

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект багатоквартирного будинку в Золочеві з обґрунтуванням
конструктивних рішень фундаментів

Виконав(ла): студент(ка) _____ курсу, групи МБм-61
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

(підпис)

Давидяк Т.М.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Підгурський І.М.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О.М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В.П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Чубик В.Ф.

(прізвище та ініціали)

Тернопіль
2022

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.
(прізвище та ініціали)

(підпис)

« »

2022 р.

**ЗАВДАННЯ
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

студенту Давидяк Тетяні Михайлівні
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект багатоквартирного будинку в Золочеві з обґрунтуванням конструктивних рішень фундаментів

Керівник роботи Підгурський Іван Миколайович, к.т.н., доцент
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «14» листопада 2022 року № 4/7-906

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи: геологічні вишукування, багатоквартирний житловий будинок

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

Архітектурно будівельний розділ.

Розрахунково-конструктивний розділ.

Науково-дослідний розділ.

Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

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

Плани та розрізи будівлі

Фундаменти на набивних палях зі зміцненням ґрунтів;

Монолітні перекриття будівлі.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ.....	7
1.1 Обґрунтування генерального плану об'єкту	7
1.2 Обґрунтування об'ємно-планувальних рішень	7
1.3 Обґрунтування прийнятих конструктивних рішень будівлі	7
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	9
2.1 Конструктивна схема монолітного перекриття. Модель розрахунку	9
2.2 Розрахунок навантаження на 1 м ² перекриття.....	10
2.3 Розрахунок монолітних плит перекриття	11
2.3.1 Розрахунок плити №1.....	11
2.3.1.1 Конструктивний розрахунок і конструювання плити	13
2.3.1.2 Конструювання плити	17
2.3.1.3 Визначення кількості стержнів армування	18
2.3.2 Розрахунок плити №7.....	20
2.3.2.1 Конструктивний розрахунок і конструювання плити	22
2.3.2.2 Конструювання плити	25
2.3.2.3 Визначення кількості стержнів армування	27
2.4 Розрахунок монолітної залізобетонної плити №1 за допомогою програмного комплексу “LIRA”	29
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ.....	34
3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов ділянки будівництва.....	34
3.2 Визначення глибини закладання фундаменту	42
3.3 Обґрунтування методу влаштування фундаментів з набивних паль із штучно зміцненою основою.....	43
3.4 Розрахунок фундаменту з набивних паль з штучно зміцненими основами..	44
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	52
4.1. Техніка безпеки при виконанні електрозварювальних робіт.....	52
4.2 Пожежна безпека при експлуатації будівлі	53

4.3 Протирадіаційне укриття	56
4.3.1 Об'ємно - планувальні рішення.....	56
4.3.2 Конструктивні рішення.....	56
4.3.3 Водопостачання, водовідведення, опалення.....	57
4.3.3.1 Водопостачання.....	57
4.3.3.2 Водовідведення.....	57
4.3.3.3 Опалення.....	57
4.3.4 Розрахунок коефіцієнту протирадіаційного захисту.....	58
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	59
БІБЛІОГРАФІЯ	60

ВСТУП

Актуальність теми роботи. Лесові та лесоподібні просідаючі ґрунти мають широке розповсюдження на території України (близько 80%). Структурна міцність лесових просідаючих ґрунтів зумовлена, в основному, цементаційним зчепленням. При підвищенні вологості лесових та лесоподібних ґрунтів відбувається зниження їх міцності через руйнування контактів між частинками.

Особливістю просідаючих ґрунтів є та обставина, що при їх навантаженнях будівлею чи спорудою, при підвищенні вологості (замочуванню) виникає додаткове осідання, яке називають просіданням.

У випадку можливого замочування такого типу ґрунтів нормальна експлуатація будівель і споруд може бути забезпечена застосуванням таких заходів: водозахисні і конструкційні заходи; усунення просідаючих властивостей ґрунті; прорізання просідаючих ґрунтів глибокими фундаментами. Розгляду таких питань і присвячена дана робота.

Мета роботи – уточнення методики розрахунку фундаменту з набивних паль з штучно зміцненими основами.

Для вирішення даної мети розв'язувались такі задачі:

- аналіз інженерно-геологічних умов будівництва;
- аналіз методів штучного зміцнення ґрунтів;
- апробація методики розрахунку набивних паль з штучно зміцненими основами.

Об'єкт досліджень – набивні палі під фундаментом будівлі.

Предмет дослідження – зміцнення слабких ґрунтів для влаштування набивних паль.

Методи дослідження: порівняльний аналітичний метод розрахунку.

Наукова новизна отриманих результатів: застосування методики розрахунку фундаментів в слабких ґрунтах.

Практична значимість результатів дослідження. Вибір енергоефективної схеми влаштування фундаментів у слабких ґрунтах та їх розрахунок.

Апробація результатів: Отримані результати наукових досліджень доповідались на XI Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій».

Публікація. Сучасні типи паль, що виготовляються у ґрунті та області їх застосування / І.М. Підгурський, Т.М. Давидяк, Ю.І. Дмитрів, Р.М. Стецик Збірник тез доповідей XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів “Актуальні задачі сучасних технологій”, 7-8 грудня 2022 року. – М-во освіти і науки України, Терн. націон. техн. ун-т ім. І. Пулюя [та ін.]. – Тернопіль: ФОП Паляниця В. А., 2022. – С. 34.

Ключові слова: будівля, монолітні плити, фундаменти зміцнення основ, набивні палі.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

1.1 Обґрунтування генерального плану об'єкту

Розроблені проектні рішення 10-поверхового житлового будинку.

На генеральному плані передбачено систему під'їздів та тротуарів до будинку, що пов'язана з існуючою системою проїздів та проходів; місця паркування власного та гостьового автотранспорту (автостоянки), дитячі ігрові майданчики, майданчики для відпочинку та господарських потреб. Також визначено межі ділянок благоустрою.

Також запроєктовано систему освітлення індивідуальними ліхтарями.

1.2 Обґрунтування об'ємно-планувальних рішень

Будівля має десять поверхів.

В основу об'ємно - планувальних рішень закладена концепція створення мешканцям майбутнього будинку усіх зручностей для проживання. Квартири у будинку просторі, з покращеним плануванням, з лоджіями та балконами. Це з одного боку підвищує комфортність проживання, а з іншого – будівля має складну конфігурацію.

У житловому будинку передбачено влаштування застаканених балконів та лоджій. Також розроблено ряд конструктивних та архітектурних заходів для захисту спальних кімнат в житловому будинку від шумового впливу транспорту (багатопакетні вікна, застакання лоджій та балконів, шумопоглинаючі будматеріали, озеленення вздовж магістральної вулиці).

1.3 Обґрунтування прийнятих конструктивних рішень будівлі

Стіни у будівлі – несучі. Матеріал стін – повнотіла червона цегла пластичного пресування. Для утеплення стін використано утеплювальні

мінераловатні плити. У зв'язку зі складною конфігурацією будівлі перекриття виконуються монолітними.

Фундаменти запроектовано у монолітному варіанті. Зазвичай, у будівельній галузі монолітний фундамент за своїми вартісними показниками, у більшості випадків мають перевагу перед збірними залізобетонними фундаментами. Одним з таких видів монолітних фундаментів є фундаменти у пробитих свердловинах (ФПС). Їх влаштовують за необхідності зміцнення слабких ґрунтових основ. Пробиття свердловин у слабкому ґрунті здійснюється на задану глибину. У цю пробиту свердловину засипають щебінь. Далі його втрамбовують. У результаті утворюється розширення кулястої форми зі щебеню. Отже зміцнення ґрунту здійснюється за рахунок його ущільнення, у першу чергу в зоні щебеневого розширення. У межах цієї області ґрунт набуває покращених механічних властивостей. Таким чином утворюється штучна основа під фундаментом, що має покращені властивості у порівнянні з природним ґрунтом. Далі реалізуються стандартні рішення щодо влаштування набивних паль: у свердловину встановлюють арматурний каркас і порожнину заливають бетоном. Далі влаштовують ростверк. Розрахунок такого типу фундаментів наведено у розділі 3.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Конструктивна схема монолітного перекриття. Модель розрахунку

У зв'язку зі складною конфігурацією будівлі (рис. 2.1) обґрунтована рішення щодо влаштування міжповерхових перекриттів багатоповерхової будівлі монолітними плитами, що опираються по контуру на несучі цегляні стіни. Розрахункова модель представлена на рис. 2.2.

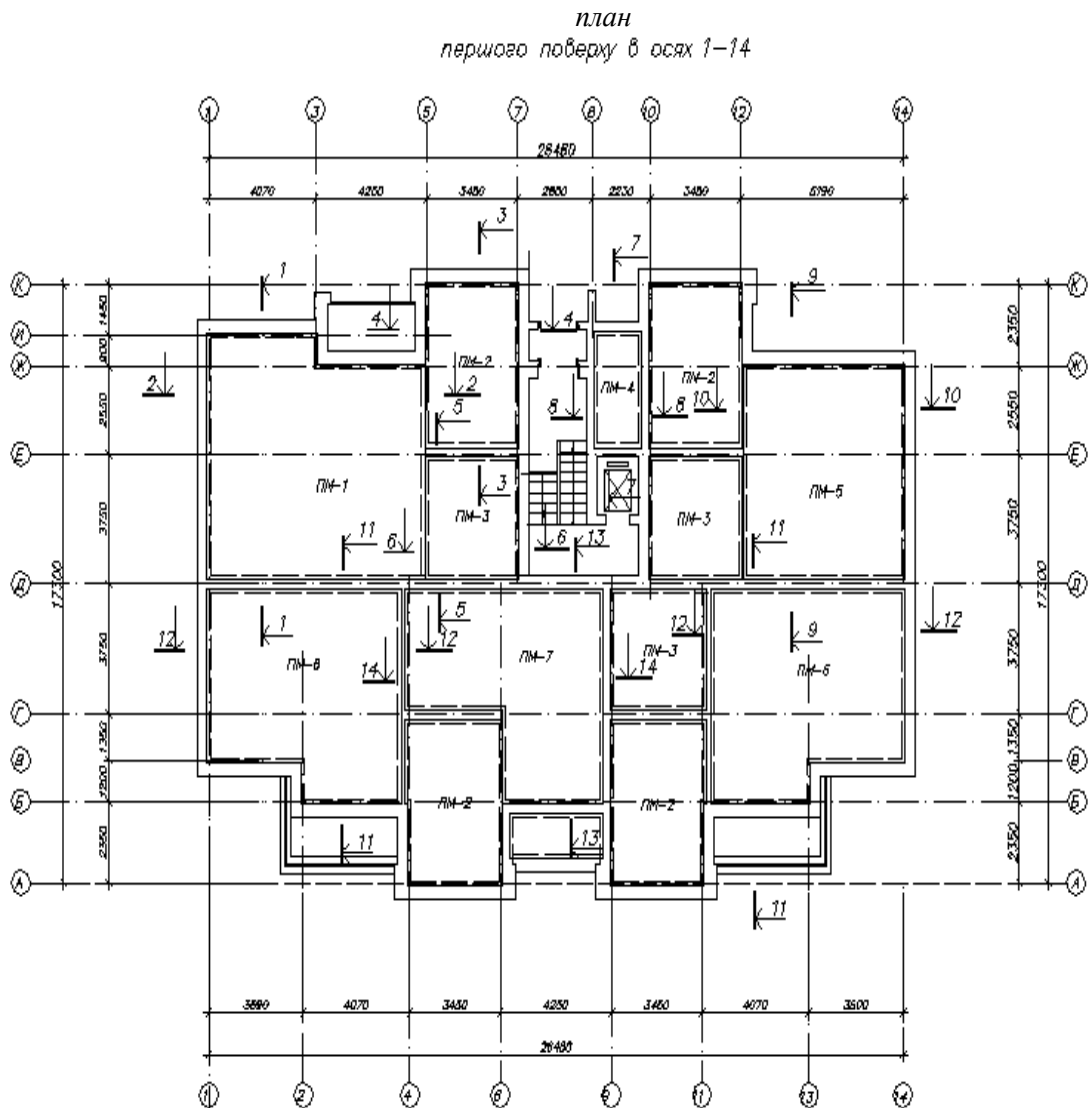


Рисунок 2.1 – Конструктивна схема монолітного перекриття плитами, опертими по контуру

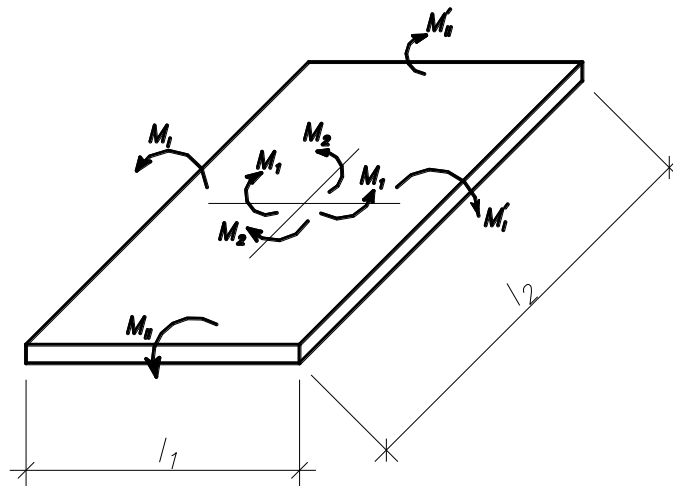


Рисунок 2.2 – Згинаючі моменти в прольотах і на опорах

Основне рівняння для визначення згинаючих моментів в плиті залежить від прийнятого способу армування.

Для прийнятого виду армування основне рівняння має вигляд

$$\frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M_I')l_2 + \left(\frac{3}{2}M_2 - \frac{1}{2}M_1 + M_{II} + M_{II}'\right)l_1 \quad (2.1)$$

2.2 Розрахунок навантаження на 1 м² перекриття

Визначення навантажень на плиту складає 7 кН/м² з врахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі.

Для монолітного перекриття приймаємо клас бетону – В20 ($R_b = 10,5$ МПа, $R_{bt} = 0,8$ МПа, $E = 27000$ МПа).

Також беремо клас арматурної сталі:

- арматура поздовжня в ребрах класу А-III ($R_s = 365$ МПа);
- поперечна арматура зі сталі класу А-I ($R_{sv} = 175$ МПа, $E_s = 210000$ МПа);
- сітка плити із сталі класу ВР-1 $R_s = 375$ МПа при $d = 3$ мм, $R_s = 365$ МПа при $d = 4$ мм, $R_s = 360$ МПа при $d = 5$ мм.

При розрахунку елементів перекриття першої групи критичних станів враховуємо коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 0.9$, знижуючи розрахунковий опір бетону.

$$R_b = 10.5 \cdot 0.9 = 9.45 \text{ МПа}, \quad R_{br} = 0.8 \cdot 0.9 = 0.72 \text{ МПа}$$

2.3 Розрахунок монолітних плит перекриття

2.3.1 Розрахунок плити №1

Розрахункові розміри плити представлено на рис. 2.3 і 2.4.

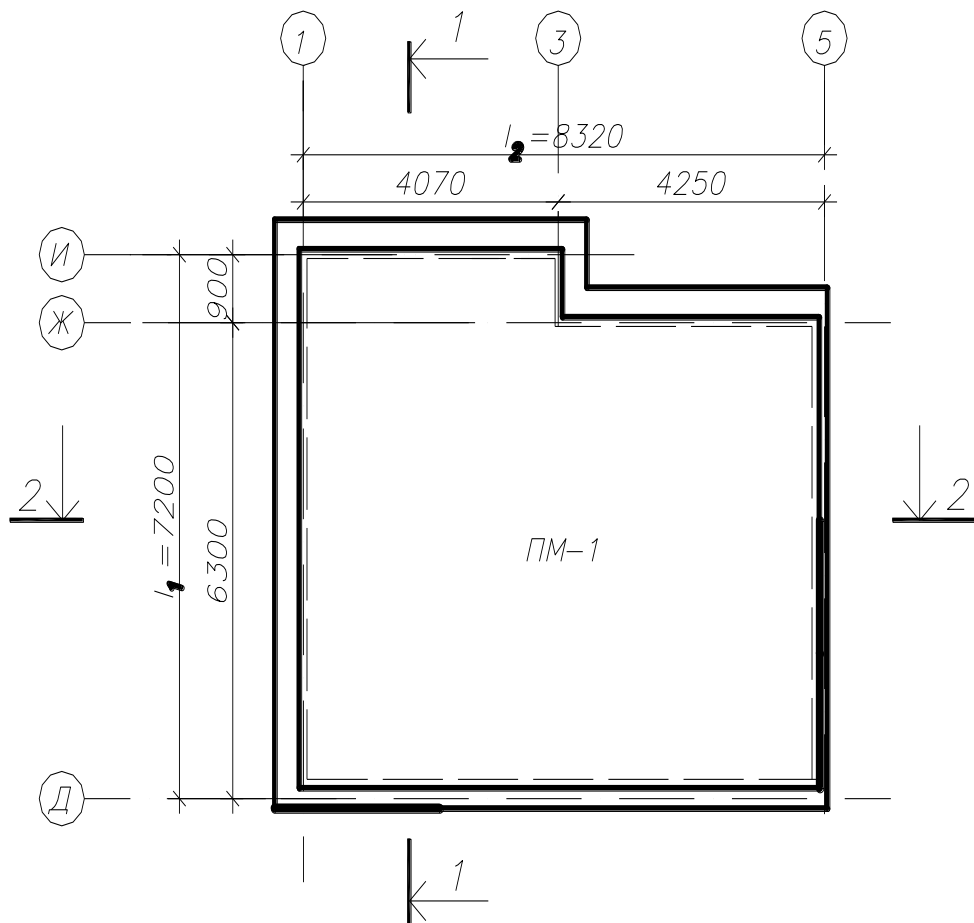
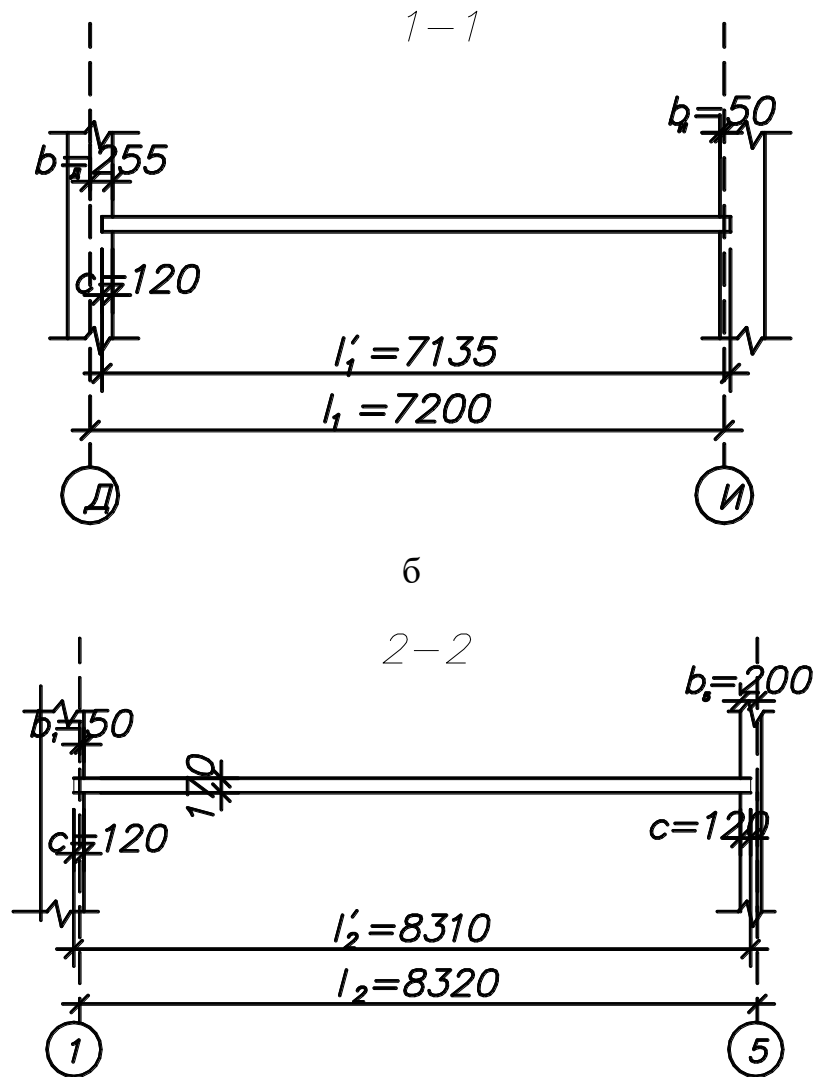


Рисунок 2.3 – Плита обперта по контуру



а – в поздовжньому напрямку;
б – в поперечному напрямку

Рисунок 2.4 – Розрахункові прольоти плити

Попередньо визначаємо товщину плити $h_s = \frac{1}{50} l'_2 = \frac{1}{50} \cdot 831 = 16.62 \text{ см}$;

(див. рис.2.4 а і б).

Приймаємо $h_s = 17 \text{ см}$

Розрахункові прольоти по рис 4 і 5:

$$l'_1 = l_1 - (b_{\text{Д}} + b_{\text{И}}) + c \cdot 2 = 7200 - (255 + 50) + 120 \cdot 2 = 7135 \text{ мм}$$

$$l'_2 = l_2 - b_1 - b_5 + c \cdot 2 = 8320 - 50 - 200 + 120 \cdot 2 = 8310 \text{ мм}$$

$$\frac{l'_2}{l'_1} = \frac{8310}{7135} = 1.15$$

Приймаємо наступні співвідношення згинаючих моментів Рис. 2.2.

$$M_2 / M_1 = 0.3; M_I / M_1 = M_I' / M_1 = M_{II} / M_1 = M_{II}' / M_1 = 1.5$$

$$\frac{ql_1'^2(3l_2' - l_1')}{12} = (2M_1 + M_I + M_I')l_2' + \left(\frac{3}{2}M_2 - \frac{1}{2}M_1 + M_{II} + M_{II}'\right)l_1'$$

$$6.993 \cdot 7.2^2(3 \cdot 8.31 - 7.2)/12 = (2M_1 + 3M_1) \cdot 8.31 + (1.5 \cdot 0.3M_1 - 0.5M_1 + 3M_1) \cdot 7.2$$

$$535.62 = 62.8M_1$$

$$M_1 = \frac{535.62}{62.8} = 8.53 \text{кНм}$$

$$M_2 = 0.3 \cdot M_1 = 0.3 \cdot 8.53 = 2.55 \text{кНм}$$

$$M_I = M_I' = M_{II} = M_{II}' = M_1 \cdot 1.5 = 8.53 \cdot 1.5 = 12.8 \text{кНм}$$

2.3.1.1 Конструктивний розрахунок і конструювання плити

Уточнення розмірів поперечного перерізу плити.

Перевіряємо прийняту товщину плити за максимальним згинаючим моментом $M_{II}' = 12.8 \text{кНм}$

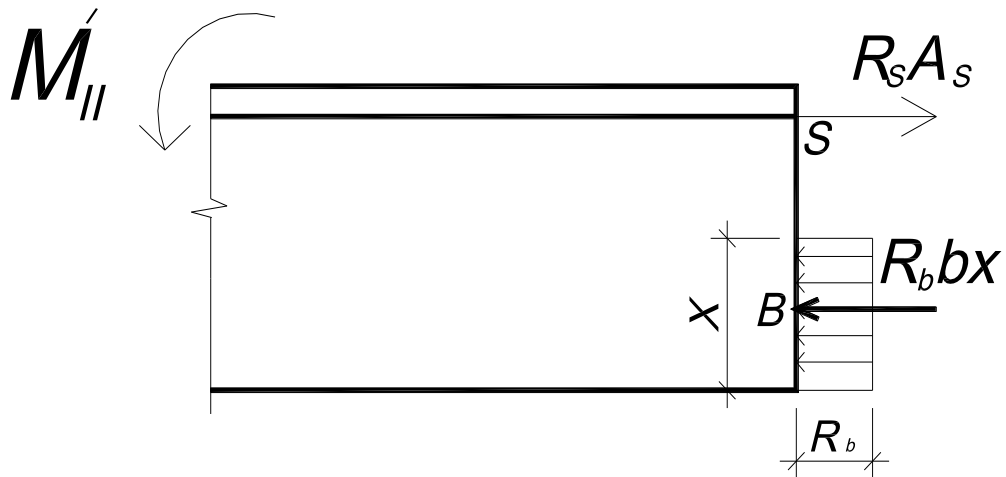


Рисунок 2.5 – Розрахунковий поздовжній переріз плити

$$\sum M_s = 0 \Rightarrow h_0 = \sqrt{\frac{M_{II}'}{R_b \cdot b \cdot \alpha_m}} \quad (2.1)$$

$$\sum X = 0 \Rightarrow R_s \cdot A_s - R_b \cdot b \cdot x = 0$$

$$\frac{R_s A_s}{b \cdot h_0} - \frac{R_b b x}{b \cdot h_0} = 0$$

$$R_s \cdot \mu - R_b \xi = 0$$

$$\xi = \frac{R_s \cdot \mu}{R_b} (2)$$

$$\alpha_m = \xi \cdot (1 - 0,5\xi) (3)$$

Як видно із схеми плити, її розрахунковим перерізом за всією довжиною буде прямокутник, ширина якого $b = 1000$ мм.

Параметри h_0 і h_s виходячи з оптимального відсотку армування плит ($\mu=0,3-0,6\%$), приймаємо його середнє значення $\mu=0,45\%$.

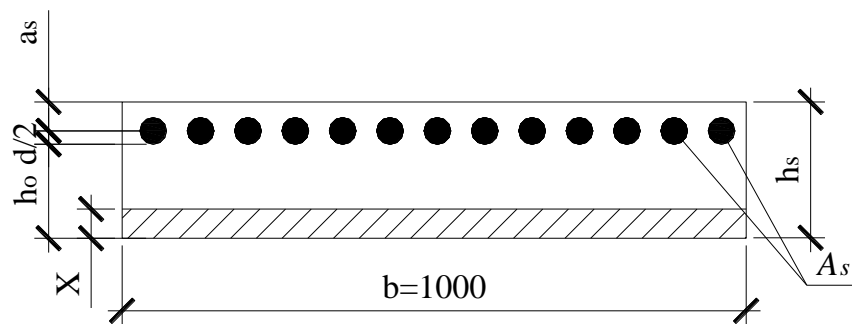


Рисунок 2.6 – Розрахунковий переріз плити

Визначаємо ξ із рівняння (2.2):

$$\xi = \mu \frac{R_s}{R_b} = 0,0045 \cdot \frac{355}{10,5} = 0,152, \quad (2.2)$$

де R_b – розрахунковий опір бетону, МПа, для граничного стану першої групи. Приймаємо для заданого, по завданню класу бетону В20 і $\gamma_{b2} = 0,9$, приймаємо $R_b = 10,5$ МПа.

R_s – розрахунковий опір арматури для граничних станів першої групи, який приймаємо $R_s = 355 \text{ МПа}$ для арматури класу А-III.

Приймаємо $\xi_R = 0,627$ для класу арматури А-III і бетону В20.

$\xi_R = 0,627 > \xi = 0,156$. Отже руйнується спочатку розтягнута зона. Постановка арматури у стиснуту зону не потрібно.

Приймаємо $\xi = 0,156$ лінійною інтерполяцією знаходимо $\alpha_m = 0,143$.

За формулою знайдемо робочу висоту перерізу плити, яка відповідає навантаженню, що діє в цьому перерізі:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{\max}}{R_b \cdot b \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{12800000}{10.5 \cdot 1000 \cdot 0,143}} = 92.33 \text{ мм}$$

Приймаємо мінімальний діаметр робочої арматури $d=8 \text{ мм}$ А-III.

Визначаємо захисний шар бетону:

$$\begin{aligned} a_s &\geq d = 8 \text{ мм} \\ a_s &\geq 10 \text{ мм} \end{aligned} \Rightarrow a_s = 10 \text{ мм}.$$

$$a = a_s + \frac{d_s}{2} = 10 + \frac{8}{2} = 14 \text{ мм}$$

$$h = h_0 + a = 92.33 + 14 = 106.33 \text{ мм}.$$

Приймаємо $h = 110 \text{ мм}$; вона є достатньою і подальші обчислення проводимо для цього параметра.

Розрахункова висота перерізу при робочій арматурі $d=8 \text{ А-III}$ в двох напрямках:

В напрямку l_1

$$h_0 = h - 10 - \frac{d_1}{2} = 110 - 10 - \frac{8}{2} = 96 \text{ мм}$$

В напрямку l_2

$$h_0 = h - 10 - d_1 - \frac{d_2}{2} = 110 - 10 - 8 - \frac{8}{2} = 88 \text{ мм}$$

1) визначаємо площу перерізу арматури в напрямку l_1 (рисунок 2.4 б) при $M_1 = 8.53 \text{ кНм}$

$$h_0 = 96 \text{ мм}$$

$$\alpha_m = \frac{0.8M_1}{R_b b h_0^2} = \frac{0.8 \cdot 8.53 \cdot 10^6}{9.45 \cdot 1000 \cdot 96^2} = 0.078$$

Приймаємо $\zeta = 0.96$

Площа перерізу арматури

$$A_s = \frac{0.8M_1}{R_s \zeta h_0} = \frac{0.8 \cdot 8.53 \cdot 10^6}{355 \cdot 0.96 \cdot 97} = 206.43 \text{ мм}^2$$

При d=8А-III та кроці 200мм

$$A_{s,f} = 251 \text{ мм}^2 > A_s = 206.43 \text{ мм}^2 \text{ Приймаємо 5 стержнів діаметром 8мм}$$

2) визначаємо площу перерізу арматури в напрямку l_2 Рис. 2.4 а) при $M_2 = 2.55 \text{ кНм}$

$$h_0 = 88 \text{ мм}$$

$$\alpha_m = \frac{0.8M_1}{R_b b h_0^2} = \frac{0.8 \cdot 2.55 \cdot 10^6}{9.45 \cdot 1000 \cdot 88^2} = 0.0278$$

Приймаємо $\zeta = 0.986$

Площа перерізу арматури

$$A_s = \frac{0.8M_1}{R_s \zeta h_0} = \frac{0.8 \cdot 2.55 \cdot 10^6}{355 \cdot 0.986 \cdot 88} = 66.23 \text{ мм}^2$$

При d=5ВР-I та кроці 200мм

$$A_{s,f} = 98 \text{ мм}^2 > A_s = 66.23 \text{ мм}^2 \text{ Приймаємо 5 стержнів діаметром 5мм}$$

$$C1 \frac{8AIII - 200}{5BpI - 200} 7000 \times 8200$$

3) визначаємо площу перерізу арматури при $M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 12.8 \text{ кНм}$

$$h_0 = h - a - \frac{d}{2} = 110 - 10 - \frac{8}{2} = 96 \text{ мм}$$

$$\alpha_m = \frac{0.8M_I}{R_b b h_0^2} = \frac{0.8 \cdot 12.8 \cdot 10^6}{9.45 \cdot 1000 \cdot 96^2} = 0.117$$

Приймаємо $\zeta = 0.937$

Площа перерізу арматури

$$A_s = \frac{0.8M_1}{R_s \zeta h_0} = \frac{0.8 \cdot 12.8 \cdot 10^6}{355 \cdot 0.937 \cdot 96} = 320.67 \text{ мм}^2$$

При $d=8A-III$ та кроці 150мм

$A_{s,f} = 335 \text{ мм}^2 > A_s = 320.67 \text{ мм}^2$ Приймаємо 6,5 стержнів діаметром 8мм на 1м ширини плити.

Розподільчі стержні опорних сіток приймаємо $d=3Bp-I$ з кроком 400мм

2.3.1.2 Конструювання плити

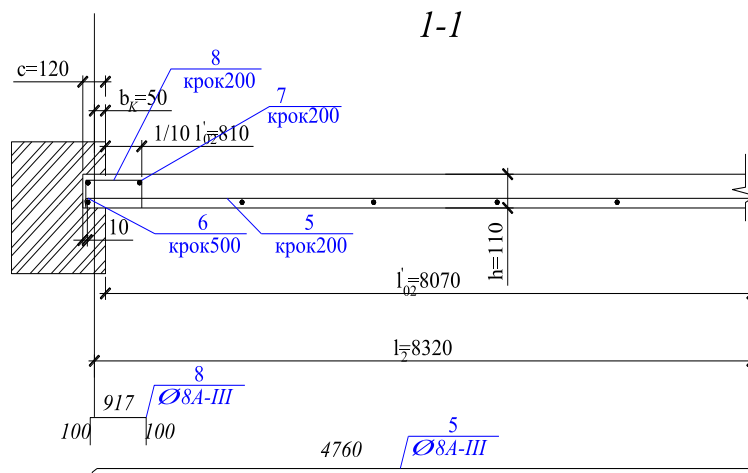


Рисунок 2.7 – Армування плити в напрямку l_1

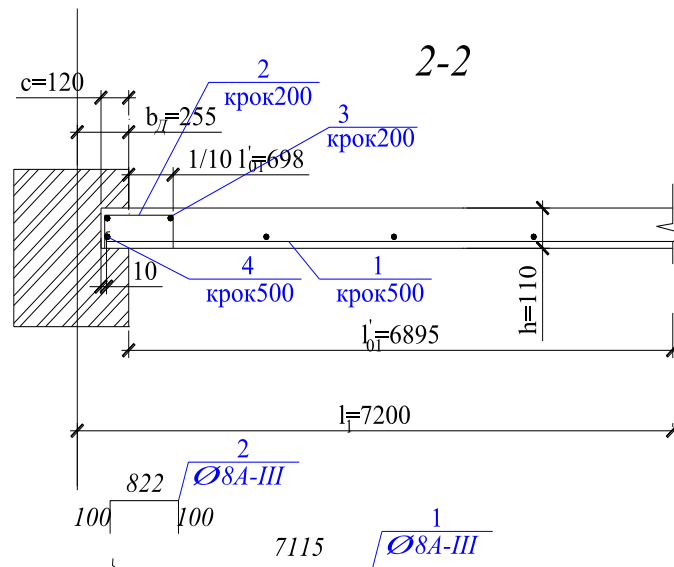


Рисунок 2.8 – Армування плити в напрямку l_2

Визначаємо довжини стержнів

В зігнутому вигляді $a_1 = \ell'_{01} + 2 \cdot c - 2 \cdot a = 6895 + 240 - 20 = 7115 \text{ мм}$.

Довжина $\ell_1 = a_1 + 2 \cdot A_{\Gamma} = 7115 + 2 \cdot 8 \cdot 6,25 = 7227,5 \text{ мм}$ (для специфікації).

$$\ell_2 = \frac{\ell'_{01}}{10} + c - a = \frac{7115}{10} + 120 - 10 = 822 \text{ мм}$$

Визначаємо довжину стержня 3. Бачимо, що $\ell_3 = \ell_4$. Отже будемо мати:

$$\ell_3 = \ell_4 = \ell'_{02} + 2 \cdot c - 2 \cdot a = 8070 + 2 \cdot 120 - 2 \cdot 10 = 8290 \text{ мм}$$

Конструювання розподільчої арматури

Щоб робоча арматура була у проектному положенні, треба її закріпити. Для цього використовують розподільчу арматуру. Знаходимо її площу:

$$A_s^{poz} = A_{(noz3-4)} = 0,02 \cdot A_{s(M_f)} = 0,02 \cdot 352 = 7,04 \text{ мм}^2$$

У якості розподільчої арматури приймаємо арматуру класу Вр-I діаметром 3 мм. Максимальний крок розподільчої арматури становить: $s_{\max}^{poz} = 600 \text{ мм}$, приймаємо крок арматури $s^{poz} = 500 \text{ мм}$. Остаточо приймаємо 1 стержень з фактичною площею: $A_{\phi} = 7,1 \text{ мм}^2 > 7,04 \text{ мм}^2$.

Визначаємо довжину стержня 5:

Довжина $\ell_5 = \ell'_{02} + 2 \cdot (c - a) = 8070 + 2 \cdot (120 - 10) = 8290 \text{ мм}$ (для специфікації).

Визначаємо довжину стержня 6. Не важко замітити, що $\ell_6 = \ell_7$. Отже будемо мати:

$$\ell_6 = \ell_7 = \ell'_{01} + 2 \cdot (c - a) = 6895 + 2 \cdot (120 - 10) = 7115 \text{ мм}$$

Визначаємо довжину стержня 8:

$$\ell_8 = \frac{\ell'_{02}}{10} + c - a = \frac{8070}{10} + 120 - 10 = 917 \text{ мм}$$

2.3.1.3 Визначення кількості стержнів армування

Визначаємо кількість стержнів n_1 :

$$n_1 = \frac{\ell'_{02} + 2 \cdot (c - a)}{250} = \frac{8070 + 220}{250} = 34,04$$

Приймаємо $n_1 = 34$

Визначаємо кількість стержнів $n.2$:

$$n_2 = \frac{\ell'_2 + 2 \cdot (c - a)}{s} = \frac{8070 + 220}{125} = 68.08$$

Приймаємо $n_2 = 68 \cdot 2 = 136$

Визначаємо кількість стержнів $n.3$:

$n.3 = 4$ стержня з кроком 200

$$n_4 = \frac{\ell'_1 + 2 \cdot (c - a)}{s} = \frac{6895 + 2 \cdot (120 - 10)}{500} = 14.71$$

Приймаємо 15

Визначаємо кількість стержнів $n.5$:

$$n_5 = \frac{\ell_1^0 + 2 \cdot (c - a)}{s} = \frac{6895 + 220}{500} = 14.71$$

Приймаємо $n_5 = 15$

Визначаємо кількість стержнів $n.6$:

$$n_6 = \frac{\ell'_1 + 2 \cdot (c - a)}{s} = \frac{6895 + 220}{500} = 14.71$$

Приймаємо $n_6 = 15$

Визначаємо кількість стержнів $n.7$:

$n.7 = 4$ стержня з кроком 200

Визначаємо кількість стержнів $n.8$:

$$n_8 = \frac{\ell'_1 + 2 \cdot (c - a)}{s} = \frac{6895 + 220}{125} = 58.84$$

$$n.8 = 59 \cdot 2 = 118$$

Таблиця 2.1 – Специфікація арматури плити №1

Позиція	Найменування	Кількість	Маса, кг	Позиція	Найменування	Кількість	Маса, кг
1	Ø8А-III $l=7215$	34	$7.115 \cdot 34^*$ $0,222=56.2$ 7	6	Ø3Вр-I $l=7115$	15	7.115^* $15 \cdot 0.0$ $52=24.$ 5

Продовження таблиці 2.1

Позиція	Найменування	Кількість	Маса, кг	Позиція	Найменування	Кількість	Маса, кг
2	Ø8А-III l=822	136	$0.822 \cdot 136 \cdot 0.222 = 24.84$	7	Ø3Вр-I l=7115	4	$7.11 \cdot 4 \cdot 0.052 = 6.5$
3	Ø3Вр-I l=939	4	$8.51 \cdot 4 \cdot 0.222 = 7.55$	8	Ø3Вр-I l=917	118	$0.917 \cdot 118 \cdot 0.052 = 5.76$
4	Ø3Вр-I l=8290	15	$8.3 \cdot 15 \cdot 0.052 = 6.4$				
5	Ø8А-III l=8290	15	$8.3 \cdot 15 \cdot 0.052 = 6.4$				

2.3.2 Розрахунок плити №7

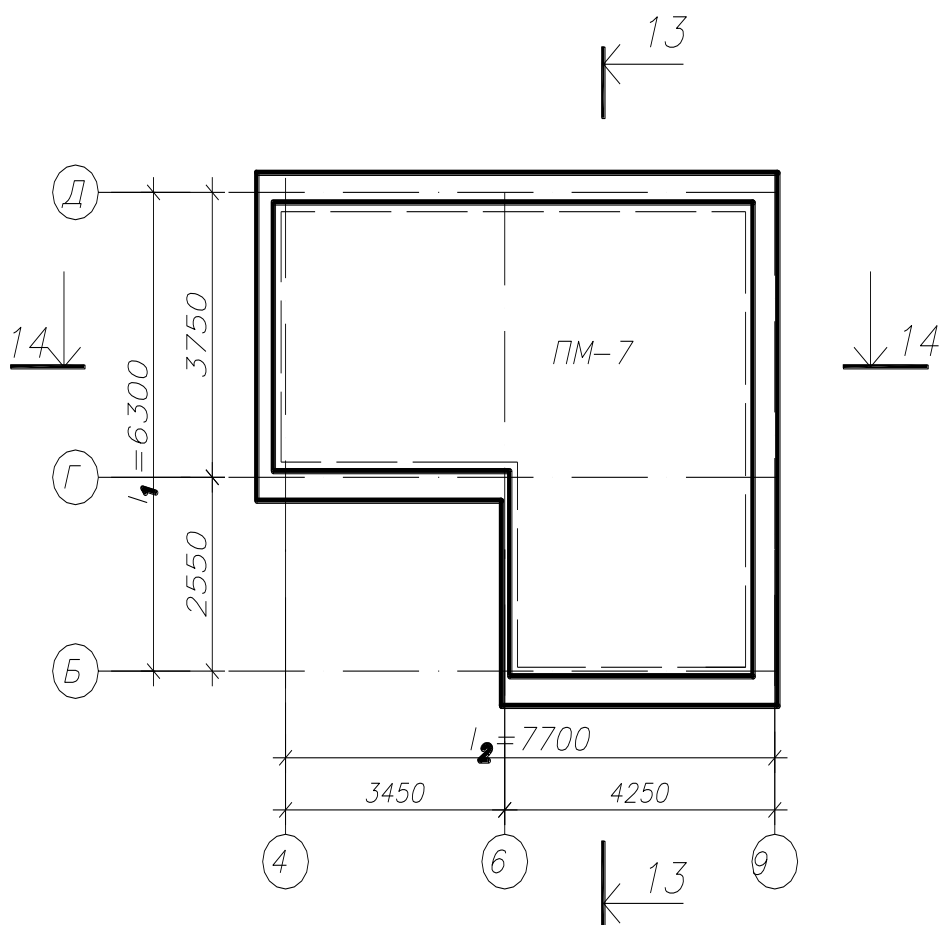


Рисунок 2.9 – Плита оперта по контуру

Попередньо визначаємо товщину плити $h_s = \frac{1}{50} l'_2 = \frac{1}{50} \cdot 755 = 15.1 \text{ см}$;

Приймаємо $h_s = 15 \text{ см}$

Розрахункові прольоти по рис. 2.10 а) і б):

$$l'_1 = l_1 - (b_B + b_D) + c \cdot 2 = 6300 - (50 + 255) + 120 \cdot 2 = 6235 \text{ мм}$$

$$l'_2 = l_2 - b_4 - b_9 + c \cdot 2 = 7700 + 70 - 460 + 120 \cdot 2 = 7550 \text{ мм}$$

$$\frac{l'_2}{l'_1} = \frac{7550}{6235} = 1,2$$

Приймаємо наступні співвідношення згинаючих моментів:

$$M_2 / M_1 = 0.6; M_I / M_1 = M'_I / M_1 = M_{II} / M_1 = M'_{II} / M_1 = 1,9$$

$$\frac{q l_1'^2 (3 l_2' - l_1')}{12} = (2 M_1 + M_I + M'_I) l_2' + \left(\frac{3}{2} M_2 - \frac{1}{2} M_1 + M_{II} + M'_{II} \right) l_1'$$

$$6.993 \cdot 6,235^2 (3 \cdot 7,55 - 6,23) / 12 = (2 M_1 + 3,8 M_1) \cdot 7,55 + (1,5 \cdot 0,6 M_1 - 0,5 M_1 + 3,8 M_1) \cdot 6,23$$

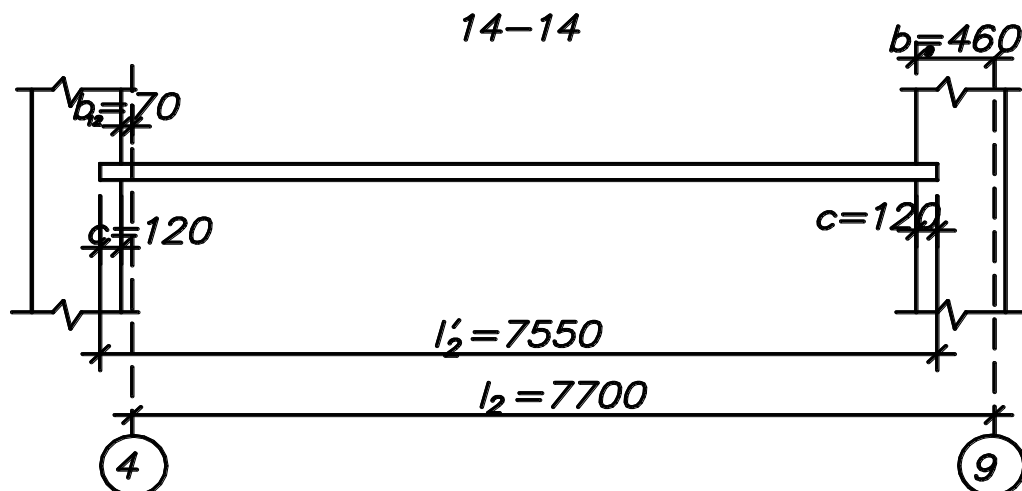
$$372 = 70 M_1$$

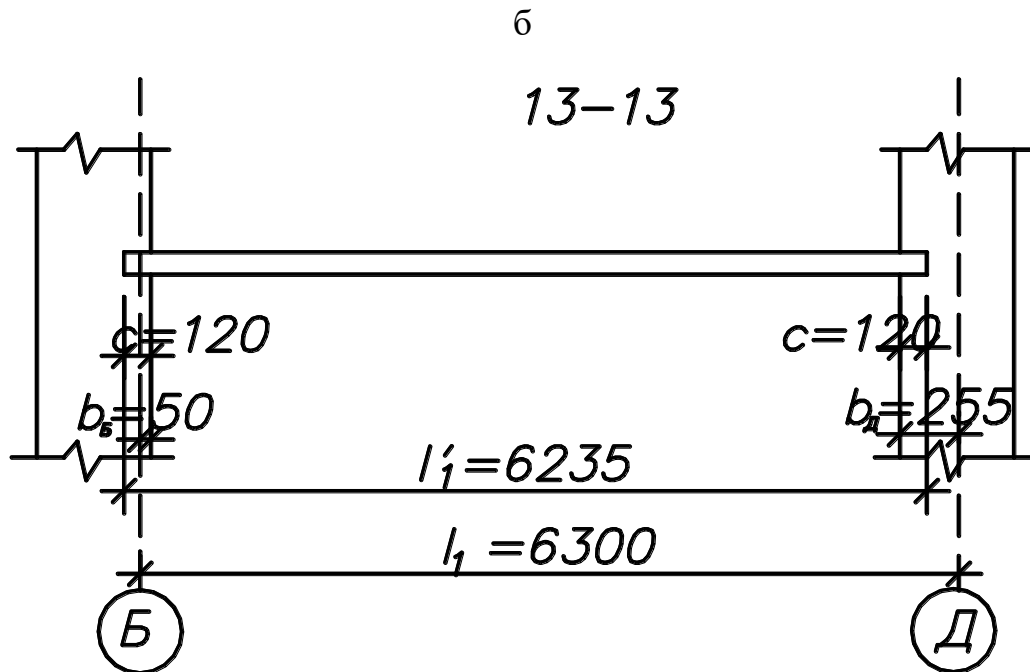
$$M_1 = \frac{372}{70} = 5.31 \text{ кНм}$$

$$M_2 = 0.2 \cdot M_1 = 0.6 \cdot 5.31 = 3.2 \text{ кНм}$$

$$M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = M_1 \cdot 1,9 = 5.31 \cdot 1,9 = 10.1 \text{ кНм}$$

a





а- в поздовжньому напрямку;
б- в поперечному напрямку

Рисунок 2.10 – Розрахункові прольоти плити

2.3.2.1 Конструктивний розрахунок і конструювання плити

Уточнення розмірів поперечного перерізу плити.

Перевіряємо прийняту товщину плити за максимальним згинаючим

моментом $M_1' = 10.1 \text{ кНм}$

$$\xi = \mu \frac{R_s}{R_b} = 0,0045 \cdot \frac{355}{10.5} = 0.152,$$

де R_b – розрахунковий опір бетону, МПа, для граничного стану першої групи. Приймаємо для заданого, по завданню класу бетону В20 і $\gamma_{b2} = 0,9$, приймаємо $R_b = 10.5 \text{ МПа}$.

R_s – розрахунковий опір арматури для граничних станів першої групи, який приймаємо $R_s = 355 \text{ МПа}$ для арматури класу А-III.

Приймаємо $\xi_R = 0,627$ для класу арматури А-III і бетону В20.

$\xi_R = 0,627 > \xi = 0,156$, отже руйнується спочатку розтягнута зона. Постановка арматури у стиснуту зону не потрібна.

Приймаємо $\xi = 0,152$ лінійною інтерполяцією знаходимо $\alpha_m = 0,143$.

За формулою знайдемо робочу висоту перерізу плити, яка відповідає навантаженню, що діє в цьому перерізі:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{\max}}{R_b \cdot b \cdot \alpha_m}} = \sqrt{\frac{10100000}{10,5 \cdot 1000 \cdot 0,143}} = 82 \text{ мм}$$

Приймаємо діаметр робочої арматури $d=8$ мм А-III.

Визначаємо захисний шар бетону:

$$\begin{aligned} a_s &\geq d = 8 \text{ мм} \\ a_s &\geq 10 \text{ мм} \end{aligned} \Rightarrow a_s = 10 \text{ мм}.$$

$$a = a_s + \frac{d_s}{2} = 10 + \frac{8}{2} = 14 \text{ мм}$$

$$h = h_0 + a = 82 + 14 = 96 \text{ мм}.$$

Приймаємо $h = 100$ мм; вона є достатньою і подальші обчислення проводимо для цього параметра.

Розрахункова висота перерізу при робочій арматурі $d=8$ -А-III в двох напрямках:

В напрямку l_1

$$h_0 = h - 10 - \frac{d_1}{2} = 100 - 10 - \frac{8}{2} = 86 \text{ мм}$$

В напрямку l_2

$$h_0 = h - 10 - d_1 - \frac{d_2}{2} = 100 - 10 - 8 - \frac{8}{2} = 78 \text{ мм}$$

1) Визначаємо площу перерізу арматури в напрямку l_1 при $M_1 = 5,31 \text{ кНм}$

$$h_0 = 86 \text{ мм}$$

$$\alpha_m = \frac{0,8 M_1}{R_b b h_0^2} = \frac{0,8 \cdot 5,31 \cdot 10^6}{9,45 \cdot 1000 \cdot 86^2} = 0,06$$

Приймаємо $\zeta = 0,97$

Площа перерізу арматури

$$A_s = \frac{0.8M_1}{R_s \zeta h_0} = \frac{0.8 \cdot 5.31 \cdot 10^6}{355 \cdot 0.97 \cdot 86} = 143.4 \text{ мм}^2$$

При d=8А-III площа перерізу арматури на 1м плити

$$A_{s,f} = 151 \text{ мм}^2 > A_s = 143.4 \text{ мм}^2 \text{ Приймаємо 3 стержнів діаметром 8 мм}$$

Призначаємо крок стержнів: $s = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333.3 \text{ мм}$ Округлюючи крок

стержнів в меншу сторону до числа кратному 25 мм, отримаємо, що крок стержнів становить $s = 325 \text{ мм}$.

2)Визначаємо площу перерізу арматури в напрямку l_2 при $M_2 = 3.2 \text{ кНм}$

$$h_0 = 68 \text{ мм}$$

$$\alpha_m = \frac{0.8M_2}{R_b b h_0^2} = \frac{0.8 \cdot 3.2 \cdot 10^6}{9.45 \cdot 1000 \cdot 78^2} = 0.04$$

Приймаємо $\zeta = 0.98$

Площа перерізу арматури

$$A_s = \frac{0.8M_2}{R_s \zeta h_0} = \frac{0.8 \cdot 3.2 \cdot 10^6}{355 \cdot 0.98 \cdot 78} = 94.3 \text{ мм}^2$$

При d=8А-III площа перерізу арматури на 1м плити

$$A_{s,f} = 101 \text{ мм}^2 > A_s = 94.3 \text{ мм}^2 \text{ Приймаємо 2 стержня діаметром 8 мм}$$

Призначаємо крок стержнів: $s = \frac{b}{n} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ мм}$. Округлюючи крок стержнів

в меншу сторону до числа кратному 25 мм, отримаємо, що крок стержнів становить $s = 500 \text{ мм}$.

3)Визначаємо площу перерізу арматури при $M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 10.1 \text{ кНм}$

$$h_0 = h - a - \frac{d}{2} = 100 - 10 - \frac{8}{2} = 86 \text{ мм}$$

$$\alpha_m = \frac{0.8M_I}{R_b b h_0^2} = \frac{0.8 \cdot 10.1 \cdot 10^6}{9.45 \cdot 1000 \cdot 86^2} = 0.115$$

Приймаємо $\zeta = 0.94$

Площа перерізу арматури

$$A_s = \frac{0.8M_l}{R_s \gamma_0} = \frac{0.8 \cdot 10.1 \cdot 10^6}{355 \cdot 0.94 \cdot 86} = 281.5 \text{ мм}^2$$

При $d=8A-III$ площа перерізу арматури на 1 м плити

$$A_{s,f} = 302 \text{ мм}^2 > A_s = 281.5 \text{ мм}^2 \text{ Приймаємо 6 стержнів діаметром 8мм}$$

Призначаємо крок стержнів: $s = \frac{b}{n} = \frac{1000}{6} = 166.6 \text{ мм}$. Округлюючи крок

стержнів в меншу сторону до числа кратному 25 мм, отримаємо, що крок стержнів становить $s = 150 \text{ мм}$.

2.3.2.2 Конструювання плити

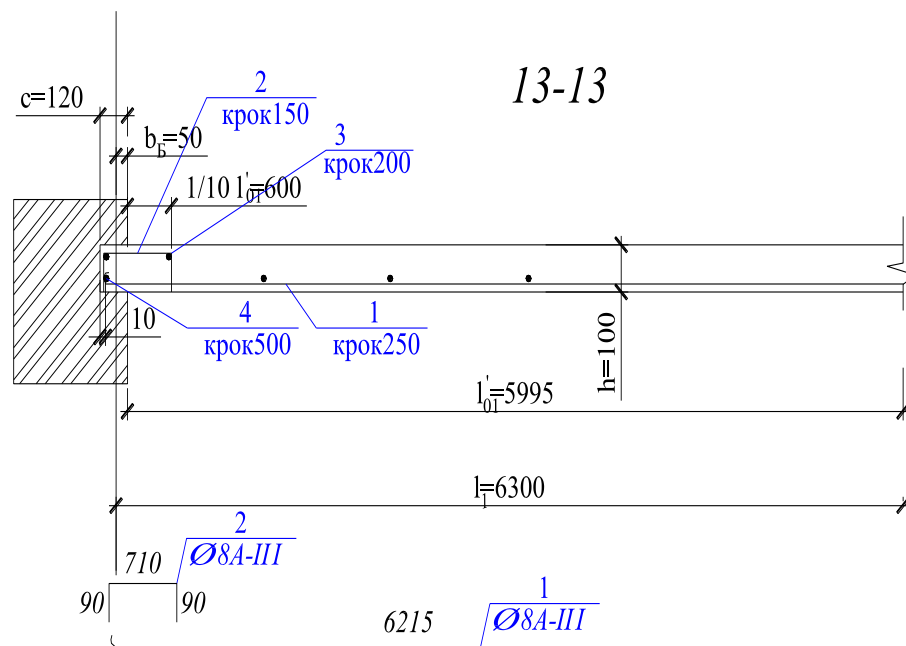


Рисунок 2.11 – Арматування плити в напрямку l_1

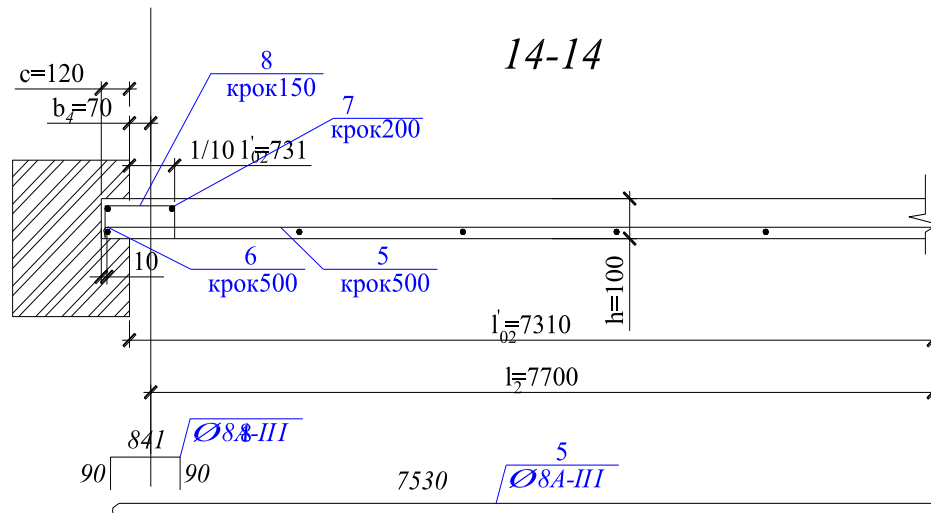


Рисунок 2.12 – Армування плити в напрямку l_2

Визначаємо довжини стержнів

В зігнутому вигляді $a_1 = l'_{01} + 2 \cdot c - 2 \cdot a = 5995 + 240 - 20 = 6215 \text{ мм}$.

Довжина $l_1 = a_1 + 2 \cdot A_r = 6215 + 2 \cdot 8 \cdot 6,25 = 6315 \text{ мм}$ (для специфікації).

$$l_2 = \frac{l'_{01}}{10} + c - a = \frac{5995}{10} + 120 - 10 = 710 \text{ мм}$$

Визначаємо довжину стержня 3 Не важко замітити, що $l_3 = l_4$. Отже будемо мати:

$$l_3 = l_4 = l'_{02} + 2 \cdot c - 2 \cdot a = 7310 + 2 \cdot 120 - 2 \cdot 10 = 7530 \text{ мм}$$

Конструювання розподільчої арматури

Щоб робоча арматура була у проектному положенні, треба її закріпити. Для цього використовують розподільчу арматуру. Знаходимо її площу:

$$A_s^{poz} = A_{(noz3-4)} = 0,02 \cdot A_{s(M'_1)} = 0,02 \cdot 302 = 6,04 \text{ мм}^2$$

У якості розподільчої арматури приймаємо арматуру класу Вр - I діаметром 3 мм. То максимальний крок розподільчої арматури становить: $s_{\max}^{poz} = 600 \text{ мм}$. ми приймаємо крок арматури $s^{poz} = 500 \text{ мм}$. Остаточню приймаємо 1 стержень з фактичною площею: $A_\phi = 7,1 \text{ мм}^2 > 6,04 \text{ мм}^2$.

Визначаємо довжину стержня 5:

Довжина $l_5 = l'_{02} + 2 \cdot (c - a) = 7310 + 2 \cdot (120 - 10) = 7530 \text{ мм}$ (для специфікації).

Визначаємо довжину стержня 6. Не важко замітити, що $l_6 = l_7$. Отже будемо мати:

$$l_6 = l_7 = l'_{01} + 2 \cdot (c - a) = 5995 + 2 \cdot (120 - 10) = 6215 \text{ мм}$$

Визначаємо довжину стержня 8:

$$l_8 = \frac{l'_{02}}{10} + c - a = \frac{7310}{10} + 120 - 10 = 841 \text{ мм}$$

2.3.2.3 Визначення кількості стержнів армування

Визначаємо кількість стержнів п.1:

$$n_1 = \frac{l'_{02} + 2 \cdot (c - a)}{s} = \frac{7310 + 220}{325} = 23.1$$

Приймаємо $n_1 = 23$

Визначаємо кількість стержнів п.2:

$$n_2 = \frac{l'_{02} + 2 \cdot (c - a)}{s} = \frac{7310 + 220}{150} = 50$$

Приймаємо $n_2 = 50 \cdot 2 = 100$

Визначаємо кількість стержнів п.3:

$n.3 = 4$ стержня з кроком 200

$$n_4 = \frac{l'_{01} + 2 \cdot (c - a)}{s} = \frac{5995 + 2 \cdot (120 - 10)}{500} = 12.47$$

Приймаємо 13

Визначаємо кількість стержнів п.4:

$$n_5 = \frac{l'_{01} + 2 \cdot (c - a)}{s} = \frac{5995 + 220}{500} = 12.43$$

Приймаємо $n_5 = 13$

Визначаємо кількість стержнів п.5:

$$n_6 = \frac{l'_{01} + 2 \cdot (c - a)}{s} = \frac{5995 + 220}{500} = 12.43$$

Приймаємо $n_6 = 13$

Визначаємо кількість стержнів п.6:

$$n_7 = \frac{\ell'_{01} + 2 \cdot (c - a)}{s} = \frac{5995 + 220}{500} = 13$$

Приймаємо $n_7 = 13$

Визначаємо кількість стержнів п.7:

$$n_8 = \frac{\ell'_{01} + 2 \cdot (c - a)}{s} = \frac{5995 + 220}{150} = 41.4$$

$$n.8 = 42 \cdot 2 = 84$$

Таблиця 2.2 – Специфікація арматури плити ПМ7

Позиція	Найменування	Кількість	Маса, кг	Позиція	Найменування	Кількість	Маса, кг
1	Ø8А-III l=6315	23	6,3*23*0,395=57,2	6	Ø3Вр-I l=6215	13	6,2*13*0.052=4,2
2	Ø8А-III l=710	100	0.71*100*0.395=28,04	7	Ø3Вр-I l=6215	13	6,21*13*0.052=4,2
3	Ø3Вр-I l=7530	4	7,53*4*0.052=1,56	8	Ø3Вр-I l=841	84	0.841*84*0.052=3,6
4	Ø3Вр-I l=7530	13	7,53*13*0.052=5,1				
5	Ø8А-III l=7530	13	7,53*13*0.052=5,1				

2.4 Розрахунок монолітної залізобетонної плити №1 за допомогою програмного комплексу “LIRA”

Створюємо модель монолітної залізобетонної плити №1 за допомогою програмного комплексу “LIRA” (рис. 2.13).

Для розрахунку ЗБ плити задаємо характеристики бетону і арматури:

- Бетон С20/25;
- Арматура поздовжня А400С; поперечна А240С. Товщина монолітної плити 110 мм.

Навантаження на плиту рівномірно розподілене $p = 6.993 \text{ кН/м}^2$.

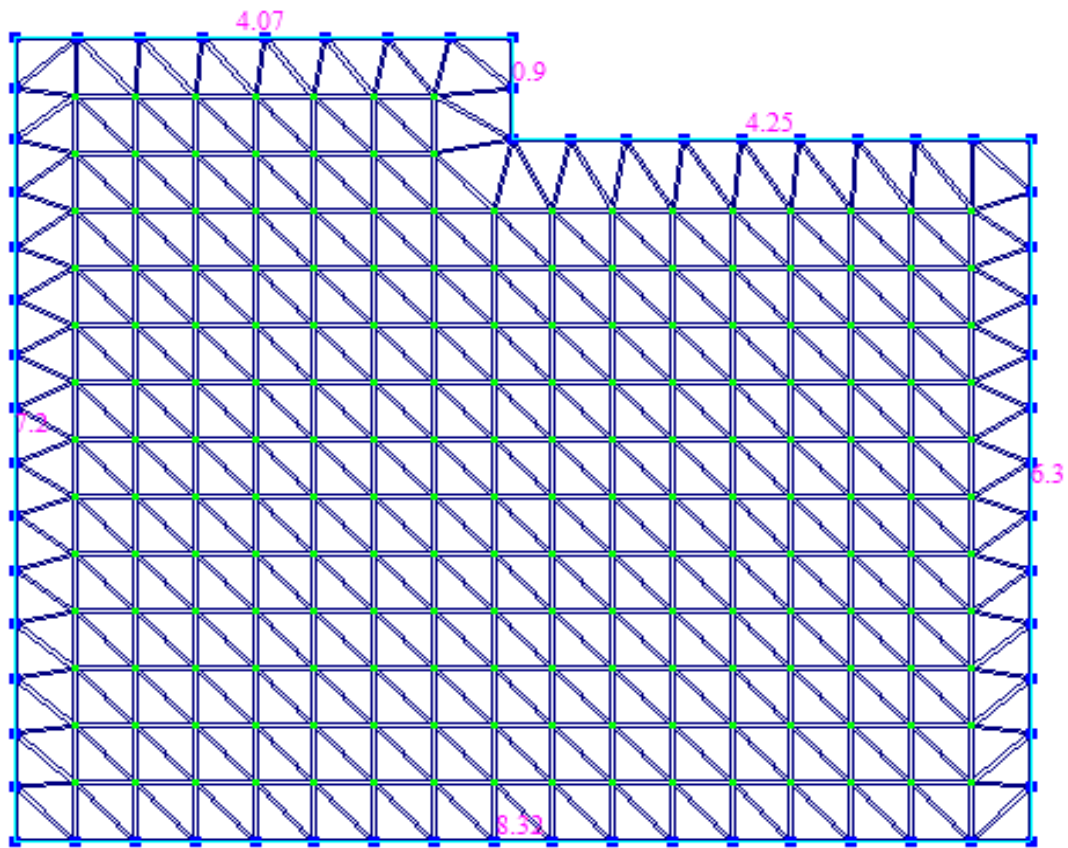


Рисунок 2.13 – Розрахункова схема монолітної плити
Розрахунки представлені на рисунках 2.14 - 2.20.

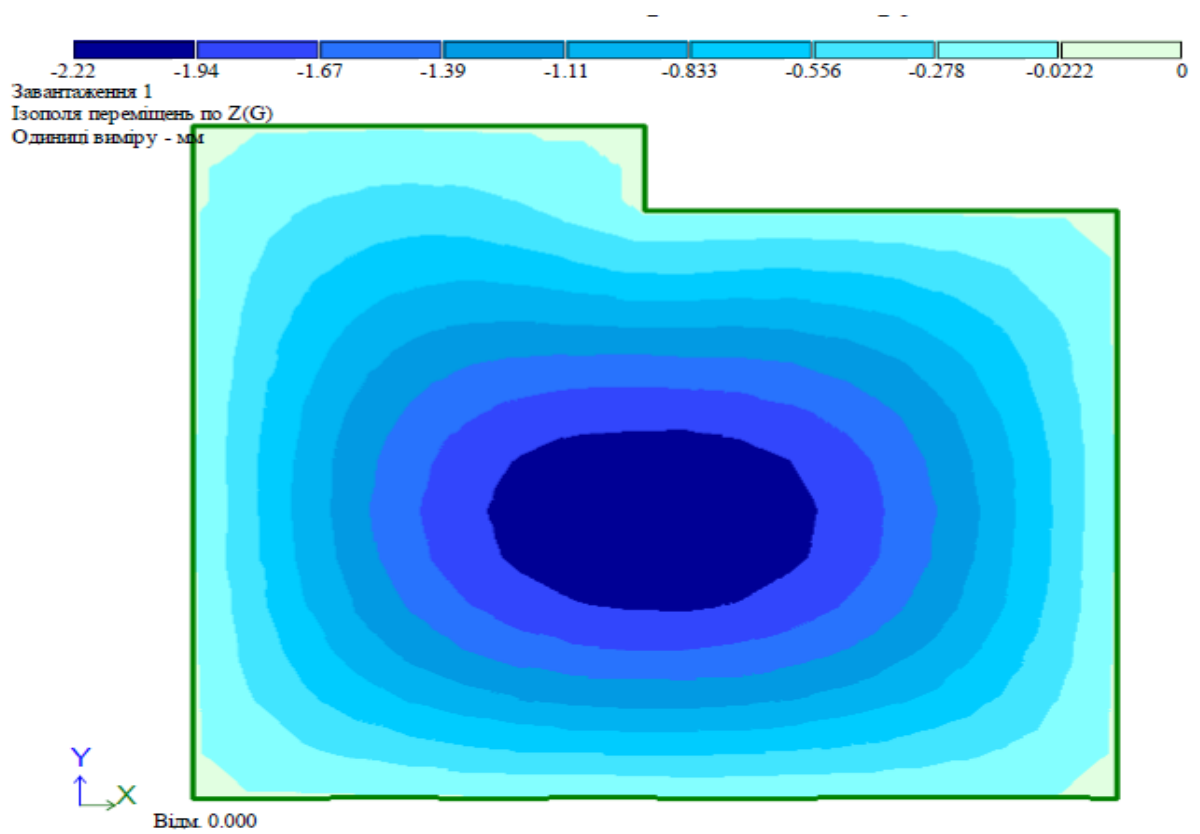
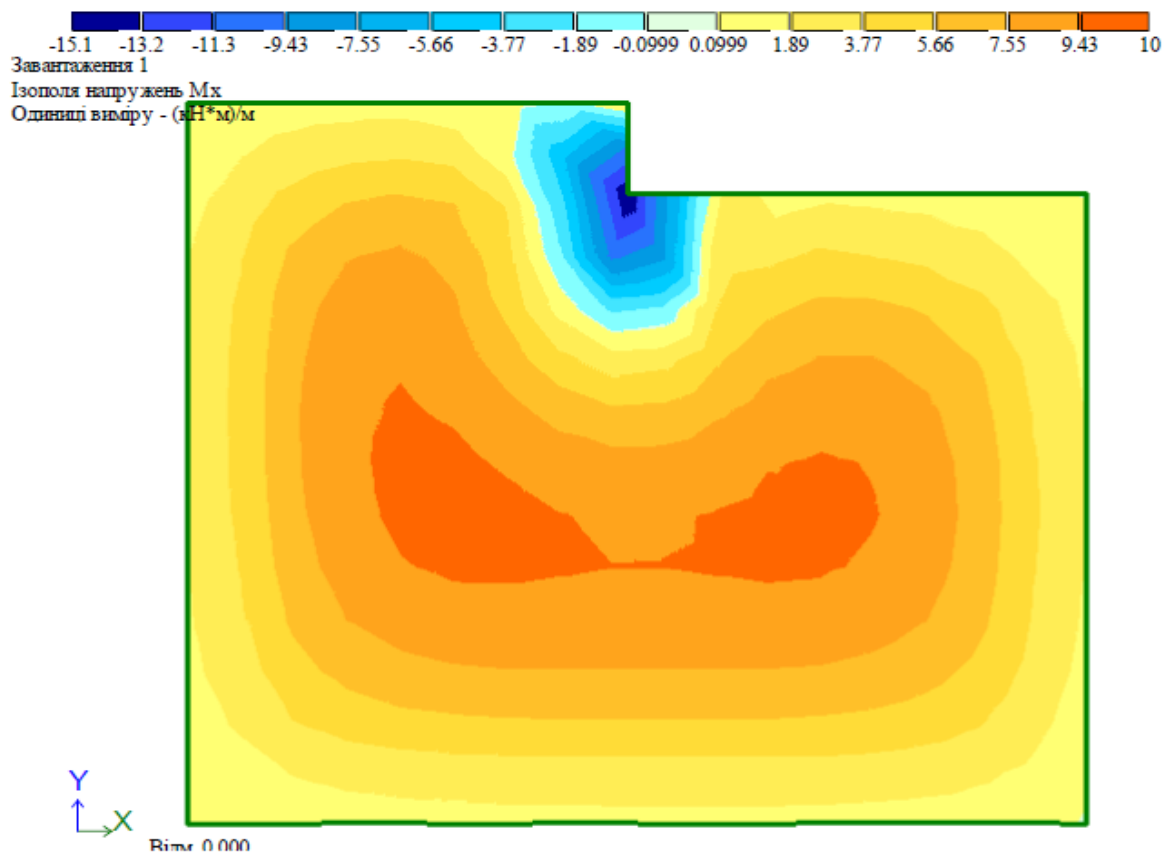


Рисунок 2.14 – Ізополя прогину плити, мм

Рисунок 2.15 – Напруження від згинальних моментів відносно осі X, M_x ,
(кН*м)/м

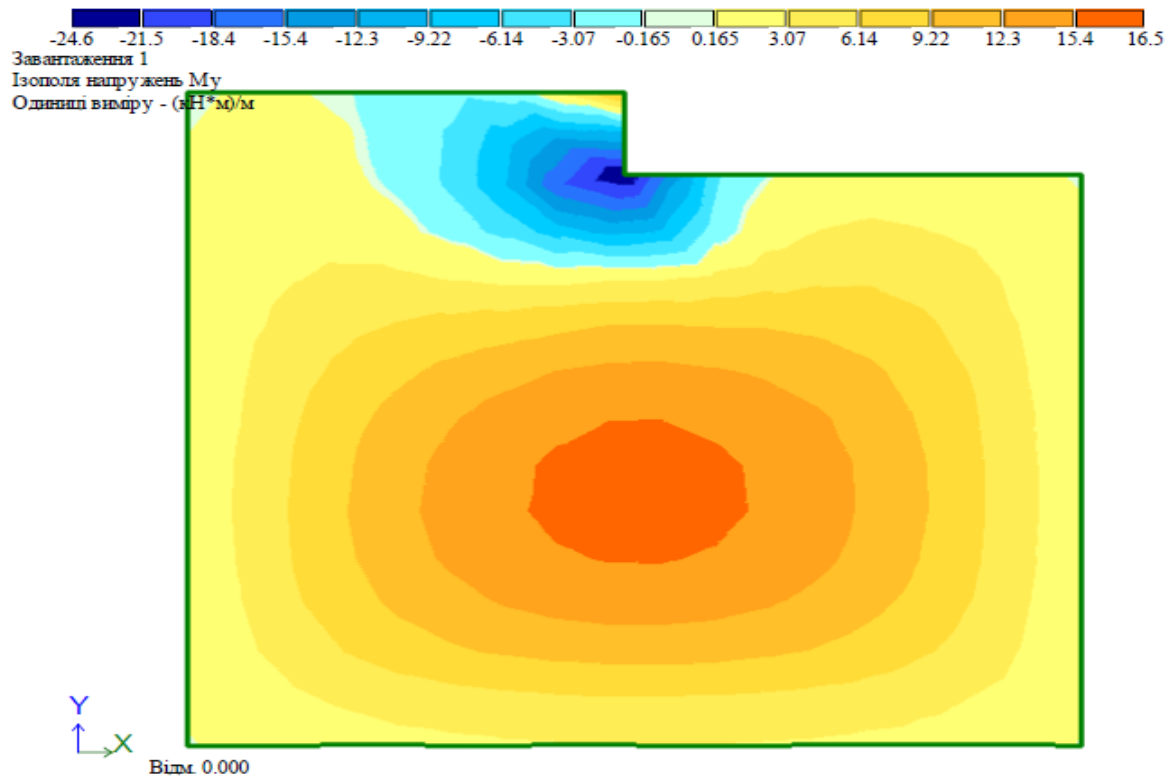


Рисунок 2.16 – Напруження від згинальних моментів відносно осі Y , M_y , (кН*м)/м

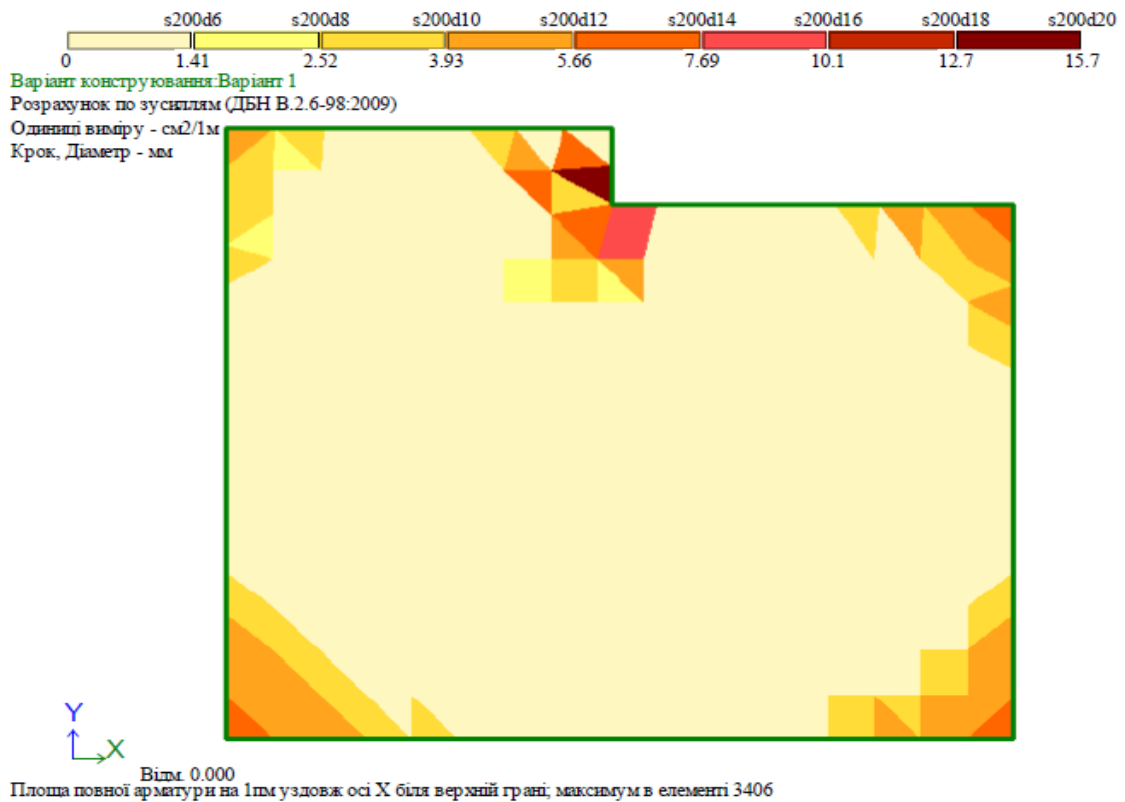


Рисунок 2.17 – Мозаїка арматури в верхній зоні вздовж осі X , $\text{см}^2/\text{м}$

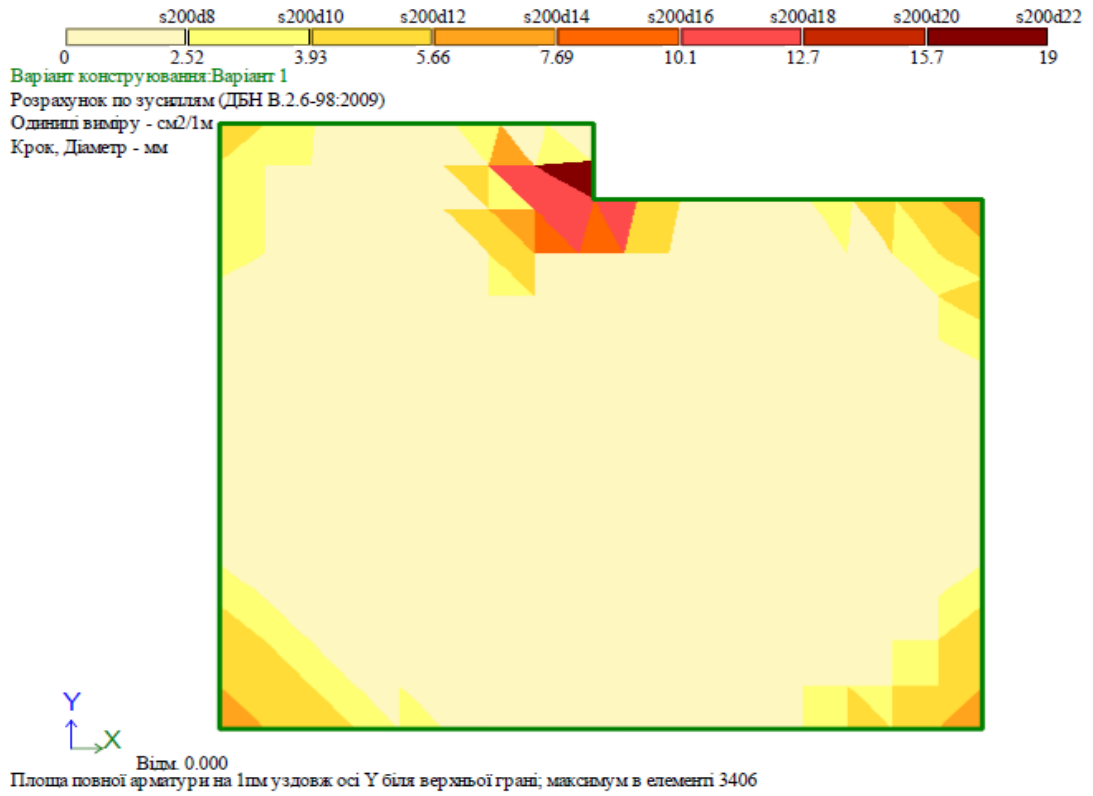


Рисунок 2.18 – Мозаїка арматури в верхній зоні вздовж осі Y, см²/м

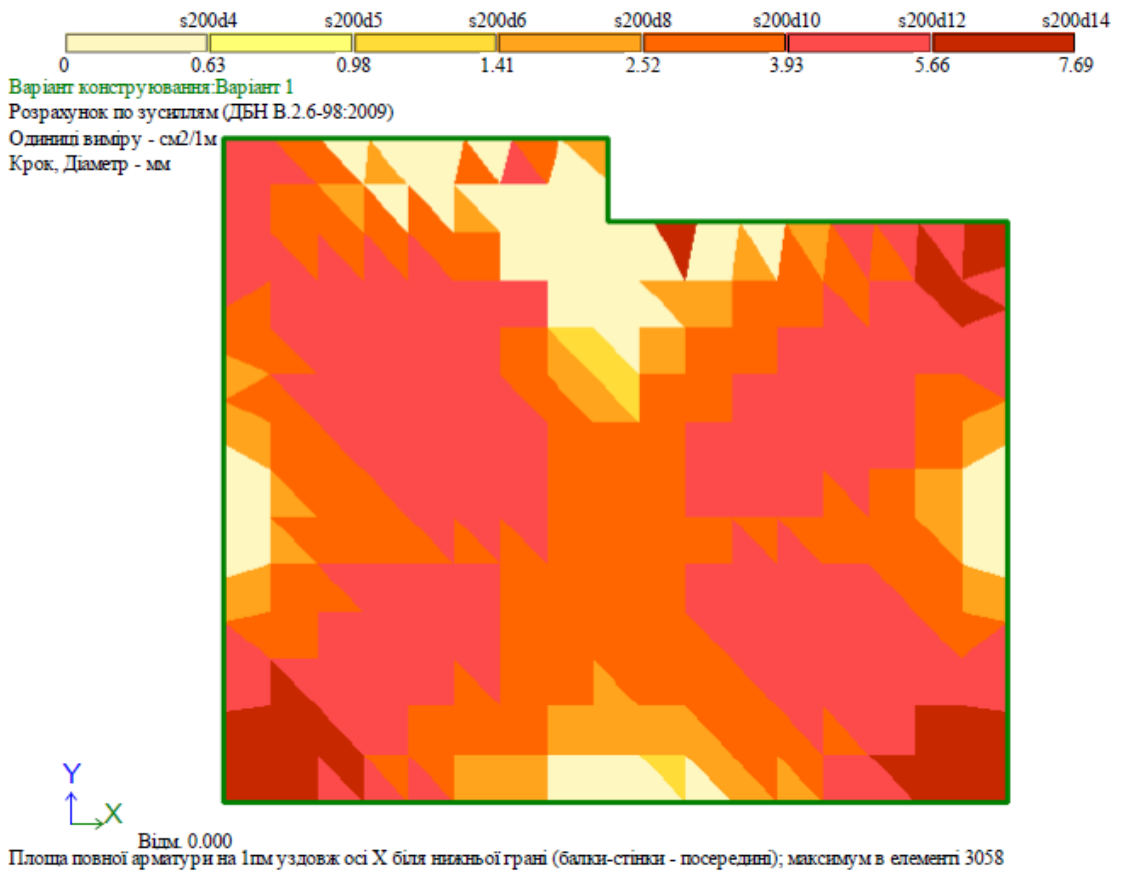


Рисунок 2.19 – Мозаїка арматури в нижній зоні вздовж осі X, см²/м

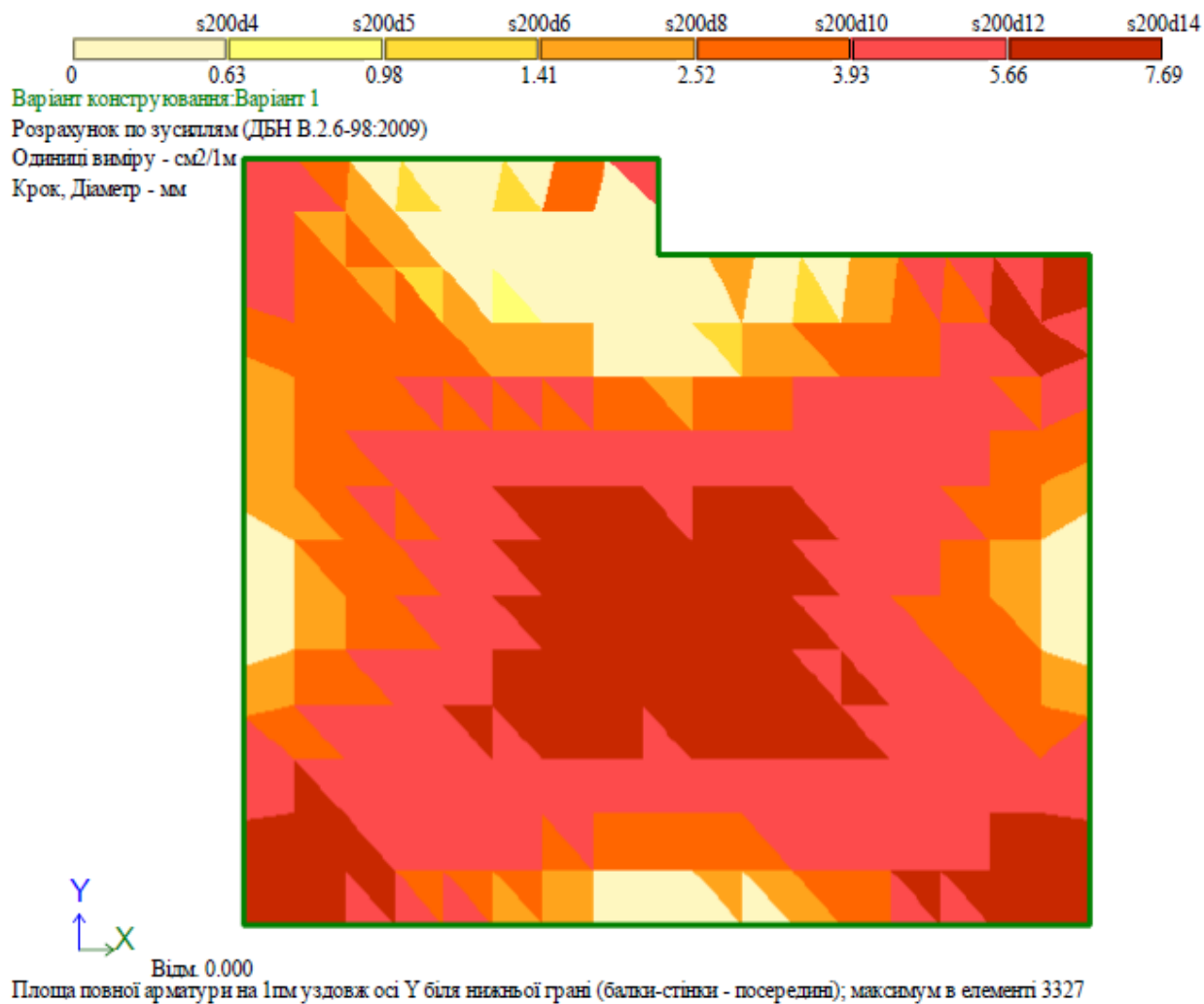


Рис. 2.20 – Мозаїка арматури в нижній зоні вздовж осі Y, см²/м

Розрахунок арматури за допомогою програмного комплексу “LIRA” вказав на добру збіжність результатів з аналітичним розрахунком.

РОЗДІЛ 3

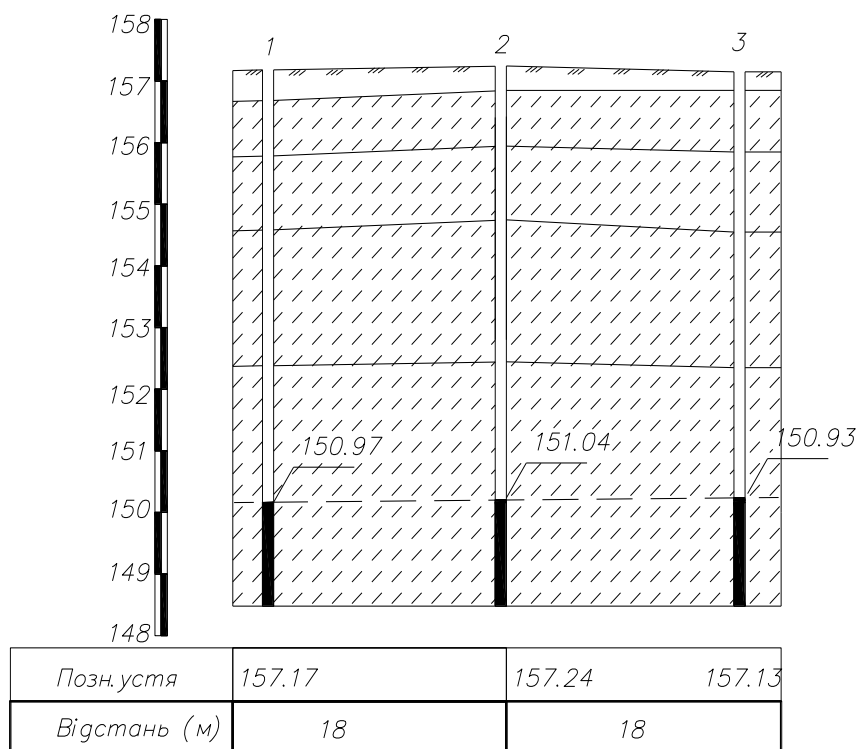
НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов ділянки будівництва

З метою підвищення ефективності спорудження фундаментів будівель потрібно підвищити якість інженерно-геологічних вишукувань на будівельних майданчиках та точності оцінки фізико-механічних характеристик ґрунтів основ.

Для правильного і економічного проектування, вибору варіантів основ і фундаментів, а також вибору глибини закладання фундаментів, за результатами інженерно-геологічних вишукувань роблять оцінку інженерно-геологічних умов згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація.

На рис. 3.1 даної наведено інженерно-геологічний розріз, на якому є п'ять інженерно-геологічних елементів: 1 – ґрунтово-рослинний шар, 2 – суглинок лесовий, 3 – суглинок лесовий, 4 – суглинок лесовий, 5 – суглинок лесовий.



Масштаб вертикальний 1:100

Масштаб горизонтальний 1:1000

Рисунок 3.1 – Інженерно-геологічний розріз

ПЕ–1: ґрунтово-рослинний шар. У якості природної основи використовувати не можна. Ґрунт варто використати для рекультивації земель (благоустрою території).

ПЕ – 2: Суглинок лесовий.

$$1. \text{ Визначаємо число пластичності: } I_p = W_L - W_p = 0,39 - 0,25 = 0,126 \Rightarrow I_p = 14\%$$

W_L, W_p - межі пластичності, %

Оскільки $I_p = 14\%$ то даний ґрунт – суглинок.

2. Визначаємо коефіцієнт пористості ґрунту:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + w) - 1 = \frac{2,7}{1,75} \cdot (1 + 0,2) - 1 = 0,851.$$

ρ_s - щільність частинок ґрунту, т/м³

ρ - щільність ґрунту, т/м³

w - вологість.

$$3. \text{ Визначаємо щільність сухого ґрунту: } \rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1,75}{1 + 0,2} = 1,458 \text{ г/см}^3.$$

$$4. \text{ Визначаємо коефіцієнт водонасичення: } S_r = \frac{\rho_s \cdot w}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,7 \cdot 0,2}{1 \cdot 0,851} = 0,634.$$

5. Визначаємо показник текучості глинистого ґрунту:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,2 - 0,25}{0,14} = -0,357$$

Оскільки $I_L < 0$, то суглинок твердий.

Повна назва ґрунту: суглинок твердий.

Висновок: попереднє значення розрахункового опору ґрунту складає $R_0 = 225$ кПа. Так як $R_0 > 150$ кПа, то ґрунт можна використовувати в якості природної основи фундаментів.

І Г Е – 3: Суглинок лесовий.

$$1. \text{ Визначаємо число пластичності: } I_p = W_L - W_p = 0,26 - 0,18 = 0,08 \Rightarrow I_p = 8\%$$

W_L, W_p - межі пластичності, %

Оскільки $I_p = 8\%$, то даний ґрунт – суглинок.

2. Визначаємо коефіцієнт пористості ґрунту:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + w) - 1 = \frac{2,69}{1,68} \cdot (1 + 0,21) - 1 = 0,94.$$

ρ_s - щільність частинок ґрунту, т/м³

ρ - щільність ґрунту, т/м³

w - вологість.

3. Визначаємо щільність сухого ґрунту: $\rho_d = \frac{\rho}{1 + w} = \frac{1,68}{1 + 0,21} = 1,39 \text{ г/см}^3$.

4. Визначаємо коефіцієнт водонасичення: $S_r = \frac{\rho_s \cdot w}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,69 \cdot 0,21}{1 \cdot 0,937} = 0,6$.

5. Визначаємо показник текучості глинистого ґрунту:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,21 - 0,18}{0,08} = 0,38$$

Оскільки $I_L > 0$ даний ґрунт – суглинок тугопластичний.

Повна назва ґрунту: суглинок тугопластичний.

Висновок: попереднє значення розрахункового опору ґрунту складає $R_0 = 170$ кПа. Так як $R_0 > 150$ кПа, то ґрунт можна використовувати в якості природної основи фундаментів.

І Г Е – 4: Суглинок лесовий.

1. Визначаємо число пластичності: $I_p = W_L - W_p = 0,35 - 0,25 = 0,1 \Rightarrow I_p = 10\%$

W_L, W_p - межі пластичності, %

Оскільки $I_p = 10\%$ то даний ґрунт – суглинок легкий піщаний.

2. Визначаємо коефіцієнт пористості ґрунту:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + w) - 1 = \frac{2,72}{1,86} \cdot (1 + 0,25) - 1 = 0,83.$$

ρ_s - щільність частинок ґрунту, т/м³

ρ - щільність ґрунту, т/м³

w - вологість.

3.Визначаємо щільність сухого ґрунту: $\rho_d = \frac{\rho}{1+w} = \frac{1,86}{1+0,25} = 1,5 \text{ г/см}^3$.

4.Визначаємо коефіцієнт водонасичення: $S_r = \frac{\rho_s \cdot w}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,72 \cdot 0,25}{1 \cdot 0,828} = 0,82$.

5.Визначаємо показник текучості глинистого ґрунту:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,25 - 0,25}{0,1} = 0$$

Оскільки $I_L = 0$ то даний ґрунт – суглинок напівтвердий.

Повна назва ґрунту: суглинок напівтвердий.

Висновок: попереднє значення розрахункового опору ґрунту складає $R_0 = 230$ кПа. Так як $R_0 > 150$ кПа, то ґрунт можна використовувати в якості природної основи фундаментів.

І Г Е – 5: Суглинок лесовий.

1.Визначаємо число пластичності: $I_p = W_L - W_p = 0,37 - 0,26 = 0,11 \Rightarrow I_p = 11\%$

W_L, W_p - межі пластичності, %

Оскільки $I_p = 11\%$ то даний ґрунт – суглинок легкий піщаний.

2. Визначаємо коефіцієнт пористості ґрунту:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1+w) - 1 = \frac{2,7}{1,96} \cdot (1+0,26) - 1 = 0,73$$

ρ_s - щільність частинок ґрунту, т/м³

ρ - щільність ґрунту, т/м³

w - вологість.

3.Визначаємо щільність сухого ґрунту: $\rho_d = \frac{\rho}{1+w} = \frac{1,96}{1+0,26} = 1,55 \text{ г/см}^3$.

4.Визначаємо коефіцієнт водонасичення: $S_r = \frac{\rho_s \cdot w}{\rho_w \cdot e} = \frac{2,7 \cdot 0,26}{1 \cdot 0,735} = 0,95$.

5.Визначаємо показник текучості глинистого ґрунту:

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,26 - 0,26}{0,11} = 0$$

Оскільки $I_L = 0$, то суглинок напівтвердий.

Повна назва ґрунту: суглинок напівтвердий.

Висновок: попереднє значення розрахункового опору ґрунту складає $R_0 = 240$ кПа. Так як $R_0 > 150$ кПа, то ґрунт можна використовувати в якості природної основи фундаментів.

Від поверхні до глибини 0,3-0,5 м залягає родючий рослинно-ґрунтовий шар, який не може бути природною основою для фундаменту, його необхідно прорізати тілом фундаменту.

Ґрунтові умови:

шар 1 – ґрунтово-рослинний, товщина 0,3 м; $\gamma_1 = 15,2 \text{кН} / \text{м}^3$

шар 2 – суглинок лесовий, товщина 1 м; $I_L = -0,357$; $\gamma_2 = 17,16 \text{кН} / \text{м}^3$

шар 3 – суглинок лесовий, товщина 1,3 м; $I_L = 0,38$; $\gamma_3 = 16,5 \text{кН} / \text{м}^3$

шар 4 – суглинок лесовий, товщина 2,2 м; $I_L = 0$; $\gamma_4 = 18,24 \text{кН} / \text{м}^3$

шар 5 – суглинок лесовий, товщина 4,8 м; $I_L = 0$; $\gamma_5 = 19,22 \text{кН} / \text{м}^3$

Визначаємо тип просідання

1) щільність ґрунту у природному стані $\gamma = \rho \cdot g$;

ρ - Щільність ґрунту, т/м³

$g = 9,81 \text{ м/с}^2$ - прискорення вільного падіння.

$$\gamma_1 = 1,55 \cdot 9,81 = 15,2 \text{кН} / \text{м}^3$$

$$\gamma_2 = 1,75 \cdot 9,81 = 17,16 \text{кН} / \text{м}^3$$

$$\gamma_3 = 1,68 \cdot 9,81 = 16,5 \text{кН} / \text{м}^3$$

$$\gamma_4 = 1,86 \cdot 9,81 = 18,24 \text{кН} / \text{м}^3$$

$$\gamma_5 = 1,96 \cdot 9,81 = 19,22 \text{кН} / \text{м}^3$$

2) визначаємо щільність ґрунту γ_{eg} після зволоження до ступеня вологості S_r

$$\gamma_{eg} = \rho_d \left(1 + \frac{S_r e \rho_w}{\rho_s} \right) g ;$$

$$\gamma_{eg2} = 1.458 \cdot \left(1 + \frac{0.634 \cdot 0.851 \cdot 1}{2.7}\right) \cdot 9.81 = 17.16 \text{кН} / \text{м}^3$$

$$\gamma_{eg3} = 1.39 \cdot \left(1 + \frac{0.6 \cdot 0.94 \cdot 1}{2.69}\right) \cdot 9.81 = 16.5 \text{кН} / \text{м}^3$$

$$\gamma_{eg4} = 1.5 \cdot \left(1 + \frac{0.82 \cdot 0.83 \cdot 1}{2.72}\right) \cdot 9.81 = 18.4 \text{кН} / \text{м}^3$$

$$\gamma_{eg5} = 1.55 \cdot \left(1 + \frac{0.95 \cdot 0.73 \cdot 1}{2.7}\right) \cdot 9.81 = 19.11 \text{кН} / \text{м}^3$$

3) визначаємо тиск на рівні підосви кожного з виділених шарів ґрунту:

Від ваги природного ґрунту

$$\sigma_{zg} = \gamma_n \cdot h_n$$

$$\sigma_{zg1} = 15.2 \cdot 0.3 = 4.56 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg2} = 17.16 \cdot 1 = 17.16 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg3} = 16.5 \cdot 1.3 = 21.45 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg4} = 18.24 \cdot 2.2 = 40.13 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg5} = 19.22 \cdot 4.8 = 92.25 \text{кПа}$$

Від ваги замклого ґрунту

$$\sigma_{zg.eq} = \gamma_{eg} \cdot h$$

$$\sigma_{zg.eq1} = 17.9 \cdot 0.3 = 5.37 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg.eq2} = 17.32 \cdot 1 = 17.32 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg.eq3} = 16.5 \cdot 1.3 = 21.45 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg.eq4} = 18.4 \cdot 2.2 = 40.5 \text{кПа}$$

$$\sigma_{zg.eq5} = 19.11 \cdot 4.8 = 91.73 \text{кПа}$$

Будуємо графік залежності вказаних тисків від глибини.

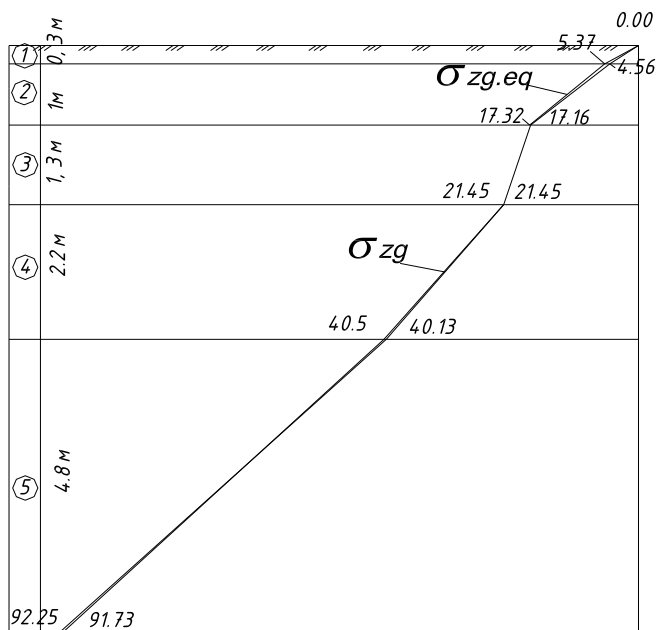


Рисунок 3.2. – Графік залежності напруження від власної ваги ґрунту до глибини

Результати розрахунку подано в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Характеристики ґрунтів

№ п/п	Ґрунт	Товщина шару	Питома вага ґрунту, кН/м^3		Тиск на рівні підшви шару ґрунту, кПа	
			Природного γ	Водонасиченого γ_{eg}	Природного σ_{zg}	Водонасиченого $\sigma_{zg.eq}$
1	Ґрунтово-рослинний шар	0,3	15,2	17,9	4,56	5,37
2	Суглинок лесовий	1,0	17,16	17,16	17,16	17,16
3	Суглинок лесовий	1,3	16,5	16,5	21,45	21,45
4	Суглинок лесовий	2,2	18,24	18,4	40,13	40,5
5	Суглинок лесовий	4,8	19,22	19,11	92,25	91,37

Будуємо графік залежності $E_{st} = f(P)$ (рис. 3.3)

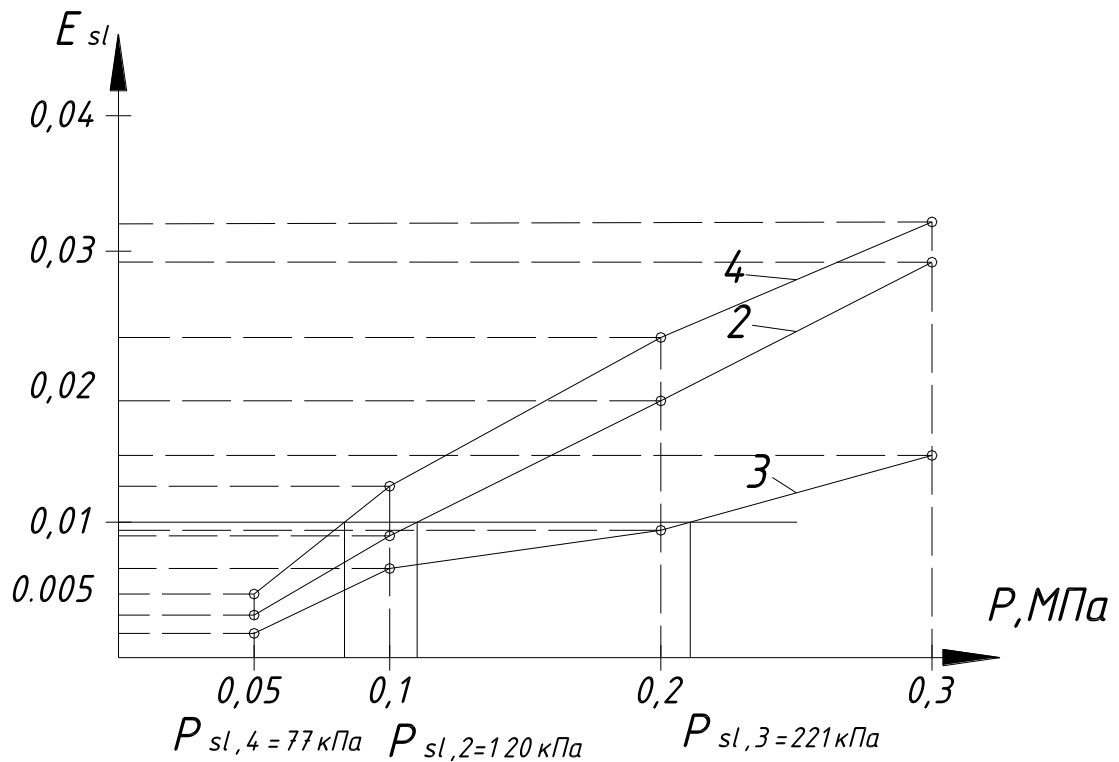


Рисунок 3.3 – Графік залежності $E_{sl} = f(P)$

Визначаємо початковий тиск просідання P_{SI}

Шар 2: $P_{SI}=120\text{кПа}$

Шар 3: $P_{SI}=221\text{кПа}$

Шар 4: $P_{SI}=77\text{кПа}$

Оскільки початковий тиск просідання від власної ваги ґрунту в шарі 2, 3, 4 не перевищує P_{SI} , приймаємо I тип ґрунтових умов за просіданням.

Розраховуємо навантаження від будівлі на основу:

$M=17,148\text{кНм}$;

$$F_v = N + (G_{cm} + G_{\phi})\gamma_f = 129,91 + (57,9 + 13) \cdot 1,1 = 207,9\text{кН} ;$$

$$F_v^h = N^h + G_{cm} + G_{\phi} = 109,287 + 57,9 + 13 = 180,19\text{кН} ; F_h = 10,433\text{кН} ;$$

Розглянемо прив'язку об'єкту до рельєфу місцевості.

Визначимо позначки кутів будівлі шляхом інтерполяції. Виносимо їх на креслення (рис. 3.4).

Знаходимо значення ухилів на ділянці будівництва. Ухили повинні знаходитись у межах 0,003 – 0,03, в іншому випадку буде відбуватися ерозія ґрунту, або ж відбуватиметься насичення водою.

$$i_{12} = \frac{157.2 - 157.8}{27.4} = 0,02 \text{ (в межах)}$$

$$i_{23} = \frac{157.08 - 157.27}{18.22} = 0,01 \text{ (в межах)}$$

$$i_{43} = \frac{157.17 - 157.27}{27.4} = 0,003 \text{ (в межах)}$$

$$i_{41} = \frac{157.17 - 157.20}{18.22} = 0,001 \text{ (в межах)}$$

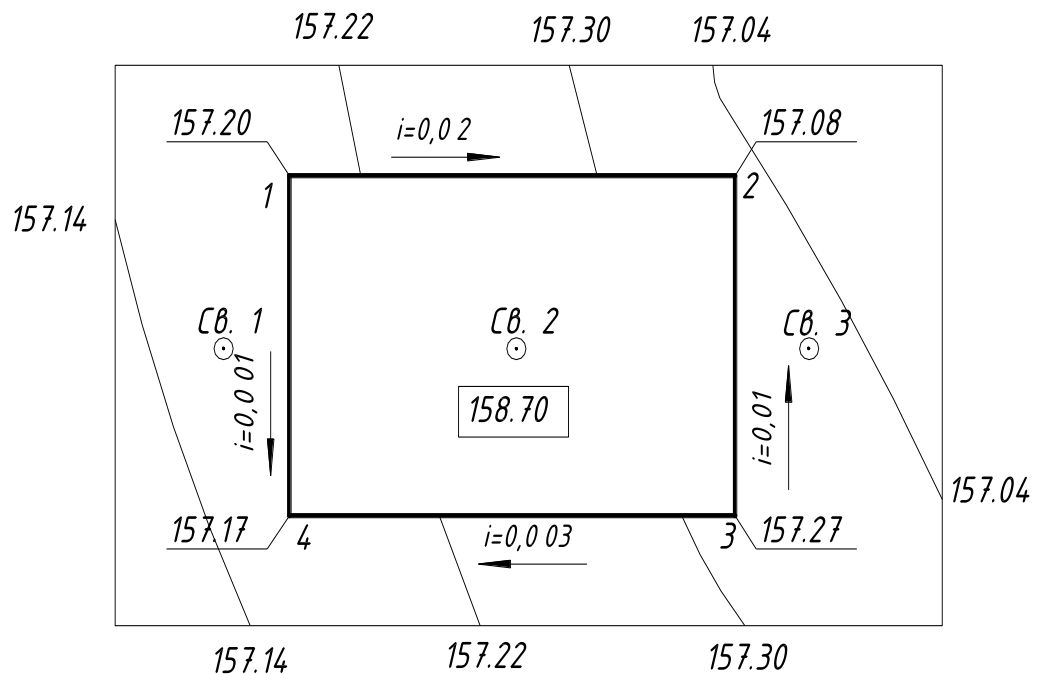


Рисунок 3.4 – Топографічна карта будівельного майданчика

3.2 Визначення глибини закладання фундаменту

Вибір глибини закладання фундаменту з умови промерзання ґрунту.

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}$$

d_{fn} - по карті = 0.9 м – нормативна глибина промерзання ґрунту

$$k_h = 0,5$$

$$d_f = 0,5 \cdot 1 = 0,45 \text{ м}$$

Відмітка підосви фундаменту, виходячи з умови промерзання ґрунту повинна бути не нижчою за $157,08 - d_f = 156,63 \text{ м}$

Відмітка підосви фундаменту із конструктивних умов.

$$H_2 = H_{00} - h_{\text{нидв}} + h_{\text{ф-ту}} = 158,7 - 1,9 + 0,5 = 157,3 \text{ м}$$

Позначка підосви фундаменту, виходячи з ґрунтових умов.

$$H_3 = H_{\text{min}} - \sum h_{\text{непр.ш.гр.}} - h_{\text{закл.}} = 157,08 - 1 - 0,45 - 0,3 = 155,33 \text{ м}$$

Зазначимо, що поруч з будівлею, що проектується, сусідніх будівель, споруд немає, комунікацій немає.

Рівень ґрунтових вод розташований на відмітці $150,88 \text{ м}$.

Висновок: Позначку підосви фундаменту призначаємо виходячи з ґрунтових умов. Ця позначка становить $155,33 \text{ м}$.

Мінімальна глибина закладання фундаменту складає:

$$d_{\text{min}} = 157,08 - 155,33 = 1,75 \text{ м}$$

Максимальна глибина закладання фундаменту складає:

$$d_{\text{max}} = 157,27 - 155,33 = 1,94 \text{ м}$$

3.3 Обґрунтування методу влаштування фундаментів з набивних паль із штучно зміцненою основою

На основі інженерно-геологічних вишукувань та аналіз ґрунтів основи встановлено, що близько поверхні залягають слабкі і просідаючі ґрунти. У зв'язку з цим необхідно обґрунтувати вибір фундаменту під будівлю.

У масовому будівництві монолітні фундаменти за своїми техніко-економічними показниками перевершують, як правило, збірні залізобетонні фундаменти [16].

Одним з таких видів монолітних фундаментів є фундаменти у пробитих свердловинах ФПС (його інша назва – набивні палі у пробитій свердловині НППС)

з розширенням у нижній частині із втрамбованого щебеню [16]. Такі фундаменти влаштовують шляхом пробивки порожнин у ґрунті циліндричною трамбівкою діаметром близько 0,5 м, довжиною 3-5 м і масою до 5 т.

Обладнання для пробивання котлованів вирізняється відносною простотою [16]. Трамбівкою пробивають свердловину до заданої глибини. У свердловину засипають щебінь з подальшим його утрамбуванням. Утворюється розширення кулястої форми. Далі свердловину встановлюють арматурний каркас і заливають бетоном. Палі з'єднують між собою ростверком.

Такі фундаменти влаштовують у слабких ґрунтах, зміцнюючи їх. Зміцнення здійснюється за рахунок створення ущільненого ґрунту, насамперед в зоні щебеневого розширення (рис. 3.6). У межах цієї зони ґрунт має підвищені значення механічних властивостей (порівняно з природними ґрунтами). Крім цього, покращені механічні властивості має також зона впливу.

У цій зоні відбувається часткове порушення структури ґрунту без зміни положення його частинок. Від дії цих напружень в проміжній зоні можливе лише часткове руйнування структурних зв'язків. Проте наявність "зони впливу" додатково збільшує несучу здатність основи фундаменту. Також варто зауважити, що лесові ґрунти в межах зони ущільнення втрачають свої властивості просідання.

3.4 Розрахунок фундаменту з набивних паль з штучно зміцненими основами

Приймаємо довжину тіла фундаменту таким чином, щоб прорізати ґрунтово-рослинний шар потужністю 0,3м, просідаючи і слабкі шари ґрунтів (за даними інженерно-геологічних вишукувань такі шари ґрунтів присутні). Тобто, виходячи з інженерно-геологічних умов низ фундаменту можна розмістити вже у 4-му шарі ґрунту (рис. 3.5).

$$\gamma_{II} = \frac{17,9 \cdot 0,3 + 17,16 \cdot 1 + 16,5 \cdot 1,3 + 18,4 \cdot 2,2 + 19,11 \cdot 4,8}{2,7} = 65,25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3} - \text{питома вага товщі}$$

грунту вище розширення, яка визначена як середнє значення нормативних величин.

$$c = \frac{0,6 \cdot 3}{2,25} = 0,8 \text{кПа} - \text{питоме зчеплення товщі ґрунту вище розширення, яке}$$

визначене як середнє значення нормативних величин.

$$\varphi_1 = \frac{0 \cdot 0,35 + 29 \cdot 0,5 + 0,8 \cdot 16 + 0,6 \cdot 21}{2,25} = 20 \text{кПа} - \text{середньозважене значення}$$

розрахункової величини кута внутрішнього тертя, N_γ, N_q, N_c - безрозмірні коефіцієнти несучої здатності при куті нахилу рівнодіючої до вертикалі $\delta = 0$,

$$N_\gamma = 2,88$$

$$N_q = 6,4$$

$$N_c = 14,84$$

N – статичне зусилля, що передається на ґрунт під час трамбування. Базовою машиною є драглайн-екскаватор з фрикційною лебідкою з вантажопідйомністю до 16 т.

$$N = Q + q + \frac{QH}{e(1 + q/Q)},$$

де $Q = 3,5 \text{мт} = 35 \text{кН}$ – вага трамбівки;

$q = 2,1 \text{мт} = 21 \text{кН}$ - вага розширення;

$H = 4 \text{мм}$ - висота скидання трамбівки;

$e = 0,1 \text{мм}$ – відказ трамбівки.

$$N = Q + q + \frac{QH}{e(1 + q/Q)} = 35 + 21 + \frac{35 \cdot 4}{0,1(1 + 21/35)} = 56 + \frac{140}{0,16} = 931 \text{кН}.$$

Форму розширення із жорсткого матеріалу приймаємо у вигляді еліпсоїда обертання з півосями h_{br}, r_{br} (рис. 3.6). Співвідношення $\eta = \frac{h_{br}}{r_{br}}$ залежить від

коефіцієнта водонасичення ґрунту S_r і об'єму втрамбованого жорсткого матеріалу

V_{cr} . Радіус розширення визначають за формулою:

$$r_{br} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot V_{cr}}{4 \cdot \pi \cdot \eta \cdot k_d}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 1,5}{4 \cdot 3,14 \cdot 1,96 \cdot 1,33}} = 0,51 \text{ м}$$

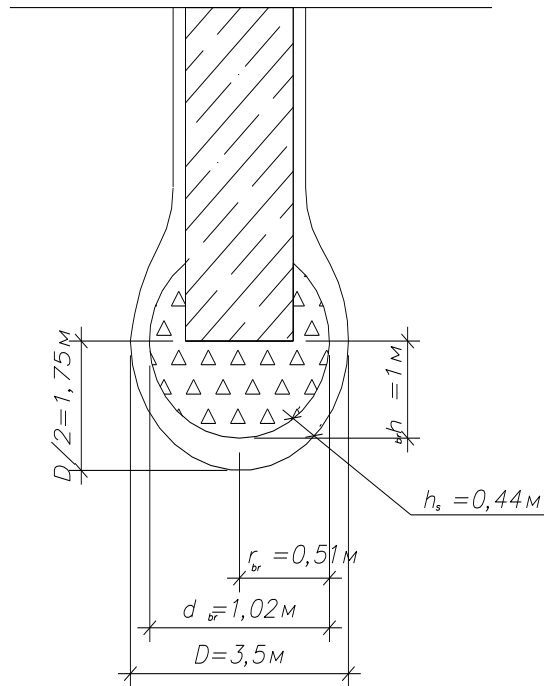


Рисунок 3.6 - Загальний вигляд набивної палі

Коефіцієнт ущільнення щебеню, з якого створено розширення, розраховують за формулою: $k_d = k_{df} \cdot k_{dn} \cdot k_{dv} = 1 \cdot 1 \cdot 1,33 = 1,33$, де $k_{df} = 1$ – коефіцієнт, що залежить від діаметра фракції жорсткого матеріалу (щебеню);

$k_{dn} = 1$ – якщо розширення сформовано від трамбування більш ніж від однієї засипки жорсткого матеріалу;

$$k_{dv} = 1 + 0,754 \lg \left(\frac{\sigma_r}{\sigma_{r.o}} \right) = 1 + 0,754 \lg \left(\frac{0,17}{0,0695} \right) = 1,3$$

$$\sigma_r = \frac{G_r}{A_r} = \frac{35}{0,2} = 175 \text{ кПа} = 0,17 \text{ МПа},$$

де $G_r = 35 \text{ кН}$ - вага трамбівки;

$A_r = 3,14 \cdot 0,250^2 = 0,2 \text{ м}^2$ - площа підшви трамбівки;

$\sigma_{r.o} = 0,0525 + 0,068 \cdot V_{cr1} = 0,0525 + 0,068 \cdot 0,25 = 0,0695 \text{ МПа}$ - початковий статичний тиск в основі трамбівки.

Співвідношення осей визначаємо за формулою $\eta = 0,84 + \frac{1}{k_{pp}} \cdot \frac{V_{cr}}{k_d}$,

де $k_{pp} = 1$ - для суглинку

$$\eta = 0,84 + \frac{1}{k_{pp}} \cdot \frac{V_{cr}}{k_d} = 0,84 + \frac{1}{1} \cdot \frac{1,5}{1,33} = 1,96$$

Оскільки $r_{br} = 0,51 \text{ м}$, то $h_{br} = 0,51 \cdot 1,96 = 1 \text{ м}$. Знайдемо площу поперечного перерізу розширення $A_{br} = \pi \cdot r_{br}^2 = 3,14 \cdot 0,51^2 = 0,81 \text{ м}^2$.

Радіус ущільненої зони ґрунту знайдемо за формулою:

$$r_s = \frac{1}{2} \left(D - (D - d_{dr}) \sqrt{\frac{e_a - e_{a.x}}{e_a - e_{a.\min}}} \right),$$

де $e_a = \frac{\rho_s}{\rho} - 1 = \frac{2,7}{1,9} - 1 = 0,42$ - коефіцієнт активної пористості;

$e_{a.\min} = 0,52 - 0,27 S_r = 0,52 - 0,27 \cdot 0,83 = 0,3$ - мінімальне значення пористості;

$S_r = 0,83$ - коефіцієнт водонасичення для четвертого шару, в якому буде знаходитися розширення;

$$e_{a.x} = \frac{\rho_s}{\rho_{d.s.x}(1+w)} - 1 = \frac{2,7}{1,6 \cdot (1+0,23)} - 1 = 0,37$$
 - коефіцієнт активної пористості на

межі зони достатнього ущільнення;

$\rho_{d.s.x} = 1,6 \text{ т/м}^3$ - щільність сухого ґрунту на межі зони достатнього ущільнення,

яку прийнято при щільності сухого ґрунту природного стану $\rho_d = 1,51 \text{ т/м}^3 \geq 1,5 \text{ т/м}^3$

;

$W = 0,23$ - вологість ґрунту,

$d_{br} = 2r_{br} = 2 \cdot 0,51 = 1,02 \text{ м}$ - діаметр розширення;

$$D = d_{br} \sqrt{\frac{1 + e_a}{e_a - e_{a.\min}}} = 1,02 \cdot \sqrt{\frac{1 + 0,42}{0,42 - 0,3}} = 3,5 \text{ м} - \text{діаметр зони поширення}$$

ущільнення.

$$r_s = \frac{1}{2} \left(D - (D - d_{dr}) \sqrt{\frac{e_a - e_{a.x}}{e_a - e_{a.\min}}} \right) = \frac{1}{2} \left(3,5 - (3,5 - 1,02) \sqrt{\frac{0,42 - 0,37}{0,42 - 0,3}} \right) = 0,95 \text{ м}.$$

Знайдемо товщину ущільненої зони $h_s = r_s - r_{br} = 0,95 - 0,51 = 0,44 \text{ м}$.

Знайдемо площу поперечного перерізу ущільненої зони

$$A_s = \pi \cdot r_s^2 = 3,14 \cdot 0,95^2 = 2,83 \text{ м}^2.$$

Уточнимо мінімальну висоту фундаменту:

$$h_{\min} = \frac{\frac{N}{A_{br}} - 1,5 N_j r_{br} \overline{\gamma_{II}} - 1,3 N_c c}{2,5 N_g \overline{\gamma_{II}}} = \frac{\frac{931}{0,81} - 1,5 \cdot 2,88 \cdot 0,51 \cdot 17,65 - 1,3 \cdot 14,84 \cdot 0,8}{2,5 \cdot 6,4 \cdot 17,65} = 3,8 \text{ м}$$

Фундамент у пробитих свердловинах розраховують за несучою здатністю,

виходячи з такої умови: $N \leq \frac{F_f}{\gamma_n}$, де

$$N = \frac{F_v}{n} \pm \frac{M_x Y}{\sum_{i=1}^n y_i} - \text{вертикальне навантаження, яке діє на фундамент.}$$

$\gamma_n = 1,4$ – коефіцієнт надійності, якщо несуча здатність визначена за розрахунком;

F_d – несуча здатність фундаменту;

$F_{d1} = \gamma_c R_{cr} A_r = 1 \cdot 1000 \cdot 0,2 = 2000 \text{ кН}$ – несуча здатність фундаменту за жорстким матеріалом;

$\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи фундаменту;

$R_{cr} = 1000 \text{ кН}$ – розрахунковий опір жорсткого матеріалу (для щебеню);

$$F_{d2} = \gamma_c \left(\gamma_{br} R_s A_{br} + u_m \sum_{i=1}^m \gamma_{cf} f_i h_i \right) = 1 \cdot (1,2 \cdot 2000 \cdot 0,81 + 1,57 \cdot (0,9 \cdot 15 \cdot 0,75)) = 1960 \text{ кН}$$

несуча здатність фундаменту за ущільненим ґрунтом;

$\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи фундаменту для не лесових ґрунтів;

$\gamma_{br} = 1,2$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту під розширенням;

$\gamma_{cf} = 0,9$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту за бічною поверхнею фундаменту;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, що контактує з бічною поверхнею фундаменту;

$$h_1 = 0,75 \text{ м},$$

f_i – розрахунковий опір ґрунту за бічною поверхнею частини фундаменту;

$$f_1 = 15 \text{ кПа}$$

$R_s = 2400 \text{ кПа}$ – розрахунковий опір ущільненого ґрунту під розширенням на глибині закладення подошви фундаменту 10 м і показника текучості $I_L = 0,4 < 0$, використовуючи метод лінійної інтерполяції.

Несуча здатність фундаменту за ґрунтом природного стану, що підстилає ущільнену зону:

$$F_{d3} = \gamma_c \left(\gamma'_g R A_s + u_m \sum_{i=1}^m \gamma_{cf} f_i h_i \right) = 0,8 \cdot (1,8 \cdot 214 \cdot 2,83 + 7) = 877,7 \text{ кН}$$

де $\gamma_c = 0,8$ – коефіцієнт умов роботи фундаменту не для лесових ґрунтів;

$\gamma_{cf} = 0,9$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту за бічною поверхнею фундаменту;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, що контактує з бічною поверхнею фундаменту;

$$h_1 = 0,75 \text{ м},$$

f_i – розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні частини фундаменту;

$$f_1 = 15 \text{ кПа}$$

$u_m = 3,14 \cdot 0,5 = 1,57 \text{ м}$ – периметр поперечного перерізу фундаменту;

$\gamma'_g = 1,8$ – коефіцієнт умов роботи підстилаючого шару ґрунту для глибини витрамбування 3,5 м;

$R = (k \cdot p_{sl} - \sigma_{zg} + \alpha \cdot \sigma_{zg,0}) / \alpha$ – розрахунковий опір підстилаючого шару ґрунту;

k – коефіцієнт, який приймається рівним 1,5, якщо міцнісні характеристики ґрунту визначені безпосередньо дослідом;

p_{sl} – початковий тиск просідання, кПа;

σ_{zg} та $\sigma_{zg,0}$ – напруження від власної ваги ґрунту відповідно на покрівлі підстильного шару і на рівні розширення, кПа;

$\alpha = 0,88$ – коефіцієнт розсіювання додаткового тиску на покрівлі ґрунту природного складу.

$$\sigma_{zg} = 17,9 \cdot 0,35 + 18,1 \cdot 0,5 + 16,2 \cdot 0,8 + 2,35 \cdot 19 = 73 \text{ кПа} = 0,073 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{zg,0} = 17,9 \cdot 0,35 + 18,1 \cdot 0,5 + 16,2 \cdot 0,8 + 19 \cdot 1,6 = 58,71 \text{ кПа} = 0,059 \text{ МПа}$$

$$R = (1,5 \cdot 0,14 - 0,073 + 0,88 \cdot 0,059) / 0,88 = 0,214 \text{ МПа} = 214 \text{ кПа}$$

З розрахунків отримана наступні значення несучої здатності: $F_{d1} = 2000 \text{ кН}$, $F_{d2} = 1960 \text{ кН}$, $F_{d3} = 877,7 \text{ кН}$. Вибираємо найменше з них, яке і буде розрахунковим. $F_{d1} = 877,7 \text{ кН}$.

$$P = \frac{F_{d1}}{\gamma_n} = \frac{877,7}{1,4} = 627 \text{ кН} \text{ – розрахункове навантаження, що є гранично}$$

допустимим для палю.

Визначаємо максимальну відстань, якої треба дотримуватися між сусідніми

$$\text{фундаментами } l_w = \frac{P}{F_v} = \frac{627}{163,4} = 3,8 \text{ м}. \text{ Приймаємо } l_w = 4 \text{ м}$$

$$\text{Мінімальне значення } l_w = 3 \cdot b_p = 3 \cdot 0,3 = 0,9 \text{ м}$$

Розрахункове навантаження на фундамент при $l_w = 0,9 \text{ м}$

$$N = 0,9(164,3 + 1,5 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 3) = 149,2 \text{ кН} < 415,7 \text{ кН}.$$

Отже, умова розрахунку фундаменту за першим граничним станом виконується.

Визначаємо осідання одиничного фундаменту:

$$S = \frac{0,22 \cdot F_v}{G_2 \cdot d_{br}} + \frac{F_v \cdot h_k}{E_b A} = \frac{0,22 \cdot 149,2}{4060 \cdot 1,02} + \frac{149,2 \cdot 0,75}{26 \cdot 10^6 \cdot 0,196} = 0,008 \text{ м} = 8 \text{ мм} < S_U = 8 \text{ см}.$$

Отже, умова розрахунку за другим граничним станом забезпечена.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1. Техніка безпеки при виконанні електрозварювальних робіт

При виконанні електрозварювальних робіт необхідно дотримуватися вимог ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві та інших стандартів, а також вимог "Правил техніки безпеки і виробничої санітарії при електрозварювальних роботах".

Перед початком електрозварювальних робіт перевіряємо справність заземлення електрозварювальних апаратів, ізоляцію зварювальних проводів електротримачів, наявність гумового килимка чи дерев'яної решітки на робочому місці. Зварювальні агрегати при перервах повинні бути відключені від джерела струму. Зачищати електроди при включеному апараті забороняється проводити електродугове зварювання на відстані ближче ніж 10 м від місць зберігання вогненебезпечних і вибухонебезпечних речовин та матеріалів.

Робоче місце електрозварювальника огорожується щитами висотою 1.8 м.

Зварювальні роботи проводити в брезентовому спецодязі і щитком обладнаним світлофільтром. Світлофільтри марки ЕС-500, розраховані на силу струму 500 А Підсобний персонал, що обслуговує електрозварювальні роботи забезпечується захисним склом марки ВЕС-3. Скло темно-зеленого кольору, вправлене в оправу.

Брезентова куртка одягається на випуск, а штани в взуття не заправлені. На одязі не повинно бути складок і розривів тканини. Для запобігання загорання одяг оберігається від промаслювання.

Для підведення струму до електрозварювальних апаратів і електротримачів проектом передбачене застосування ізольованих гнучких кабелів, розрахованих на надійну роботу при максимальних електричних навантаженнях. З'єднання зварювальних проводів проводиться зварюванням, пресовкою, пайкою Підключення кабелів до зварювального обладнання проводиться при допомозі припаяних кабельних наконечників. При переміщенні зварювальних проводів

приймаються заходи направлені на запобігання пошкодження їх ізоляції, контакту з водою, металевими конструкціями.

Металеві частини електрозварювального обладнання, які не знаходяться під напругою, а також зварювальні вироби і конструкції на період проведення електрозварювальних робіт заземлити.

При відсутності навісу над місцем проведення електродугового зварювання під час дощу роботу припинити.

4.2 Пожежна безпека при експлуатації будівлі

Пожежна безпека повинна забезпечуватись шляхом проведення організаційних, технічних та інших заходів, спрямованих на попередження пожеж, забезпечення безпеки людей, зниження можливих майнових втрат і зменшення негативних екологічних наслідків у разі їх виникнення, створення умов для швидкого виклику пожежних підрозділів та успішного гасіння пожеж.

Для забезпечення вимог державних будівельних норм та правил щодо протипожежного захисту передбачити наступні інженерно-технічні та режимні заходи:

1. Багатоквартирний будинок обладнати системами пожежної автоматики:
 - автоматичною пожежною сигналізацією – всі приміщення (крім приміщень з вологими процесами);
 - передбачити виведення сигналу про спрацювання установок пожежної автоматики на пульт централізованого пожежного спостереження м. Золочів;
2. Передбачити систему оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей 3-го типу, яка включає:
 - звуковий спосіб оповіщення (дзвінок, тонований сигнал та ін.);
 - мовленнєвий запис і передача спеціальних текстів;
 - світловий спосіб оповіщення:
 - а) світловий сигнал, що блимає;
 - б) світлові покажчики "Вихід";

в) світлові покажчики напрямку руху з включенням окремо для кожної зони;

- зв'язок зони оповіщення з диспетчерською;
- оповіщення виконувати спочатку обслуговуючого персоналу, а потім усіх інших за спеціально розробленою черговістю;

3. Приймально-контрольні прилади пожежної автоматики встановити в приміщенні першого поверху, яке забезпечене природним і аварійним освітленням та має вихід безпосередньо назовні (або через коридор, вестибюль);

4. На першому поверсі багатоквартирного будинку встановити сигналізацію до вибухонебезпечних концентрацій газів з виведенням сигналу про спрацювання на об'єднаний диспетчерський пульт;

5. В приміщеннях багатоквартирного будинку виконати аварійне освітлення (евакуаційне освітлення та освітлення безпеки);

6. Шафи пожежних кранів укомплектувати рукавами довжиною 20 м та стволами відповідного діаметра, а також двома переносними вогнегасниками. На дверях пожежних шаф вказати після літерного індексу "ПК" порядковий номер крана та номер телефону для виклику пожежної охорони;

7. Забезпечити багатоквартирний будинок первинними засобами пожежогасіння (вогнегасниками) згідно Типових норм належності вогнегасників. Вогнегасники встановити у легкодоступних місцях (коридорах, біля входів або виходів з приміщень тощо), а також у пожежонебезпечних місцях, де найбільш вірогідна поява осередків пожежі (відстань між розташуванням вогнегасників не повинна перевищувати 20м);

Забезпечення пожежної безпеки покладається на власників багатоквартирного будинку, які зобов'язані:

- розробляти комплексні заходи щодо забезпечення пожежної безпеки;
- розробляти та затверджувати положення, інструкції, інші внутрішні нормативні акти;
- забезпечувати дотримання протипожежних вимог, стандартів, норм та правил, а також виконання вимог приписів і постанов органів державного пожежного нагляду;

- організувати навчання працівників правилам пожежної безпеки;
- утримувати у справному стані засоби протипожежного захисту і зв'язку, пожежну техніку, обладнання та інвентар, недопускати використання не за призначенням;
- подавати на вимогу державної пожежної охорони відомості та документи про стан пожежної безпеки об'єкту;
- своєчасно інформувати пожежну охорону про несправність систем протипожежного захисту, водопостачання.

В будинку наказом встановити відповідний протипожежний режим і визначені:

- визначені місця для паління;
- порядок проведення тимчасових пожежонебезпечних робіт, в тому числі зварювальних;
- порядок відключення від мережі електрообладнання у разі пожежі;
- порядок проходження посадовими особами навчання та перевірки знань з питань пожежної безпеки, а також проведення з жителями будинку протипожежних інструктажів та знань з пожежно-технічного мінімуму з призначенням відповідальних за їх проведення;

В багатоквартирному будинку розробити та вивісити на видних місцях плани евакуації людей на випадок пожежі, на доповнення до схематичного плану евакуації опрацювати інструкцію, що визначає дії мешканців щодо забезпечення швидкої евакуації, за якою не рідше одного разу на півроку проводити практичні тренування всіх задіяних жителів будинку.

У приміщеннях на видних місцях біля телефонів вивісити таблички із зазначенням номера телефону для виклику пожежної охорони.

Евакуаційні шляхи і виходи утримувати вільними, нічим не захаращувати.

Виконати інші заходи передбачені відповідними нормативними актами України з питань пожежної безпеки, які спрямовані на забезпечення безпечної евакуації людей під час пожежі, оперативну ліквідацію осередків пожежі, захист матеріальних цінностей.

4.3 Протирадіаційне укриття

В процесі проектування передбачена можливість пристосування підвального поверху під протирадіаційне укриття для захисту мешканців будинку на випадок радіоактивного забруднення місцевості.

4.3.1 Об'ємно - планувальні рішення

Згідно з ДБН В 2.25-97 в протирадіаційному укритті передбачені такі приміщення:

- приміщення для розміщення людей;
- санвузли,
- вентиляційна,
- приміщення для зберігання верхнього забрудненого одягу.

1. Приміщення для розміщення людей.

Приміщення для розміщення людей передбачається в підвальному поверсі по осях А-В, 1-15. Згідно з п.2,45 ДБН в приміщенні можливе розміщення 240 осіб.

2. Санвузли. Передбачено 2 санвузла

3. Вентиляційна.

Передбачена природня вентиляція із розрахунків подачі повітря 10м^3 за год на 1 людину.

4. Приміщення для зберігання верхнього забрудненого одягу.

Передбачено 2 кімнати поз.3. Загальна площа 4 м^2 .

4.3.2 Конструктивні рішення

Стіни виконані з фундаментних блоків.

Утеплювач - мінераловатні плити. Перегородки приймаються з цегли, товщина перегородок 65,120,250мм.

Перекриття - ребристе монолітне залізобетонне.

Підлоги: стяжки - бетонні, цементні;

Захист конструкції – рубероїдом.

Внутрішнє оздоблення: покращена вапняна штукатурка, затирання поверхонь під фарбування, клейова побілка, вапняна побілка, олійне пофарбування, облицювання керамічними глазурованими плитками.

Цоколь: штукатурка під сірий граніт

4.3.3 Водопостачання, водовідведення, опалення

4.3.3.1 Водопостачання

Згідно технічних умов водопостачання житлового будинку буде здійснюватись від підвищувальної насосної станції, яку запроектовано в даному кварталі. Мережі запроектовані із полівінілхлоридних труб по ТУ 6-19-213-85 в дуже посиленій гідроізоляції.

Існуючий водопровід діаметром 200мм, що попав під забудову, підлягає демонтажу.

4.3.3.2 Водовідведення

Стоки від житлового будинку, надходять в дворові мережі, які підключаються до існуючого каналізаційного колектора діаметром 600мм.

Каналізаційні мережі запроектовані із азбестоцементних труб діаметром 150-200мм.

Водовідведення дощових вод передбачено в дощову каналізацію. Мережі дощової каналізації запроектовані із азбестоцементних труб.

4.3.3.3 Опалення

Теплопостачання кварталу, в якому розташований 10-ти поверховий житловий будинок, що проектується, здійснюється централізовано від котельної. Котельна

подає тепло та гарячу воду. Котельня передбачена для потреб систем опалення житлового будинку, вентиляції вбудованих приміщень першого поверху та гарячого водопостачання.

4.3.4 Розрахунок коефіцієнту протирадіаційного захисту

По ДБН згідно п. 6,15 за формулою

$$K_3 = \frac{4.5K_n}{V_1 + xK_n};$$

де K_n - кратність ослаблення перекриттям вторинного випромінювання.

V_1 - коефіцієнт який залежить від висоти і ширини приміщення.

x - частина сумарної дози радіації, яка проникає в приміщення через входи і визначається за формулою:

$$x = K_{ex} \cdot \Pi_{90},$$

де Π_{90} - коефіцієнт, який враховує тип і характеристику входу.

K_{ex} - коефіцієнт, який характеризує конструктивні особливості входу.

За табл. 28 ДБН $K_n = 30$

За табл. 29 $V_1 = 0,19$,

За табл. 31 $\Pi_{90} = 0,5$,

За табл. 32 $K_{ex} = 0,004$,

$$x = K_{ex} \cdot \Pi_{90} = 0,004 \cdot 0,5 = 0,002,$$

$$K_3 = \frac{4.5K_n}{V_1 + xK_n} = \frac{4,5 \cdot 30}{0,19 + 0,002 \cdot 30} = 540 > 200.$$

Отже, умова виконана.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Наведено архітектурні рішення багатоповерхового житлового будинку. Особливістю є складна у плані конфігурація, яка визначає присутні конструктивні рішення – цегляні несучі стіни і монолітні міжповерхові перекриття.
2. Проведені інженерно-геологічні роботи засвідчили, що на будівельному майданчику присутні просідаючі ґрунти.
3. На основі отриманих результатів щодо ґрунтів основи під фундаментами обґрунтовано вибір типу фундаменту – набивні палі зі зміцненням основ під пальовий фундамент. Зміцнення ґрунтів щебенем розширило свердловину у нижній частині і зміцнило ґрунт під палями. Наведено розрахунок такого типу фундаменту.
4. Запропоновано технологічну схему виконання фундаменту у просідаючих ґрунтах з набивних паль з їх розширенням у нижній частині втрамбованим щебенем.
5. Зазначено переваги і недоліки вибраного типу фундаменту.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. ДБН А.2.2-3-2014 «Склад, та зміст проектної документації на будівництво» [На заміну ДБН А.2.2-3-2012; чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України 2014, 40 с.;
2. ДСТУ Б А.2.4-4-2009 «Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги для проектної та робочої документації» [На заміну ДСТУ Б А.2.4-4-99 (ГОСТ 21.101-97); чинний від 2009-01-24]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2009, 66 с.;
3. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій» [На заміну ДБН Б.2.2-12:2018; чинний від 2019-04-26]. Вид. офіц. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України 2019, 117 с.;
4. ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» [На заміну ДБН В.1.1-12:2006; чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2014, 110 с.;
5. ДБН В.1.2-2:2006 «Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування» [Чинний від 2006-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України 2006, 75 с.;
6. ДБН В.2.1-10-2009 «Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти. Основні положення проектування» [чинний від 2009-07-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2009, 78 с.;
7. ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» [На заміну СНіП 2.03.01-84; чинний від 2011-06-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2011, 71 с.;
8. ДБН В.2.6-198:2014 «Сталеві конструкції. Норми проектування» [На заміну ДСТУ Б В.2.6-194:2013 та ДБН В.2.6-163:2010 у частині розділу 1; чинний від 2015-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України 2014, 199 с.;

9. ДСТУ Б А.2.4-15:2008 «Антикорозійний захист конструкцій будівель і споруд» [На заміну ГОСТ 21.513-83; чинний від 2010-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2009, 13 с.;

10. ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» [На заміну СНиП III-4-80; чинний від 2012-04-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України 2012, 116 с.;

11. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія» [На заміну СНиП 2.01.01-82 і таблиці 2 ДСТУ-Н Б А.2.2-5:2007; чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України 2011, 123 с.;

12. ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги» [На заміну ДБН В.1.1-7-2002; чинний від 2017-06-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України 2017, 35 с.;

13. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів [На заміну СНиП 3.02.01-87; чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України 2013, 82 с.;

14. ДБН В.2.1-10-2018 «Основи і фундаменти будівель. Основні положення» [На заміну ДБН В.2.1-10-2009; чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України 2018, 36 с.;

15. Зоценко М.Л. Особливості визначення осідань основ плитних фундаментів зерносховищ силосного типу / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, С.Ф. Пічугін, М.В. Бібік, В.І. Марченко, М.І. Лапін // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во). – Полтава: ПНТУ, 2009.– Вип. 2 (27). - С. 101 – 110.

16. Червинський Я. Й. Дослідження технічного стану будівель та споруд при небезпечних геологічних процесах / Я. Й. Червинський, О. О. Петраков, М. Л. Зоценко, Ю. Л. Винников, В. А. Титаренко, В. Д. Шумінський, С. В. Степанчук, А. М. Дворник, Я. І. Домбровський // Наука та будівництво. - 2014. - № 2. - С. 17-24.

17. Бурові ґрунтоцементні палі, які виготовляються за бурозмішувальним методом: Монографія / М.Л.Зоценко, Ю.Л. Винников, В.М. Зоценко. –Харків: «Друкарня Мадрид», 2016. – 94 с.

18. Корнієнко М.В., Карпенко Д.А. Несуча здатність буронабивних паль з розширенням в лесових ґрунтах за результатами статичних випробувань. // Основи і фундаменти: Міжвід. наук.- тех. зб. – Вип. 31. – К.: Будівельник, 2008, С. 54-63.

19. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.