фундаментних плит, рекомендується дотримуватись таких принципів:

1. Обмеження висоти вільного скидання: Висота, з якої бетонна суміш скидається в конструкцію, не повинна перевищувати 1 метр. Це дозволяє контролювати процес занурення бетону і запобігає утворенню тріщин або пошкоджень арматури.

2. Ущільнення бетонної суміші: Для ущільнення бетону використовують глибинний вібратор ЕПК-1300. Робоча частина глибинного вібратора повинна покривати всю товщину шару бетонної суміші, але не більше 1,25 разів його власної довжини. Це дозволяє ефективно ущільнювати бетон і забезпечує якісне укладання.

Дотримання цих принципів допоможе забезпечити належне укладання бетону, якість його ущільнення та міцність армованих конструкцій фундаментних плит.

Календарний графік

Вихідні дані для проектування календарного графіку зображено нижче.

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №					Арк.
							103
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата		

№п/п	Найменування процесів	Обсяг рбт		Нормативні затрати праці		Затрати праці на обсяг робіт				Основний механізм		Виконавець		Змінність	Тривалість днів
		Од. вим.	К-сть	Люд.-год.	Маш.-год.	Норм.	Прийн.	Норм.	Прийн.	Маш.-зм.	К-сть	Найменування	К-сть		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Підготовчі роботи	днів	15	-	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-
2	Розробка ґрунту ескаватором у відвал	1000 м³	8,73	-	12,27	-	-	13,39	3	САТ 329D LN	1	1	Машиніст 5р.	2	6
3	Доробка ґрунту вручну	100 м³	0,873	275,4	-	30,05	30	-	-	-	-	2	Різнорабочий	2	13
4	Улаштування бурозабивних паль	1 м³	165,69	1,44	1,08	29,82	30	22,37	22	КН-1-12 (С-949)	1	6	Машиніст 5р.	2	11
5	Улаштування бетонної підготовки	100 м³	0,26	150,7	-	4,95	5	-	-	ЕПК-1300	3	6	Бетонув. 4р. 5р.	2	1
6	Монтаж опалубки	100 м²	3,43	97,6	-	41,85	42	-	-	КС-55713-4	1	6	Монтажник 3р.	2	6
7	Улаштування арматури ростверку	т	8,991	29,57	-	33,23	33	-	-	КС-55713-4	1	6	Монтажник 3р.	2	3
8	Бетонування ростверку	100 м³	1,47	131,48	16,2	24,16	24	2,98	3	СБ-207	1	6	Бетонув. 4р. 5р.	2	3
9	Демонтаж опалубки ростверку	100 м²	3,43	97,6	-	41,85	42	-	-	КС-55713-4	1	6	Монтажник 3р.	2	3
10	Зворотня заспка ґрунту	1000 м³	8,65	-	12,27	-	-	13,27	13	САТ 329D LN	1	1	Машиніст 5р.	2	6
11	Ущільнення ґрунту	1000 м³	8,65	-	5,54	-	-	0,90	1	XS142J	1	1	Машиніст 5р.	2	1
12	Улаштування санітарно-технічних вводів	грн.	141142,7	-	-	-	-	1411,4	-	-	-	5	Сантехнік 2р. 3р.	2	10
13	Улаштування електротехнічних вводів	грн.	151046,2	-	-	-	-	1510,5	-	-	-	5	Електрик 2р. 3р.	2	10
14	Улаштування колон	100 шт.	0,83	1294,85	101,44	134,34	134	10,52	11	КС-55713-4	1	8	Машиніст 5р., Монтажник 3р.	2	12
15	Улаштування залізобетонного переkritтя	100 шт.	0,62	725	108,9	56,19	56	8,44	8	КС-55713-4	1	8	Машиніст 5р., Монтажник 3р.	2	7
16	Улаштування стінових сендвіч-панелей	100 м²	43,87	64	2,98	350,96	351	16,34	16	КС-55713-4	1	8	Машиніст 5р., Монтажник 3р.	2	27
17	Улаштування сходових маршів	1 шт.	1,00	253,75	55,83	31,72	32	6,98	7	КС-55713-4	1	8	Машиніст 5р., Монтажник 3р.	2	5
18	Улаштування внутрішніх стін	100 м²	291,72	4,99	-	181,96	182	-	-	КС-55713-4	1	8	Машиніст 5р., Монтажник 3р.	2	76
19	Улаштування перегородок	100 м²	9,74	212,74	-	259,01	259	-	-	КС-55713-4	1	8	Машиніст 5р., Монтажник 3р.	2	108

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

1	20	21	22	23	24	25	26	27	3	4	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
	Улаштування багатопарової покрівлі	Монтаж склопакетів двокамерних	Улаштування бетонних покриттів підлоги	Улаштування вимощення	Монтаж технологічного устаткування	Внутрішні електромонтажні роботи	Внутрішні санітарно-технічні роботи	Здача об'єкту в експлуатацію	100 м ²	59,28	50,72	3,38	375,84	376	25,05	25	КС-55713-4	1	8	Машиніст 5р., Монтажник 3р.	2	32
									100 м ²	2,47	128,48	7,68	39,67	40	2,37	2	КС-55713-4	1	8	Машиніст 5р., Монтажник 3р.	2	3
									100 м ²	59,28	64	2,98	474,24	474	22,08	22	КС-55713-4	1	8	Машиніст 5р., Монтажник 3р.	2	36
									100 м ³	0,33	150,7	-	6,22	6	-	-	-	-	6	Бетонув. 4р. 5р.	2	3
									грн.	733590,0	-	-	-	1834,0	-	-	-	-	10	Технолог 2р. 3р.	2	20
									грн.	520848,9	-	-	-	1302,1	-	-	-	-	10	Електрик 2р. 3р.	2	20
									грн.	542856,6	-	-	-	1357,1	-	-	-	-	10	Сантехнік 2р. 3р.	2	15
									днів	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

1. Аналіз потенційних, небезпечних та шкідливих виробничих факторів, що виникають під час будівництва.

1. Аналіз параметрів мікроклімату

Під час зведення адміністративно-складського комплексу у теплий період року, коли можливе збільшення температури до 30° С і висока вологість повітря, технологічний процес може спричинити виникнення небезпечних умов, оскільки роботи проводяться на відкритому повітрі.

Важливо забезпечити оптимальну швидкість (рухливість) повітря на робочих місцях для створення комфортних умов праці. Варто відзначити, що організм людини починає відчувати повітряні потоки при швидкості близько 0,15 м/с. При цьому, якщо ці потоки мають температуру до 36°С, вони забезпечують охолодження організму, а при температурах вище 40°С можуть пригнічувати. У літній період швидкість руху повітря на робочих місцях не повинна перевищувати 0,2-1,0 м/с.

На робочих місцях на відкритому повітрі існує спеціальний режим праці та відпочинку. При температурі, що перевищує 33°С, заборонено здійснювати роботи на відкритому повітрі.

Для поліпшення мікрокліматичних умов під час роботи в умовах високої зовнішньої температури, необхідно компенсувати втрату вологи в організмі працівників, забезпечуючи їх достатньою кількістю води та вітамінів для споживання. Для підтримання балансу в організмі людини під час роботи використовуються такі заходи захисту: засоби вентиляції та очищення повітря, індивідуальні засоби захисту, організація раціонального теплового режиму праці та відпочинку та інші.

Крім вищезазначеного, здійснюються заходи лікування та профілактики, проводяться регулярні медичні огляди та медичні обстеження з метою попередження та ранньої діагностики захворювань серед працівників. Під час будівництва повітря в робочій зоні стає забрудненим пилом, який утворюється під час навантаження та розвантаження сипучих будівельних матеріалів, а також викидами шкідливих речовин, що утворюються внаслідок роботи будівельної техніки (наприклад, пари бензину, дизельного палива, вихлопні газу). Важливо дотримуватись допустимих норм концентрації шкідливих речовин у повітрі, що наведені в таблиці:

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

										Арк.
										109
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					

Таблиця Граничнодопустимі концентрації шкідливих речовин в повітрі робочої зони

Шкідлива речовина	ГДК
оксид вуглецю	20 мг/м ³
оксид азоту	5 мг/м
пари бензину	100 мг/м ³

З метою забезпечення безпеки праці, робітники-будівельники повинні використовувати спеціальний захисний одяг і виконувати роботи лише за допустимих погодних умов.

2. Аналіз природного та штучного освітлення

Робоча зона повинна мати достатнє освітлення. Залежно від характеристик зорової роботи та об'єкта розрізнення, визначається, що робота кранівника відноситься до 4-го розряду, що характеризується середньою точністю. Природне освітлення робочих місць повинно відповідати вимогам нормативних документів. Вони наведені в таблиці.

Таблиця Норми освітленості для штучного освітлення та КПО для природного та суміщеного освітлення згідно з ДБН В.2.5-28-2018

Характеристика зорової роботи	Розмір об'єкта розрізнення, мм	Розряд зорової роботи	Підрозряд зорової роботи	Контраст об'єкта розрізнення з фоном	Характеристика фону	Штучне освітлення		Природне освітлення	
						Освітленість, лк		КПО, $e_{\text{H}}^{\text{Ш}}$, %	
						Комбіноване	Загальне	Верхнє або комбіноване	Бокове
Середньої точності	Від 0,5 до 1,0 включно	IV	б	Малий середній	Середній темний	500	200	4	1.5

Перед початком виконання роботи, кранівник повинен переконатись у належній освітленості свого робочого місця та наявності працюючого освітлення на

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата	Арк.
						110

підйомному крані. Також необхідно перевірити справність сигнального та блокуючого обладнання, а також контрольно-вимірювальних приладів. Для забезпечення вимог нормативів з виробничого освітлення під час темного періоду доби, на будівельному майданчику передбачено використання штучного освітлення.

3. Аналіз шуму та вібрації

До виробничих віброакустичних коливань відносяться: інфразвук, шум, ультразвук та вібрація. ДСН 3.3.6-037-99 регламентують граничні величини шуму на робочих місцях. Нормуються параметри вібрації відповідно до вимог ДСН 3.3.6.039-99 “Державні санітарні норми виробничої та загальної вібрацій”.

Таблиця Допустимі рівні звукового тиску

Вид трудової діяльності, робоче місце	Рівні звукового тиску, дБ в октавних смугах із середньгеометричними частотами, Гц									Еквівалентні рівні звуку, дБА
	31,5	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000	
На постійних робочих місцях у виробничих приміщеннях та на території підприємства	107	95	87	82	78	75	73	71	69	80

Під час виконання робіт використовуються будівельні машини та механізми, які можуть породжувати звукові шуми та вібраційні коливання, що можуть негативно впливати на продуктивність робітників у виконанні їхніх завдань. Звуковий шум, що виникає від підйомного крана, досягає рівня інтенсивності еквівалентного до 90 дБ.

Шумові рівні, що перевищують 80 децибелів (дБ), вважаються шкідливими. Люди, які піддаються шуму в діапазоні від 85 до 90 дБ, повинні знаходитись під наглядом фахівців, оскільки тривала робота в таких умовах може призвести до погіршення слуху, особливо у найбільш чутливих до впливу шуму людей.

Порушення нормованого рівня вібрації під час виконання робіт виникає внаслідок незбалансованих силових впливів. Вібрація може спричиняти професійні захворювання, відомі як віброзахворювання, лікування яких можливе лише на ранніх стадіях.

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

										Арк.
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата					111

Перед початком роботи необхідно провести перевірку всіх деталей, що об'єднуються, та їх правильне відцентрування для зменшення шуму та вібрації. Щоб захиститись від шуму, слід встановлювати шумопоглинаючі кожухи, якщо це можливо, замінити зубчасті передачі на черв'ячні, встановлювати підшипники та використовувати засоби індивідуального захисту.

Людина піддається транспортній вібрації під час руху самохідних та причіпних машин, а також транспортних засобів по місцевості та дорогах на робочих місцях. Від дії підйомного крана вібрація складає 60 дБ, що не перевищує нормованого значення.

Таблиця Гранично допустимі рівні загальної вібрації категорії 1 (транспортна)

Середньгеометричні частоти смуг, Гц	Гранично допустимі рівні			
	Віброшвидкості, дБ		Віброприскорення, дБ	
	у 1/1 окт.		у 1/1 окт.	
	Z ₃	X ₃ , Y ₀	Z ₃	X ₃ , Y ₀
Коректовані, еквівалентні коректовані рівні	107	116	65	62

У нормативних документах, які стосуються машин, що генерують вібрацію, розробники визначають технічні норми вібрації, які включаються до технічних умов для конкретної машини та до її паспорту.

У цих нормативних документах встановлюються умови, за яких забезпечується відповідність санітарним нормам щодо вібрації на робочому місці, визначаються технічні норми вібрації та методи контролю вібраційних характеристик машин. Для машин, які потенційно можуть створювати небезпеку вібрації, санітарною нормою є допустимі рівні вібрації.

Для зниження впливу віброакустичних коливань на працюючих, потрібно здійснювати контроль вібрації машин наступними способами:

- Постійний контроль при введенні машин в експлуатацію і щорічно після цього.
 - Вибірковий контроль.
 - Контроль після кожного ремонту та при внесенні змін в конструкцію машин.
4. Аналіз енергобезпеки

Дія електричного струму є особливо небезпечною для людей і може спричинити різноманітні травми. З метою контролю за безпекою в електричних установках, організації призначають відповідального інженерно-технічного працівника.

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									112
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

ка. Його завданням є забезпечення дотримання вимог електробезпеки та впровадження відповідних заходів для запобігання нещасним випадкам пов'язаним з електричним струмом.

Під час роботи екскаватора у безпосередній близькості до ліній електропередач існує небезпека ураження робітників електричним струмом. З цієї причини установлення та робота підйомного крана на відстані менше 30 м від крайнього проводу лінії електропередачі або повітряної електричної мережі з напругою понад 42 В допускається тільки за нарядом-допуском, який встановлює безпечні умови для такої роботи.

Машиністу заборонено самовільно встановлювати підйомного крана для роботи в безпосередній близькості до ліній електропередачі. Робота крана поруч з лініями електропередачі повинна здійснюватись під безпосереднім керівництвом особи, відповідальної за безпечне проведення таких робіт краном. Ця особа також повинна вказати машиністу місце для встановлення крана, забезпечити виконання встановлених нарядом-допуском умов роботи та зробити запис у вахтовий журнал машиніста про дозвіл на продовження роботи.

Виконавці повинні застосовувати технічні заходи, що запобігають підняттю робочих пристроїв на відстань меншу, ніж допустимо встановлено в нормах, до проводів ЛЕП. Якщо неможливо забезпечити виконання цих умов, необхідно повністю вимикати напругу на лініях електропередач на час роботи або переміщення підйомного крана.

Процес будівництва адміністративно-складського комплексу супроводжується дією на персонал ШНВФ, аналіз яких наведено у таблицях.

Таблиця Аналіз потенційно небезпечних та шкідливих виробничих факторів, що характеризують даний вид робіт

№ з/п	Назва ШНВФ	Чим викликана небезпека від дії ШНВФ	До яких видів ризику чи захворювання може призвести дія ШНВФ	Нормативні рівні дії ШНВФ/ нормативний документ, що регулює дію ШНВФ	Заходи по усуненню небезпечної дії ШНВФ, передбачені проектом
1	Низькі температури повітря у приміщеннях та спо-	Низькими температурами оточуючого середовища	До хвороб верхніх дихальних шляхів у персоналу обслу-	18-20°C / ДСН 3.3.6.042-99	Організація системи опалення та покращення теплоізоляції в будівлях.

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									113
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

	рудах виробничого характеру		говування		
2.	Наявність пилового забруднення в робочій зоні	Фізичні навантаження та розвантаження сипучих будівельних матеріалів.	Пошкодження верхніх дихальних шляхів та ураження тканин легень.	8мг/ м ³	Використання працівниками спецодягу та ефективна система вентиляції.
3.	Низька якість освітлення на робочій зоні оператора кранового обладнання.	Неполадки апаратури контролю та вимірювання.	Пошкодження або поранення працівників.	200лк	Забезпечити штучне освітлення під час недостатнього освітлення уночі або в темну пору доби.
4.	Коливання, що виникають від вібрації на будівельному майданчику.	Застосування механізмів, що генерують вібрацію.	Втрата слуху, захворювання, пов'язане з впливом вібрацій.	60-80 дБ	Використовувати особисті засоби захисту та забезпечувати контроль над вібрацією машин.
5.	Отримання травм або пошкоджень внаслідок контакту з електричним струмом.	Виконання роботи екскаватором у безпосередній близькості до ліній електропередачі.	Ушкодження шкіри внаслідок опіків, травми, або раптовий летальний випадок в результаті дії електричного струму.	12-42 В	Застосування технічних заходів з метою унеможливлення підняття робочих пристроїв на ненормовану відстань до ліній електропередачі та відключення електричної напруги з про-

Інв. №	Зам. Інв. №
Підп. і дата	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

					водів.
б.	Травми, спричинені падінням працівників з висоти.	Відсутність належних огорожень або бар'єрів, які запобігають падінню.	Синці, переломи, струси та розриви внутрішніх органів.	H=3,5м	Встановити надійні системи безпеки на підйомному крані, такі як огороження, ремені безпеки, рейки або бар'єри

Таблиця Аналіз потенційно небезпечних та шкідливих виробничих факторів, що характеризують обладнання

№ з/п	Назва шкідливого фактору	Чим викликаний шкідливий фактор	До якого захворювання приводить шкідливий фактор	Заходи по усуненню шкідливого фактору передбачені проектом
1.	Динамічні компоненти та устаткування (такі як лебідки, мішалки, насоси)	Рух установок та пристроїв, який включає обертальний та поступальний рух.	До пошкодження та втрати працездатності в результаті травм.	Обмеження руху рухомих елементів та пристроїв за допомогою встановлення попереджувальних знаків з техніки безпеки.
2.	Створення сумішей, які можуть спричинити вибух, в закритих приміщеннях, камерах або колодязях.	Нагромадження газу в закритому просторі до рівнів, що становлять небезпеку.	До серйозного отруєння та погіршення працездатності	Забезпечення належної вентиляції, провітрювання колодязів та камер, використання газоаналізаторів або ламп ЛБВК
3.	Підвищений рівень напруги в електричних колах, виникнення переривання електричних з'єднань	Недотримання вимог при монтажі електричних систем, некоректна організація роботи	Травмування працівників електричним струмом	Дотримання правил техніки безпеки та коректне влаштування заземлення.

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата	Арк.
						115

4.	Пожежа	Недотримання вимог щодо експлуатації електричного обладнання	Поверхневі пошкодження шкіри та летальні випадки	Виконання вимог щодо експлуатації обладнання та дотримання безпечних робочих процедур
5.	Предмети, що відскакують (під час вібрації заглушок і випробуваннях трубопроводів під час обробки труб)	Відлітаючі предмети при випробуванні З/Б труб їх елементів	До пошкоджень і втрати працездатності внаслідок травм	Додержання вимог техніки безпеки та використання функціональних механізмів і приладів

Висновки

Під час проведення аналізу ризиків на робочих майданчиках, пов'язаних з висотними роботами, виявлено наступні небезпечні і шкідливі фактори: неприпустимий рівень температури (як надто низька, так і надто висока), забруднення повітря пилом у робочій зоні та можливість падіння працівників з висоти. Проведений аналіз показав, що ці фактори мають вирішальний вплив на життя, здоров'я та працездатність персоналу, який займається висотними роботами.

Аналіз був проведений з використанням актуальної нормативної бази, яка регулює безпеку виконання висотних робіт в Україні.

У якості пропозицій для зниження ризику професійних захворювань та травм на досліджуваному об'єкті можна розглянути такі заходи:

- З метою зниження впливу підвищеної температури можна запропонувати забезпечення персоналу водою та вітамінами, а також створення прохолодного місця для відпочинку.
- Для зменшення дії низьких температур рекомендується забезпечити працівників теплим одягом і виділити додатковий час на обігрів.
- З метою зниження впливу підвищеного вмісту небезпечних речовин у повітрі робочої зони можна використовувати спецодяг та респіратори, а також організувати ефективну вентиляцію в приміщеннях, де відбувається робота з розчинами.
- Необхідно негайно припинити всі роботи у випадку грози, туману або вітру швидкістю більше 15 м/с, а також при недостатньому освітленні робочого місця або в разі відсутності електропостачання.

Зам. Інв. №	
Підп. і дата	
Інв. №	

									Арк.
									116
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

- З метою зменшення впливу недостатнього освітлення слід передбачити штучне освітлення в темний період доби.
- Для зниження впливу вібрацій рекомендується використовувати індивідуальні засоби захисту.
- Для уникнення ураження електрострумом необхідно регулярно перевіряти та доглядати за обладнанням.
- Для зменшення дії небезпеки падіння з висоти при проведенні висотних робіт передбачити встановлення надійних систем безпеки на підйомному крані, таких як огороження, ремені безпеки, рейки або бар'єрів.

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №					Арк.
							117
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата		

ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

Консультант _____/Гусарова Л.В./

Здобувач _____/Дідовець А.В./

Інв. № _____	Підп. і дата	Зам. Інв. № _____
Зм.	Кільк.	Лист
№ док.	Підп.	Дата

Арк.

118

Техніко-економічні показники будівництва:

Вихідні дані проекту:

Адміністративно-складський комплекс на лесовий ґрунтах в Київській області – одноповерхова будівля з залобетонним каркасом.

Просторово-планувальні показники будівлі:

1. Площа забудови – 4940 м²
2. Будівельний об'єм – 72284,16 м³
3. Загальна площа – 5605 м²

№ пп	Показник	Одиниці виміру	К-сть
1	2	3	4
1	Загальна площа приміщень	м ²	5605
2	Загальна кошторисна вартість будівництва	тис. грн.	312572
2.1	В тому числі: вартість будівельно – монтажних робіт	тис. грн.	166185
2.2	Вартість обладнання	тис. грн.	14433,35
3	Кошторисна вартість одного кв.м. загальної площі	тис. грн.	4,342
4	Тривалість будівництва (згідно ПОБ)	міс.	15,2
5	Нормативна тривалість будівництва	міс.	16
6	Середня заробітна плата для розряду 4,5	тис. грн.	9,781

Зам. Інв. №						Арк.
Підп. і дата						119
Інв. №						
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата	

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №
Зм.	Кільк.	Лист
№ док.	Підп.	Дата

Форма № 1

Адміністративно-складський комплекс
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-01

на загальнобудівельні роботи з будівництва адміністративно-складського
(найменування робіт та витрат, найменування об'єкту, споруди, лінійного об'єкта
інженерно-транспортної інфраструктури)

Об'єм головного корпусу, куб.м 72284,16
Площа забудови об'єкта, кв.м 4940
Загальна площа об'єкта, кв.м 5605
Площа фасаду, кв.м 4407,712

Кошторисна вартість 94262 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 281 тис. люд.год
Кошторисна заробітна плата 33355 тис. грн.
Середній розряд робіт 4,5

Складений в поточних цінах станом на 2023 р.

№ ч.ч.	Об'єкт вання (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.			Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин	
					всього	експлуатації машин	заробітної плати	всього	заробітної плати	експлуатації машин	на одиночку	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	УПБ 1-1	Земляні роботи	100м2 площі забудови об'єкта	49,4	84712	76241	4184764	418480	3766318	76,3	3770	
					8471	25414			1255439	219,1	10823	
2	УПБ 2-1	Влаштування фундаментів	100м2 площі забудови об'єкта	49,4	951321	570792	46995243	11748811	28197146	2142,6	105845	
					237830	95132			4699524	820,1	40513	
3	УПБ 3-1	Каркас (колонни, діафрагми, ...)	100м2 площі забудови об'єкта	49,4	105695	31708	5221327	696177	1566398	127,0	5272	
					14093	10569			522133	91,1	4501	
4	УПБ 4-2	Влаштування переkritтя	100м2 площі забудови об'єкта	6,65	94736	14210	629992	52499	94499	71,1	473,0	
					7895	4737			31500	40,8	271,5	
5	УПБ 5.1-5	Зовнішні стіни і оздоблення фасаду	100м2 площі фасаду	44,1	77294	15459	3406908	567818	681382	116,1	5115,5	
					12882	5153			227127	44,4	1958,0	
6	УПБ 6-2	Заповнення віконних прорізів	100м2 площі фасаду	44,1	75646	3782	3334253	740945	166713	151,4	6675,2	
					16810	2101			92618	18,1	798,4	

Арк.

120

Інв. № _____	Підп. і дата _____	Зам. Інв. № _____
--------------	--------------------	-------------------

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата
-----	--------	------	--------	-------	------

7	УЛБ 7-3	Влаштування перегородок	100м2 площі забудови об'єкта	6,65	4778 2389	239 80	31774	15887	1589 530	21,5 0,7	143 5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
8	УЛБ 8-1	Влаштування покрівлі	100м2 площі забудови об'єкта	56,05	242604 101085	12130 4043	13597938	5665807	679897 226632	910,7 34,9	51043 1954
9	УЛБ 9-1	Оздблювальні роботи (за визначеним типом)	100м2 площі забудови об'єкта	56,05	39271 19635	5891 1964	2201130	1100565	330169 110056	176,9 16,9	9915 948,8
Разом прями витрати, грн.							79603336	21006998	35484109 7165559		189252 61772
В тому числі											
вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн.							23112228				
всього заробітна плата							28172557				
Загальновиборничі витрати разом, грн.				Коеф.			14658253				
у тому числі:											
трудоємність в загальновиборничих витратах, люд-год				0,12			30123				
заробітна плата в загальновиборничих витратах, грн.				172,04			5182345				
відрахування на державне соціальне страхування				0,2278			7598247				
решта статей загальновиборничих витрат				7,48			1877661				
Всього кошторисна вартість робіт, грн.							94261588				
кошторисна трудоємність, люд-год							281147				
кошторисна заробітна плата, грн.							33354902				

Склав _____
Перевірив _____

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Форма № 1

Адміністративно-складський комплекс
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-02
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

Кошторисна вартість 6741 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 15 тис. люд. год
Кошторисна заробітна плата 1734 тис. грн.
Середній розряд робіт 4,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на 2023 р.

№ ч.ч.	Об'єкт вання (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслуговуванням машин тих, що обслуговують машини		
					всього	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	всього	заробітної плати	всього	в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	УПС 1-1	Влаштування внутрішніх мереж опалення	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	12552 3138	628 209	7035537	175884	35177 11726	28,3 1,8	1585 101	
2	УПС 2-1	Влаштування внутрішніх мереж вентиляції і кондионування	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	22475 3746	1124 375	1259750	209958	62988 20996	33,7 3,2	1892 181	
3	УПС 3-1	Влаштування внутрішніх мереж холодного і гарячого водопостачання	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	28690 7173	1435 478	1608086	402021	80404 26801	64,6 4,1	3622 231	
4	УПС 4-1	Влаштування внутрішніх мереж каналізації	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	15303 3826	765 255	857729	214432	42886 14295	34,5 2,2	1931,8 123,2	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
5	УПС 5-1	Влаштування внутрішніх мереж газопостачання	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	27799 6950	1390 463	1558145	389536	77907 25969	62,6 4,0	3509,3 223,9	
Разом прями витрати, грн.							5987256	1391842	299362	99787	12539	860
в тому числі вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн. всього заробітна плата							4296052	1491629				

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Форма № 1

Адміністративно-складський комплекс
(найменування об'єкта будівництва)

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-03
на внутрішні електромонтажні роботи з будівництва адміністративно-складського комплексу
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта
інженерно-транспортної інфраструктури)

Кошторисна вартість 9221 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 36 тис люд.год-
Кошторисна заробітна плата 4321 тис. грн.
Середній розряд робіт 5,5 розряд

Складений в поточних цінах станом на 2023 р.

№ ч.ч.	Об'єкт	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.			Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин	
					всього заробітної плати	експлуатації машин	всього заробітної плати	всього заробітної плати	експлуатації машин	всього заробітної плати	всього на одиницю	всього машин
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	УПЕ 1-1	Прокладання внутрішніх мереж електропостачання і електроосвітлення	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	81437 42755	4072 2850	4564566	2396397	228228 159760	375,0 24,2	21021 1354	
2	УПЕ 2-1	Встановлення електроосвітлювальних приладів та електрофурнитури	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	18889 3306	378 264	1058740	185279	21175 14822	29,0 2,2	1625 126	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
3	УПЕ 3-1	Прокладання слабострумних мереж (зв'язок, телемережі)	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	4945 2596	247 173	277170	145514	13859 9701	22,8 1,5	1276 82	
4	УПЕ 4-1	Прокладання мереж пожежної сигналізації і відоспостереження	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	27354 14361	1368 957	1533175	804917	76659 53661	126,0 8,1	7060,7 454,8	
					Разом прями витрати, грн.		7433659	3532108	339920 237944		30983 2016	
					в тому числі		3561631				33000	
					вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн.		3770052					
					всього заробітна плата		1787744					
					Загальноновиробничі витрати разом, грн.							
					у тому числі:							
					Коеф.							
					трудомісткість в загальноновиробничих витратах, люд-год		3201					
					заробітна плата в загальноновиробничих витратах, грн.		550698					
					відрахування на державне соціальне страхування		984267					

Інв. № _____	Підп. і дата _____	Зам. Інв. № _____
--------------	--------------------	-------------------

		252779
		9221403
	7,66	36201
		4320750

решта статей загально виробничих витратах
Всього кошторисна вартість робіт, грн.
кошторисна трудомісткість, люд-год
кошторисна заробітна плата, грн.

Склав _____
 Перевірив _____

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Адміністративно-складський комплекс
(найменування об'єкта будівництва)

Форма № 1

Локальний кошторис на будівельні роботи № 02-01-04
на монтаж устаткування з будівництва адміністративно-складського комплексу
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта
інженерно-транспортної інфраструктури)

Кошторисна вартість	13362	тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	68	тис. люд.год
Кошторисна заробітна плата	8051	тис. грн.
Середній розряд робіт	4,5	розряд

Складений в поточних цінах станом на 2023 р.

№ ч.ч.	Обґрунтування	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.			Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год, не зайнятих обслуговуванням машин		
					всього	експлуатація ціл машин	в тому числі заробітної плати	всього	заробітної плати	експлуатації машин	всього	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
1	УПМП 1-1	Монтаж технологічного устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	32065 16032	12826 6413	1797236	898618	718894 359447	143,1 54,8	8023 3072		
2	УПМП 2-1	Монтаж виробничого устаткування	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	151180 75590	60472 30236	8473663	4236831	3389465 1694733	674,9 258,4	37829 14485		
Разом прями витрати, грн.							10270898	5135449	4108359 2054180		45852 17557		
В тому числі вартість матеріалів, виробів і комплектів, грн.							1027090				63409		
всього заробітна плата							7189629						
Загальноновиробничі витрати разом, грн.							3090963						
у тому числі:													
трудомісткість у загальноновиробничих витратах, люд-год					Коеф.		5009						
заробітна плата у загальноновиробничих витратах, грн.							861806						
відрахування на державне соціальне страхування							1834117						
решта статей загальноновиробничих витрат							395040						
Всього кошторисна вартість робіт, грн.							13361861						
Кошторисна трудомісткість, люд-год							68419						
Кошторисна заробітна плата, грн.							8051435						

Склав _____
Перевірив _____

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Форма № 3

Адміністративно-складський комплекс
(найменування об'єкт а будівницт ва)

Локальний кошторис на пусконаладжувальні роботи № 02-01-05

з будівництва адміністративно-складського комплексу

(найменування робіт т а вит рат , найменування будівлі,
споруди, лінійного об'єкт а інженерно-т ранспорт ної інфраст рукт ури)

Кошторисна вартість, тис. грн. 3849
Кошторисна трудомісткість, тис. люд.год. 24,6
Кошторисна заробітна плата, тис. грн. 3011

Складений в поточних цінах станом на 2023 р.

№ ч.ч.	Обґрунтування (шифр норм)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн	Загальна вартість, грн	Витрати труда	
							пусконаладжувального персоналу, люд.год.	на одиницю всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	УПМП 3-1	Пусконаладжувальні роботи	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	47669	2671819	404	22643

Разом прями вит рат и

в тому числі

Заробітна плата

Загальновиробничі вит рат и разом, грн

У тому числі:

трудомісткість у загальновиробничих витратах
заробітна плата у загальновиробничих витратах
вдрахування на державне соціальне страхування
решта статей загальновиробничих витрат

Всього по кошторису

Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата

2671819
2671819
1177355
1970
338902
685842
152611
3849174
24612
3010721

Коеф.

0,087
172,04
0,2278
6,74

Склав _____
Перевірив _____

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

127

Інв. № _____	Підп. і дата _____	Зам. Інв. № _____
--------------	--------------------	-------------------

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата
-----	--------	------	--------	-------	------

Форма № 2

Адміністративно-складський комплекс
(найменування об'єкт а будівницт ва)

Локальний кошторис на придбання устаткування, меблів та інвентарю № 02-01-06

Адміністративно-складський комплекс

(вид уст ат кування, меблів, інвент арю і робіт, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкт а інженерно-т ранспорт ної інфраст рукт ури)

Кошторисна вартість 14433,3 тис. грн.

Складений в поточних цінах станом на 2023 р.

№ ч.ч.	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування устаткування, меблів та інвентарю	Кількість	Кількість	Кількість	Вартість, грн.		Загальна вартість, грн.
						5	6	
1	УПО 1-1	Технологічне устаткування	56,05	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	41818	2343876	
2	УПО 2-1	Виробниче устаткування	56,05	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	186620	10460048	
3	УПО 3-1	Технічні засоби інформаційних технологій	56,05	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	15420	864304	
4	УПО 4-1	Меблі	56,05	100м2 загальної площі об'єкта	56,05	3920	219738	
Разом, грн.							13887968	
Транспортні витрати на устаткування (3%)							416639	
Заготівельно-складські витрати (0,9%)							128741	
Всього кошторисна вартість, грн.							14433348	

Склав _____
Перевірив _____

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Форма № 4

**Адміністративно-складський комплекс
(найменування об'єкта будівництва)**

ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 02-01
на будівництво адміністративно-складського комплексу
(найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта а інженерно-т ранспорт ної інфрастр укт ури)

№ ч.ч.	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Кошторисна заробітна плата тис.грн.	Показники одиничної вартості, грн/куб.м	
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	Всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	2-1-1	Будівельні роботи	94262		94262	281	33355	1304
2	2-1-2	Внутрішні санітарно-технічні роботи	6741		6741	15	1734	1365
3	2-1-3	Внутрішні електромонтажні роботи	9221		9221	36	4321	1645
1	2	3	4	5	6	7	8	9
4	2-1-4	Монтаж устаткування	13362		13362	68	8051	3031
5	2-1-5	Пусконаладжувальні роботи	3849		3849	25	3011	53
6	2-1-6	Придбання устаткування, меблів та інвентарю		14433	14433			200
		Всього по кошторису	127439	14438	141874	432	50479	4567

Складений в поточних цінах станом на 2023 р.

Кошторисна вартість 141874 тис.грн.
Кошторисна трудомісткість 432,2 тис.люд.год
Кошторисна заробітна плата 50479 тис.грн.
Вимірник одиничної вартості 1963 грн./куб.м
Вимірник одиничної вартості 25312 грн./кв.м

Інв. № _____	Підп. і дата	Зам. Інв. № _____
--------------	--------------	-------------------

Склад
Перевірів _____

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Арк.

130

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Довжина, м Ширина, м
104 47,5
4940
303

Площа забудови, кв.м
Периметр забудови

**Розрахунки до глав 1,3 - 7 зведеного кошторисного розрахунку
з будівництва адміністративно-складського комплексу**

	Глави і витрати	Один. виміру обсягу робіт	Кількість	Одиниця виміру вартості робіт	Вартість одиниці, тис.грн.	Загальна вартість, тис.грн.
1	2	3	4	5	6	7
Глава 1 Підготовка території будівництва						
	Відведення земельної ділянки, виготовлення землевпорядої документа	100 кв.м ділянки	49,4	тис.грн./100 кв.м	3,14	155
	Створення геодезичної мережі для будівництва	100 кв.м ділянки	49,4	тис.грн./100 кв.м	0,29	15
	Освоєння і інженерна підготовка території будівництва	100 кв.м ділянки	49,4	тис.грн./100 кв.м	3,94	194
	Разом					364
Глава 3 Об'єкти підсобного і обслуговувального призначення						
	Адміністративно-побутові приміщення	100 кв.м заг. пл. об'єкта	49,4	тис.грн./100 кв.м	12,25	605
	Ремонтно-технічні майстерні (допоміжні цехи, майстерні, склади, естакади, лабораторії, тощо)	100 кв.м заг. пл. об'єкта	56,05	тис.грн./100 кв.м	21,24	1190
	Господарські будівлі і приміщення (приміщення охорони, прохідні, сміттєзбиральники)	100 кв.м заг. пл. об'єкта	56,05	тис.грн./100 кв.м	8,41	472
	Разом					2267
Глава 4 Об'єкти енергетичного господарства						
	Трансформаторна підстанція	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	2482,92	2483
	Лінії електропостачання	км	2	тис.грн./км	1368,06	2736
	Разом					5219
1	2	3	4	5	6	7

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Глава 5	Об'єкти транспортного господарства і зв'язку							
	Автомобільні під'їзди та внутрішні шляхи	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	2752,12		2752	
	Будівлі по обслуговуванню транспорту: депо, гаражі, стоянки	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	804,50		804	
	Паркінги, автостоянки	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	2046,78		2047	
	Зовнішні роботи і будівлі для усіх видів зв'язку	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	1312,35		1312	
	Разом						6916	
Глава 6	Зовнішні мережі та споруди водопостачання, каналізації, теплостачання та газопостачання							
	Зовнішні мережі водопостачання, водозабірні, насосні споруди	км	1	тис.грн./км	336,50		337	
	Зовнішні мережі каналізації, очисні споруди	км	1	тис.грн./км	555,39		555	
	Зовнішні мережі теплостачання, бойлерні, котельні	км	1	тис.грн./км	915,58		916	
	Зовнішні мережі газопостачання	км	2,5	тис.грн./км	759,58		1899	
	Разом						3706	
Глава 7	Благоустрій та озеленення території							
	Огорожа території	100 м.п.	3,03	т.грн./м.п.	197,65		599	
	Озеленення, малі архітектурні форми	100 кв.м дільниці	49,4	тис.грн./100 кв.м дільниці	0,44		22	
	Зовнішнє освітлення	100 кв.м дільниці	49,4	тис.грн./100 кв.м дільниці	1,49		73	
	Пішоходні алеї та дорожки	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	560,29		560	
	Спортивні та ігрові майданчики	об'єкт	1	тис.грн./об'єкт	359,37		359	
	Разом						1614	

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

Зведений кошторисний розрахунок в сумі 312572 тис.грн.
Зведений кошторисний розрахунок вартості об'єкта будівництва
Адміністративно-складський комплекс
(найменування об'єкт а будівницт ва)

У тому числі зворотних сум 467 тис.грн.

Складений в поточних цінах станом на 2023 р.

№ ч.ч.	Номери кошторисів	Найменування глав, будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	Загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
		Глава 1				
		<i>Підгот овка т ерит орії будівницт ва</i>				
	КНУ п.3.32	Відведення земельної ділянки	0	0	155	155
	КНУ п.3.32	Розбивка осей			15	15
	КНУ п.3.32	Інженерна підготовка території	194	0	0	194
		<i>Разом по главі 1</i>	194	0	169	364
		Глава 2				
		<i>Об'єкт и основного назначения</i>				
	№ 02-01	Адміністративно-складський комплекс	127436	14438	0	141874
		<i>Разом по главі 2</i>	127436	14438	0	141874
		Глава 3				
		<i>Об'єкт и підсобного т а обслуговуючого призначення</i>				
	КНУ п.3.34	Адміністративно-побутові приміщення	393,4	211,8		605,2
	КНУ п.3.34	Ремонтно-технічні майстерні (допоміжні цехи, майстерні, склади, естакади, л	773,7	416,6		1190,2
	КНУ п.3.34	Господарські будівлі і приміщення (приміщення охорони, прохідні, сміттєзбир	306,5	165,0		471,5
		<i>Разом по главі 3</i>	1473,5	793,4		2267,0
1	2	3	4	5	6	7
		Глава 4				
		<i>Об'єкт и енергет ичного гозподарст ва</i>				
	КНУ п.3.35	Трансформаторна підстанція	1241,5	1241,5		2482,9

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №

Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата

	КНУ п.3.37	Інші витрати			1158	1158
		<i>Разом по главі 9</i>	1012		1259	2271
		<i>Разом по главах 1-9</i>	145575	20339	271	166185
		Глава 10				
		<i>Утримання служби замовника</i>				
	КНУ п.3.38	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд)			4155	4155
		Кошти на формування страхового фонду документації			87	87
		Кошти на проведення процедури закупівлі			332	332
		Кошти на послуги, пов'язані з підготовкою будівництва та введенням об'єкта в експлуатацію			665	665
		<i>Разом по главі 10</i>			5239	5239
	КНУ п.3.38	Глава 11				
		<i>Підгот овка експлуат аційних кадрів</i>			1329	1329
		<i>Разом по главі 11</i>			1329	1329
	КНУ п.3.38	Глава 12				
		<i>Проект но-вишукувальні робот и т а авт орський нагляд</i>				
		Вартість проектно-вишукувальних робіт			6624	6624
		Вартість експертизи проектної документації			175	175
		Кошти на здійснення авторського нагляду			166	166
		<i>Разом по главі 12</i>			6965	6965
1	2	3	4	5	6	7
		<i>Разом по главах 1-12</i>	145575	20339	13804	179718
	КНУ п.4.38, дод.25	Кошторисний прибуток (П)	8735			8735
	КНУ п.4.39, дод.27	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ)			3324	3324
	КНУ п.4.40, дод.28	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва (Р)	12374	1729	1173	15276
	КНУ п.4.41-4.43	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами (І)	46875	6549		53424
		РАЗОМ	213559	28617	18301	260477
		Податок на додану вартість			52095	52095
		Всього по зведеному кошторисному розрахунку	213559	28617	70396	312572
	КНУ п.3.39	Зворотні суми				467

Інв. № _____	Підп. і дата	Зам. Інв. № _____
Зм.	Кільк.	Лист

Керівник проектної організації _____

Головний інженер проекту
(Головний архітектор проекту) _____
[підпис (ініціали, прізвище)]

Керівник _____ відділу _____
(найменування) [підпис (ініціали, прізвище)]

№ док.	Підп.	Дата

Список використаної нормативної, технічної та довідкової літератури

1. ДБН В.1.1.7-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва – К.: - Чинні від 01.06.2017.
2. ДБН В.1.2-11:2021 «Основні вимоги до будівель і споруд. Енергозбереження та енергоефективність» – К.: - Чинні від 01.09.2022
3. ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» – К.: - Чинні від 01.09.2022
4. ДСТУ EN 15232-1:2017 (EN 15232-1:2017, IDT) «Енергоефективність будівель. Частина 1. Вплив автоматизованих систем моніторингу та управління будівлями. Модулі М10-4, 5, 6, 7, 8, 9, 10» – К.: - Чинні від 01.08.2017
5. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» » – К.: - Чинні від 01.11.2011
6. ДСТУ 9191:2022 «Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель» – К.: - Чинні від 01.03.2023
7. ДСТУ-Н Б В.2.6-146:2010 «Конструкції будинків і споруд. Настанова що-до проектування й улаштування вікон та дверей» – К.: - Чинні від 01.07.2011
8. ДБН В.1.1-25-2009 «Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення» – К.: - Чинні від 01.01.2011
9. ДБН В.1.2-2:2006 „Навантаження та впливи” – К.: - Чинні від 01.01.2007
10. ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12)» – К.: - Чинні від 01.04.2012
11. ДБН В.2.5-28:2018 «Природне і штучне освітлення» – К.: - Чинні від 01.03.2019
12. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до повздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009. Навчальний посібник. –К.: КНУБА, 2012.
13. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: – Офіц. Вид. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – Чинні від 01.06.2011.
14. ДБН В.2.1-10:2018 Основи та фундаменти. Основні положення проектування. - К.: Мінрегіонбуд України, 2018 - 36с. – Чинні від 01.01.2019.
15. Бойко І.П. Основи і фундаменти: Методичні вказівки до виконання курсової роботи / Уклад. І.П.Бойко, А.О.Олійник, А.М.Ращенко та ін. - К.: КНУБА, 2007.-92с.
16. Корнієнко М.В. Основи і фундаменти. Навчальний посібник. - К.:КНУБА.2003.-110с.

Інв. №	Підп. і дата	Зам. Інв. №							Арк.
									137
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата				

- 17.ДБН А.3.1-5-2016 Організація будівельного виробництва. - К.: Мінрегіонбуд України, 2016 – Чинний від 01.01.2017.
- 18.Кошторисні норми України. Настанова з визначення вартості будівництва. З урахуванням Змін № 1, № 2 – Чинні від 01.01.2023.
- 19.ДСТУ Б А.3.1-22-2013 "Визначення тривалості будівництва об'єктів" – Чинні від 01.01.2014

Зам. Інв. №						
Підп. і дата						
Інв. №						
Зм.	Кільк.	Лист	№ док.	Підп.	Дата	Арк.
						138