

Вінницький національний технічний університет
(повне найменування навчального закладу)

Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії

(повне найменування інституту, назва факультету (відділення))

Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури

(повна назва кафедри (предметної, циклової комісії))

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

«Використання нетрадиційного конструктивного рішення банкетів при підсиленні фундаментів мілкового закладання»

Виконав: студент 2 курсу, групи Б-21м
спеціальності

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва підготовки спеціальності)

[Handwritten signature]

Блах М. М.

(прізвище та ініціали)

Керівник: к.т.н, доцент

(вчений ступінь посада)

[Handwritten signature]

Маєвська І. В.

(прізвище та ініціали)

«20» 12 2022 р.

Опонент: ген. консл.

(вчений ступінь посада)

[Large handwritten signature]

Романчук К. К.

(прізвище та ініціали)

«20» грудня 2022 р.

Допущено до захисту

Завідувач кафедри БМГА

[Handwritten signature]

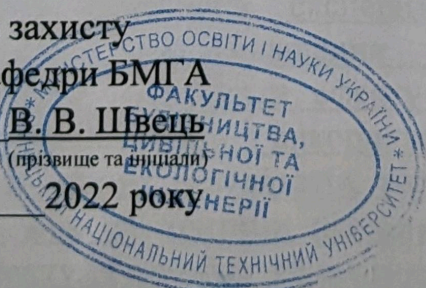
(підпис)

В. В. Швець

(прізвище та ініціали)

«20» 12

2022 року



Вінниця – 2022 року

Вінницький національний технічний університет

(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Будівництва, цивільної та екологічної інженерії

Кафедра Будівництва, міського господарства та архітектури

Ступінь вищої освіти магістр

Галузь знань 19 Архітектура та будівництво

(шифр і назва)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

Освітня програма Промислове та цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри БМГА

Швець В.В.

“ 5 ”

40

2022 року

ЗАВДАННЯ

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРАНТА

Блаху Миколі Миколайовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Використання нетрадиційного конструктивного рішення

банкетів при підсиленні фундаментів мілкого закладання

керівник проекту (роботи) Маєвська І.В., к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом вищого навчального закладу від “ 14 ” 09 2022 року № 203

2. Строк подання студентом роботи 30.11.2022 р.

3. Вихідні дані до роботи Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту проектування, результати інженерно-геологічних вишукувань. Передбачається реконструкція існуючої будівлі фабрики у підприємство з вирощування креветок в м. Жмеринка, каркасної конструкції з збірним залізобетонним каркасом. Переkritтя збірні залізобетонні з монолітними ділянками. Покрівля плоска. Передбачене збільшення навантажень на переkritтя, що потребує підсилення фундаментів.

4. Зміст текстової частини (перелік питань, які потрібно розробити) Вступ (актуальність та новизна наукових досліджень, об'єкт, предмет, мета і задачі, практична значимість, методи досліджень, апробація)

1. Науково-дослідна частина (Огляд експериментальних досліджень банкетів, розташованих за стандартним і альтернативними методами при підсиленні фундаменту мілкого закладання. Аналіз методів розрахунку банкетів в рівні підшви фундамента. Планування фізичного експерименту з визначення впливу способу влаштування банкетів на збільшення несучої здатності фундамента при підсиленні. Результати фізичного експерименту з визначення впливу способу влаштування банкетів на збільшення несучої здатності фундамента при підсиленні. Порівняльні розрахунки ефекту від підсилення фундамента банкетами, влаштованими різними способами з використанням методики, запропонованої чинними нормами. Аналіз одержаних результатів, виявлення найбільш впливових чинників на перерозподіл зусиль між елементами підсилення та існуючим фундаментом у складі підсиленого фундамента. Розробка рекомендацій з розрахунку ефекту підсилення за нетрадиційними методами.

2. Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту (розрахунок планувальних відміток генплану, специфікації на збірні залізобетонні конструкції, віконні та дверні заповнення, експлікація підлоги, теплотехнічний розрахунок).

3. Основи та фундаменти (розробка конструктивного рішення підсилення фундаменту за методикою норм та у варіанті з використанням результатів досліджень)

4. Розробка заходів з охорони праці та цивільного захисту.

5. Економічна частина (визначення економічного ефекту від впровадження результатів наукової розробки на прикладі технічного об'єкту).

Висновки

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

1. Науково-дослідний розділ – 5-8 арк. (плакати, що ілюструють результати науково-дослідної роботи)

2. Архітектурно-будівельні рішення – 2 арк. (фасад, генеральний план, плани, план покрівлі, розріз, вузли)

3. Основи та фундаменти – 1-2 арк. (план фундаментів для двох варіантів, робочі креслення фундаментів, специфікації)

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	виконання прийняв
1-3 розділи	Маєвська І.В., к.т.н, доц кафедри БМГА	<i>МВ</i>	<i>МВ</i>
Технічний розділ	Маєвська І.В., к.т.н, доц кафедри БМГА	<i>МВ</i>	<i>МВ</i>
Розділ економіки	Лялюк О. Г., к.т.н, доц кафедри БМГА	<i>ОГ</i>	<i>ОГ</i>
Розділ ОП	Кобилянська І.М., к.пед.н, доцент каф. БЖДПБ	<i>ІМ</i>	<i>ІМ</i>

7. Дата видачі завдання 05.10.2022 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Складання вступу до МКР	11.10-16.10.22	
2	Науково-дослідна частина	02.09-30.10.22	
3	Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту	17.10-31.10.22	
4	Основи та фундаменти	01.11-10.11.22	
5	Охорона праці та цивільний захист	11.11-17.11.22	
6	Економічна частина	18.11-23.11.22	
7	Оформлення МКР	24.11-27.11.22	
8	Подання МКР на кафедру для перевірки	28.11-30.11.22	
9	Попередній захист	01.12-03.12.22	
10	Рецензування	05.12-10.12.22	

Студент

МВ
(підпис)

Блах М. М.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

МВ
(підпис)

Маєвська І. В.

(прізвище та ініціали)

Анотація

УДК. 624.15

Блах М. М. Використання нетрадиційного конструктивного рішення банкетів при підсиленні фундаментів мілкового закладання. Магістерська кваліфікаційна робота зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма – Промислове та цивільне будівництво. Вінниця: ВНТУ, 2021. 113 с.

Укр. Мовою. Бібліогр.: 37 назви; рис. 32; табл. 16.

У магістерській кваліфікаційній роботі досліджено особливості підсилення фундаментів мілкового закладання банкетами нетрадиційними методами. Виконаний аналіз сучасного стану питання з підсилення фундаменту мілкового закладання банкетами, що дозволило здійснити фізичне моделювання фундаментів мілкового закладання банкетами за стандартним (підсилення банкетами в рівні подошви фундаментів) та нетрадиційними методами (підсилення банкетами зверху, в рівні ґрунту та палями зверху) у дослідному лотку, в лабораторії. Третій розділ включає в себе розроблену методику розрахунку потрібної ширини банкетів, що влаштовуються без відкопування ґрунту.

Технічна частина включає в себе реконструкцію хутряної фабрики у місті Жмеринка, інженерно-технічна документація якої дозволяє впровадити досліджені методи підсилення фундаментів. Методом підсилення банкетами в рівні подошви фундаментів, та методом підсилення фундаментів банкетами в рівні ґрунту було розраховане підсилення існуючих фундаментів згідно з розробленою методикою.

Економічний розділ включає в себе розрахунок вартості підсилення фундаментів нетрадиційним способом та визначення його економічного ефекту.

Розділ охорони праці та безпеки включає в себе дослідження згідно з чинними нормами будівлі, що реконструюється безпеки у надзвичайних ситуаціях

Магістерська кваліфікаційна робота містить 12 аркушів графічної частини

Ключові слова: фундамент, несуча здатність фундаменту, банкет, несуча здатність банкету, відкопування ґрунту, підсилення фундаменту.

ABSTRACT

Blah M. M. The use of non-traditional constructive solution of banquettes in strengthening foundations of shallow laying. Master's thesis on specialty 192 - Construction and civil engineering, educational program - Industrial and civil construction. Vinnytsia: VNTU, 2021. 113 p.

In Ukrainian language. Bibliographer: 37 titles; fig. 32; tabl. 16.

In the master's qualification work, the peculiarities of strengthening foundations of shallow foundations with banquettes by non-traditional methods were investigated. An analysis of the current state of the issue of strengthening the foundation of shallow foundation with piles was carried out, which made it possible to carry out physical modeling of foundations of shallow foundation with piles according to standard (reinforcement with piles at the level of the sole of the foundations) and non-traditional methods (reinforcement with piles from above, at soil level and piles from above) in an experimental tray, in the laboratory. The technical part includes a developed methodology for calculating the required width of banquettes, which are arranged without digging up the soil.

The technical part includes the reconstruction of a fur factory in the city of Zhmerinka, the engineering and technical documentation of which allows implementing the researched methods of strengthening the foundations. The reinforcement of the existing foundations was calculated by the method of strengthening the foundations with banquettes at the level of the soles of the foundations, and by the method of strengthening the foundations with banquettes at the soil level according to the developed methodology.

The economic section includes the calculation of the cost of strengthening the foundations in an unconventional way and determining its economic effect.

The occupational health and safety section includes a study in accordance with the current regulations of the building, which is reconstructed for safety in emergency situations.

The master's qualification work contains 12 sheets of the graphic part

Key words: foundation, bearing capacity of the foundation, banquet, bearing capacity of the banquet, excavation of the soil, strengthening of the foundation.

Зміст

ВСТУП	10
РОЗДІЛ 1	13
Аналіз сучасного стану питання з підсилення фундаментів мілкового закладання банкетами	13
Висновки за розділом 1.....	25
РОЗДІЛ 2	26
Фізичне моделювання фундаментів мілкового закладання з підсиленням банкетами за стандартним та нетрадиційними методами	26
2.1 Підготовка фізичного експерименту.....	26
2.2 Фізичний експеримент.....	29
2.3 Обробка результатів дослідів.....	35
Висновки за розділом 2.....	35
РОЗДІЛ 3	36
Розробка методики з визначення потрібної ширини банкетів, що влаштовуються без відкопування ґрунту	36
3.1 Приклад розрахунку потрібних розмірів банкетів за методикою норм для одного з варіантів	36
3.2 Пропозиція з визначення розмірів банкетів при улаштуванні їх у рівні ґрунту.....	46
3.3 Обробка результатів розрахунків для всіх варіантів.....	49
Висновки за розділом 3.....	53
РОЗДІЛ 4	55
Технічний розділ	55
4.1 Архітектурно-будівельні рішення.....	55
4.1.1 Результати обстеження об'єкту	55
4.1.2 Конструктивна характеристики.....	59
4.1.3 Висновки стосовно технічного стану споруди та рекомендації щодо її подальшої експлуатації	68
4.2 Розрахунок підсилення фундаментів	70
4.2.1 Аналіз інженерно-геологічних умов будівництва	70
4.2.2 Збір навантажень на фундаменти	73
4.2.3 Підсилення фундаментів в рівні підосви фундаменту.....	76
4.2.4 Розрахунок армування банкетів, в рівні підосви фундаментів	80

	9
4.2.5 Підсилення фундаментів в рівні ґрунту.....	82
4.2.6 Розрахунок армування банкетів, в рівні ґрунту.....	87
Висновки за розділом 4.....	88
РОЗДІЛ 5	89
Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	89
5.1 Вступна частина	89
5.2 Електробезпека.....	90
5.3 Технічні рішення з гігієни праці і виробничої санітарії	92
5.3.1 Мікроклімат	92
5.3.2 Склад повітря робочої зони.....	93
5.3.3 Виробниче освітлення	94
5.3.4 Виробничий шум.....	96
5.3.5 Виробничі вібрації	97
5.2.6 Психофізіологічні фактори	99
5.3 Безпека у надзвичайних ситуаціях.....	100
Висновки за розділом 5.....	103
РОЗДІЛ 6	105
Економічна частина	105
6.1 Техніко-економічне порівняння фундаментів	105
6.2 Порівняльні кошторисні розрахунки вартості та трудомісткості підсилення фундаментів.....	106
Висновки за розділом 6.	108
Висновки	109
Список використаних джерел	110
Додаток А. Протокол перевірки магістерської кваліфікаційної роботи	114
Додаток Б. Локальні кошториси	115
Додаток В. Відомість аркушів графічної частини	119

ВСТУП

Актуальність теми. Підсилення фундаментів – це роботи по відновленню початкових експлуатаційних характеристик, що відповідають вказаним в проєкті, а також укріплення спеціальними методами для збільшення допустимих навантажень на несучі конструкції.

Традиційний спосіб підсилення банкетами полягає в розміщенню банкет в рівні підшви фундаменту, що потребує відкопування ґрунту до рівня підшви фундаменту вручну, з великою кількістю працевитрат та економічних витрат. Тому запропоновано нетрадиційний метод підсилення, зокрема підсилення в рівні ґрунту, дослідження якого наявні в літературних та інтернет ресурсах, а також підсилення палями в рівні ґрунту, експериментальні дослідження яких досі не проводилось, що підтверджує актуальність теми роботи.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконувалась на кафедрі Будівництва, міського господарства та архітектури ВНТУ згідно з тематичним планом науково-дослідної роботи кафедри БМГА БОК1/14 «Дослідження напружено-деформованого стану системи будівля-фундамент-основа в цілому та окремих її елементів і інноваційних технологій автоматизованого проєктування, документування і управління проєктами об'єктів будівництва». Назва етапу: «Підсилення стрічкового фундаменту банкетами без відкопування ґрунту».

Мета та задачі дослідження. Метою роботи є дослідження несучої здатності банкетів з нетрадиційним конструктивним рішенням та їх реалізація.

Для досягнення поставленої мети необхідно розв'язати наступні задачі:

- огляд експериментальних досліджень банкетів, розташованих за стандартним та нетрадиційними методами при підсиленні фундаментів мілкового закладання;

- підготовка до фізичного експерименту з дрібномасштабними моделями фундаментів, різних способів улаштування банкетів;
- проведення фізичного експерименту, обробка результатів дослідження;
- розробка рекомендацій з розрахунку ефекту підсилення нетрадиційними методами;
- виконання порівняльних розрахунків різних типів підсилення фундаментів банкетами, визначення найбільш впливових чинників;
- визначення техніко-економічного ефекту від впровадження підсилення нетрадиційним методом.

Об'єкт дослідження. Фундамент мілкого закладання, який потребує підсилення внаслідок збільшення навантаження на конструктивні елементи будівлі після реконструкції.

Предмет дослідження. Конструкції підсилення фундаментів мілкого закладання, при влаштування в рівні підшви фундаменту та в рівні ґрунту.

Методи дослідження. Фізичне моделювання стовпчастих фундаментів мілкого закладання у лабораторному лотку на дрібномасштабних моделях; стандартні лабораторні методи визначення властивостей ґрунтів; теоретичний розрахунок конструкцій стовпчастих фундаментів, згідно чинним нормам.

Наукова новизна. Зазнала подальшого розвитку розробка рекомендацій щодо розрахунку перерозподілу зусиль між елементами підсилення та існуючим фундаментом.

Практична цінність одержаних результатів полягає в зменшенні працевитрат та підвищення економічності проекту підсилення, внаслідок впровадження нетрадиційних методів підсилення стовпчастих фундаментів мілкого закладання банкетами.

Достовірність отриманих результатів магістерської роботи полягає в дотриманні правил моделювання фізичних експериментів, а також в дотриманні чинних норм проектування, при розрахунках. Нагляд наукового

керівника, та фотофіксація експериментальних досліджень підтверджує чіткість виконання завдань, та коректність введення початкових даних і точність їх аналізу.

Особистий внесок здобувача полягає в проведенні фізичного експерименту з розрахунку впливу розміщення банкетів при підсиленні стовпчастих фундаментів мілкового закладання, а також в розробці рекомендацій підсилення фундаментів нетрадиційними методами.

Представлені в магістерській кваліфікаційній роботі результати були одержані магістрантом самостійно.

Апробація. Результати роботи апробовано:

Міжнародна науково-технічна конференція (2022). ВНТУ, Інноваційні технології в будівництві. Проведеній 23.11.2022 – 25.11.2022.

Публікації. За результатами Міжнародної науково-технічної конференції (2022) опубліковані тези: «ВИКОРИСТАННЯ НЕТРАДИЦІЙНОГО КОНСТРУКТИВНОГО РІШЕННЯ БАНКЕТІВ ПРИ ПІДСИЛЕННІ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ», м. Вінниця, ВНТУ, 2022 р. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2022/paper/viewFile/16614/13850>

РОЗДІЛ 1

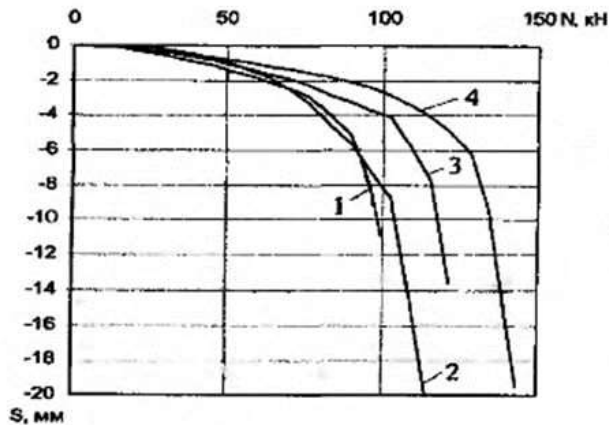
Аналіз сучасного стану питання з підсилення фундаментів мілкого закладання банкетами

В працях [1-5] досліджується конструкція підсилення фундаментів, що суміщена з вимощенням. Згідно меті дослідження було експериментально досліджено фундамент, що підсилюється залізобетонними плитами, що заанкеровані в кладку несучої стіни будівлі в рівні відмітки землі, що в свою чергу дозволяють трансформувати епюру контактних напружень за рахунок передачі деякої частини зусилля від існуючої будівлі за межі фундаменту. Аналізуючи, те що вимощення розміщене тільки з однієї сторони, це може привести до нерівного просідання фундаменту та утворення перекосу фундаменту. Невдалою є також конструкція вимощення, переріз якої нагадує літеру «Г», яка може зміститись через свою несиметричну форму. Не враховується і змочування ґрунту під вимощенням, що негативно впливатиме на характеристики ґрунту, а також сприятиме додатковому осіданню. Враховуючи це, можна очікувати на появу тріщин в конструкційних елементах будівлі, зокрема стінах.

Моделі фундаментів, які було досліджено в Донецькому «Простой НИИ» являють собою дрібномасштабні фрагменти стрічкового фундаменту, які піддали дослідженню при однакових умовах.

Результатами досліджень слугують графіки, що зображенні на рисунках 3-4, на яких зображено залежності осідання від навантаження, залежність момента кривизни від вертикального навантаження, а залежність осідання від навантаження за наявності фундаменту.

Автором стверджується, що ефект від використання конструкції даного типу досягається здебільшого за рахунок збільшення несучої здатності фундаменту і відповідно зменшенню пластичних деформацій основи при постійному рівні навантаження.



максимальної;

Рисунок 1 - криві залежності осідання від навантаження

1- опосередковані опади фундаменту без конструкції посилення;

2- теж з конструкцією посилення 10% від максимальної;

3 - теж із жорсткістю 50% від

4 - теж з максимальною жорсткістю;

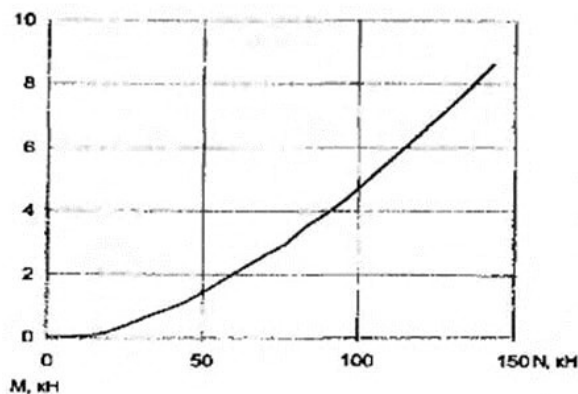


Рисунок 2 - Залежність згинального моменту в опорному перерізі від вертикального навантаження

Отриманий експериментально значний вигреш в несучій здатності (близько 50%) за рахунок застосування конструкцій підсилення, згідно висновків автора, пояснюється в першу чергу невисоким заглибленням фундаментів, що випробовувались, при якому тиск, який створений конструкцією підсилення значно перевищують тиск від вище лежачого ґрунту. Згідно спрощеному теоретичному підрахунку автора несуча здатність реальних фундаментів збільшиться на 15-25%

В статті [6] розглядаються два випадки, в яких порівнюються підсилення фундаменту банкетами, що підведенні до фундаменту, а в другому до стіни в рівні землі. Згідно рекомендацій наведених в державних нормах [7, 8], вдалось отримати достатній опір ґрунту зворотньої засипки,

для того щоб він витримав потрібні навантаження. Схематичні зображення експериментальних моделей після підсилення банкетами зображенні на рис. 1.1.

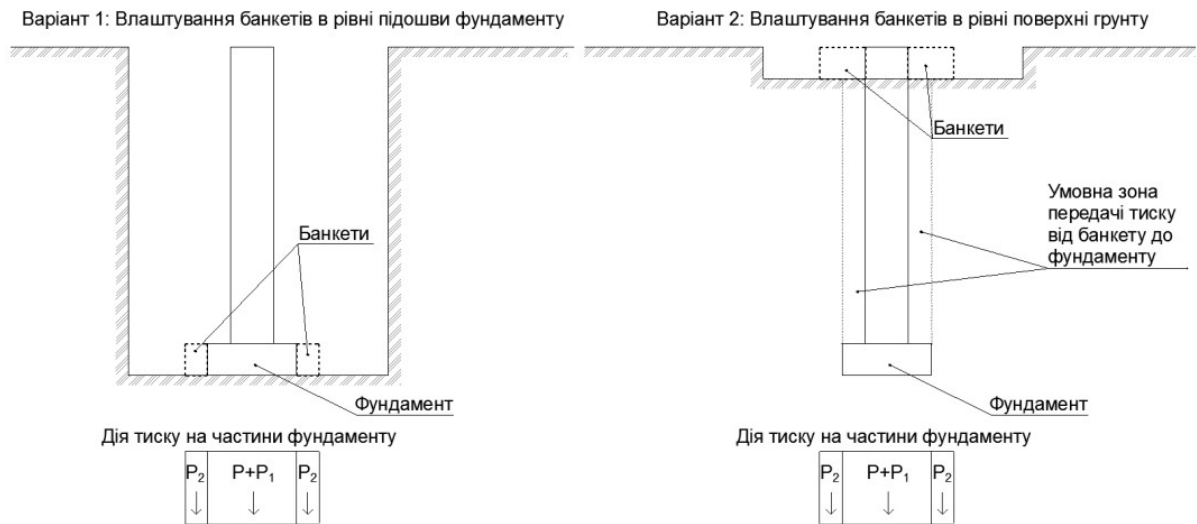


Рисунок 1.1 – Порівняльне розташування банкетів у двох варіантах

Також автор статті порівнював кошторис підсилення існуючого фундаменту в програмному комплексі АВК. Результатом порівняння стало зменшення вартості підсилення банкетами в рівні поверхні ґрунта в порівнянні з влаштуванням банкетів в рівні підшови фундаменту на 256%, на погонний метр що дозволяє зробити висновок про економічність даного методу.

Автором статті [9] було розглянуто проблему рівномірності включення основи роботи після підсилення підшови шляхом підсилення підшови. Через те, що частина основи, яка знаходиться під розширювальною частиною менш обтиснена і після підсилення виникатиме неправильний розподіл напружень, що призводить до ще більшого осідання.

Експериментальним об'єктом для дослідження став цегляний житловий будинок з двома надбудованими поверхами, з стрічковим фундаментом ширина підшови якого становить 650 мм, та глибиною закладання в 1.8 м, геологічний розріз наведений на рис. 1.2 .

З розрахунків стало зрозуміло, що існуючий фундамент не понесе додаткове навантаження після надбудови, тому автор використовуючи теоретичні дослідження напружено-деформованого стану системи «армована основа – фундамент, що конструюється», досліджує ґрунтоцементне армування основи, як спосіб підсилення фундаментів при реконструкції.

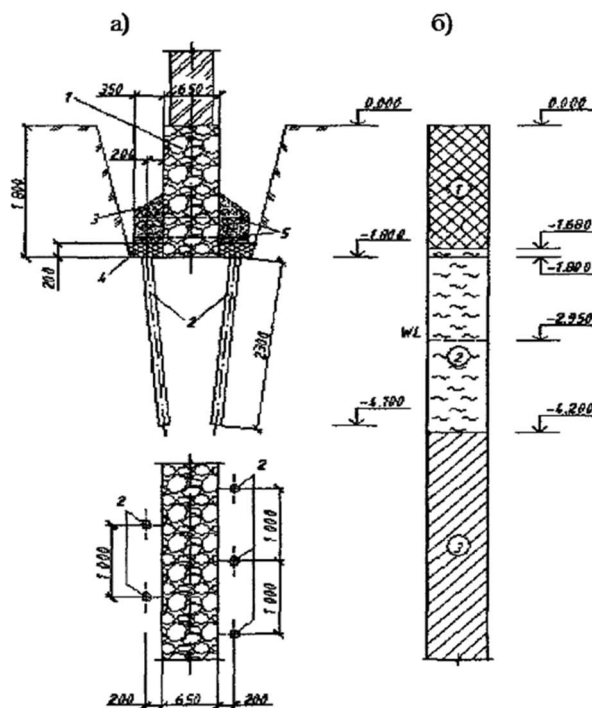


Рисунок 1.2 - Схема підсилення фундаменту:

а – конструкція фундаменту, б – інженерно-геологічний розріз;

1 – існуючий фундамент, 2 – елементи армування, 3 – елементи розширення,

4 – розподільча подушка, 5 – металеві тяжі.

Підсилення основи фундаменту не можливе шляхом поверхневого ущільнення ґрунту трамбівками з підсипанням щебню для втрамбування його в ґрунт, як ще приписують автори [10-12], згідно традиційним методам, так як даний метод поліпшує властивості ґрунту лише на невелику глибину, загальної стисливості фундаменту. Автором досліджується покращення властивостей ґрунту шляхом глибинного ущільнення ґрунтовими палями в

умовах реконструкції основ та фундаментів вибраного будинку, який потребував реконструкції.

Дієвим та ефективним методом для збільшення економічності пального фундаменту є використання ґрунту, який розташований в основі будівлі, згідно заявам автора статті. Ґрунт без виймання розпушується спеціальним обладнанням, до якого паралельно подається цементна суспензія під тиском, що утворює ґрунтоцементний елемент, який в подальшому можна використовувати як фундамент різного призначення.

Дослідники вважають, що тип та властивості ґрунту впливають на загальні характеристики ґрунтоцементу, тому рекомендується виконувати експериментальні дослідження властивостей ґрунтоцементу в лабораторіях та у польових умовах, шляхом виготовлення лабораторних зразків та відбирання ґрунтоцементу в процесі влаштування елементів [13, 14].

Оптимальними ґрунтами для виготовлення ґрунтоцементних палів вважаються піски різної крупності, леси й карбонатні суглинки та супіски, з водневим показником (рН) рівним 8, зі вмістом водорозчинних солей не більше 3%, а сірчаноокислих часток не більше 2%.

Таблиця 1

Результати розрахунку основи внаслідок надбудови на існуючих фундаментах

Осі	Навантаження до реконструкції F_v , кН/м	Середній тиск під подошвою фундаментів P , кПа	Розрахунковий опір ґрунту R , кПа	Запас (перевантаження "-") $\frac{R-P}{R} \cdot 100\%$
А, Д	248	426,5	272,12	-56,7
Б	286	485,0		-78,2

дані, які наведені в таблиці 2.

Таблиця 2

Розрахунок основи після армування основи і збільшення ширини подошви існуючого фундаменту

Осі	Навантаження до реконструкції F_v , кН/м	Середній тиск під подошвою фундаментів P , кПа	Розрахунковий опір ґрунту R , кПа	Запас (перевантаження "-") $\frac{R-P}{R} \cdot 100\%$	Осідання S , см
А, Д	248	228,7	275,76	17	2,5
Б	286	229,52	276,80	17,1	2,8

Аналізуючи результати підсилення можна зробити висновок, що результати осідання не перевищують гранично допустимих, яке встановлено з досвіду попередніх реконструкцій будівель та споруд [14].

Відомі випадки у м. Полтава, коли після реконструкції фундаментів без підсилення осідання були знайдені додаткові деформації та пошкодження споруд, що призвело до значних та позапланових витрат [15].

Згідно спостереженням за 2006 – 2011 роки, які мали місце після реконструкції осідання будівлі становило 1.3 – 1.8 см, що дещо менше осідання розрахованого. Автор статті пояснює це розходженням модуля деформації просадочного суглинку, який в теоретичних розрахунках брався як для повністю водонасиченого.

Автором статті [12] запропоновано новітній метод підсилення існуючого фундаменту шляхом перебудови стрічкового фундаменту в плитній зоні жорсткості, що дозволяє підвищити контрольованість розподілу зон підсилення в основі.

Елементом підсилення слугує опукла вгору полога оболонка позитивної або нульової гауссової кривизни рис. 1.3.

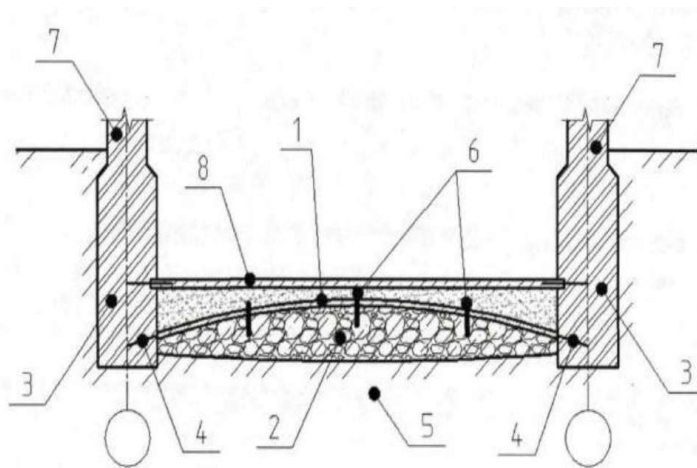


Рисунок 1.3 – Схема перевлаштування стрічкових фундаментів в плиту перемінної жорсткості: 1 – армована оболонка підсилення, 2 – криволінійна штучна основа з нагнітанням розчину, 3 – існуючі фундаменти, 4 – глухий анкер, 5 – попередньо напружена природня основа, 6 – перфоровані ін’єктори, 7 – існуючі стіни, 8 – силова підлога.

Реалізація даного методу підсилення можлива в майже будь-яких типах конструктивних схем будівель при забезпеченні достатньої висоти цокольних приміщень, коли забезпечується достатня висота для руху робітників та можливості анкерування існуючих фундаментів, що є суттєвим недоліком, як і висока вартість підсилення.

Автор книги [12] пропонує вибір методу підсилення та реконструкції фундаментів мілкового закладання (як стовбчастих, та і стрічкових), який залежить від причин, які викликають необхідність такого підсилення, конструктивних особливостей існуючих фундаментів і інженерно-геологічних умов будівельної ділянки [17-21, 22, 23-26].

Відомо, що проектування підсилення фундаментів майже завжди важче проектування нових конструкцій. Це обумовлено тим, що в усіх випадках підсилення доводиться рахувати з умовами експлуатації об'єкта, з обмеженнями в роботі по підсиленню, з різнобарв'ям прояву деформацій будівель і споруд і тому подібне.

Методи, якими користуються на даний момент для підсилення та реконструкції фундаментів мілкового закладання можна класифікувати в залежності від конструктивно-технологічних методів їх реалізації.

Таблиця 1.3 Класифікація методів підсилення та реконструкції фундаментів мілкового закладання.

Метод підсилення або реконструкції	Умови реалізації
1	2
Підсилення кладки фундаментів цементизацією пустот	При утворенні пустот в швах кладки і невеликому руйнуванні матеріалу фундаменту, навантаження на фундамент не збільшується або збільшується незначно

Продовження таблиці 1.3

1	2
Часткова заміна кладки фундаменту	При середньому ступені руйнування матеріалу фундаменту навантаження на фундамент не збільшується, або збільшується незначно, при достатній несучій здатності основи
Влаштування обойм: без розширення підлоги фундаменту	При середньому ступені руйнування матеріалу фундаменту навантаження на фундамент не збільшується, або збільшується незначно при достатній несучій здатності основи
з розширенням підлоги фундаменту	При збільшенні навантаження на фундамент і недостатній несучій здатності основи
Підведення конструктивних елементів під існуючі фундаменти: плит стовпів стін	При більшій товщині слабких ґрунтів в основі При неглибокому заляганні несучого шару ґрунту Те ж, а також в випадку збільшення глибини залягання фундаменту за наявності підвальних приміщень, за необхідності передачі навантаження на більш стійкі ґрунти
Підведення нових фундаментів	За наявності корозії та інших руйнувань фундаменту, за необхідності значного збільшення навантажень, глибини закладання та зміни конструкцій підземної частини будівель і споруд

Продовження таблиці 1.3

1	2
Підсилення вдавлюванням паль	Якщо навантаження значно збільшуються, якщо наявні міцні підстильні ґрунти, якщо неможливе проведення робіт безпосередньо під подошвою фундаменту
Підведення паль під подошву фундаменту	В маловологих ґрунтах, за малої глибини закладання існуючого фундаменту проведення робіт і неможливості розширення його подошви
Пересадка на виносні палі	За умови водонасичення ґрунтів, за наявності відносно великої глини залягання шару міцних ґрунтів
Підсилення буронабивними палями	За умови значного збільшення навантажень і великій товщі слабких ґрунтів в основі, за наявності складних умов реконструкції будівель
Підсилення конструкціями зведеними способом «стіна в ґрунті»	За умови значного збільшення навантажень, за наявності складних умов реконструкції підземних частин будівель і споруд
Підсилення фундаментів опускними криницями	

Продовження таблиці 1.3

1	2
Передача частини навантажень на додаткові фундаменти	За наявності значних нерівномірних деформацій основи, зміна величини навантажень і статичної схеми роботи фундаментів, влаштуванню додаткового обладнання, зміна конструктивної схеми споруди або будівлі, необхідності значного збільшення жорсткості будівлі
Повернення фундаменту, що просів в початкове, або горизонтальне положення	За умови просідання і значному перекосі (крені) фундаментів для виправлення положення будівель, що експлуатуються або споруд, при забезпеченні їх стійкості
Збільшення жорсткості фундаментів (влаштування додаткових залізобетонних поясів в стрічковому фундаменті, влаштування з одночасним зв'язків-розпірок з одночасним підсиленням стрічкових або стовпчатих фундаментів	За умови великих нерівномірних просідань, наприклад на підроблювальних територіях, просадкових та за інших складних ґрунтових умов
Зменшення силових впливів на фундаменти зі сторони ґрунтового масиву, що зміщується (влаштування компенсаційних траншей навколо фундаментів, і тп.)	

На ці способи має великий вплив умови, в яких знаходяться фундаменти: ступінь їх руйнувань, величини навантажень, які передаються на них, особливості конструктивної схеми будівель та споруд, інженерно-геологічні та гідротехнічні умови.

Роботи з запобігання розвитку аварійних деформацій будівель включає посилення надземних і підземних конструкцій будівлі, фундаментів, а іноді і закріплення основ. Можливі різноманітні поєднання конструктивних заходів по відновленню і реконструкції будівель та споруд.

Автором у періодичному виданні [27] надає приклад сучасного посилення за рахунок влаштування збірних плит в підвалах будинку (рис. 6.7, а). Навантаження на плити передаються через нажимні рамні конструкції, які спираються на монолітне перекриття. Недоліком технології є великий об'єм робіт в обмеженому просторі підвалу. До переваг такого методу автор відносить відсутність розкопки ґрунту в основі фундаменту.

Запропоновані автором виносні консолі і залізобетонні плити (рис 1.4, б і в) також мають недоліки. Ребристі плити з анкерами в рівні вимощення підвласні морозному пученню, які в умовах сурового клімату можуть досягати досить високих величин. В результаті міграції вологи в процесі промерзання ґрунту значно збільшується в об'ємі, а після його відтаювання порушується його структура і різко знижується основні характеристики міцності і деформації.

Беручи до уваги всі недоліки попереднього методу посилення автор наводить власний альтернативний метод посилення, а саме конструкцію посилення буровими палями-шпорами з пристроєм залізобетонної плити (рис. 1.5). В даному випадку залізобетонну плиту можна включити в спільну роботу з фундаментом і ґрунтом основи. Промерзання не впливає на конструкції, що підсилюються всередині будівлі. Щоб уникнути створення додаткового осідання, від динамічних навантажень, автором рекомендується використовувати бурові палі.

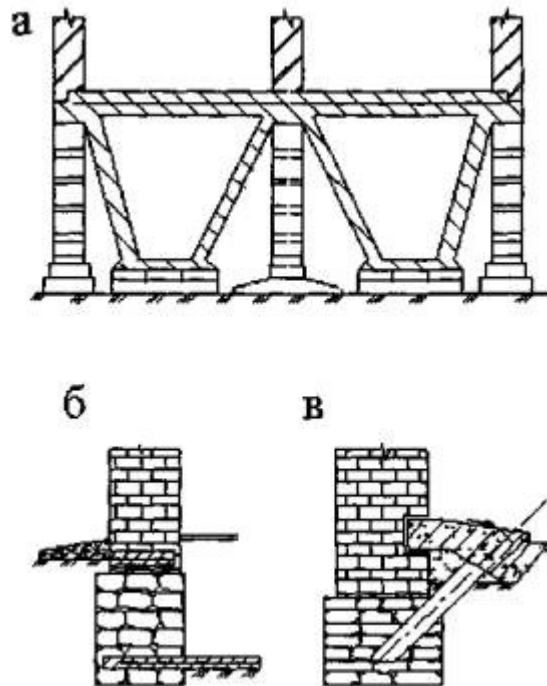


Рисунок 1.4 – Вдосконаленні методи підсилення фундаментів на основі традиційних: а – влаштування збірних або монолітних рам в підвалі; б, в – виносні консолі і плити

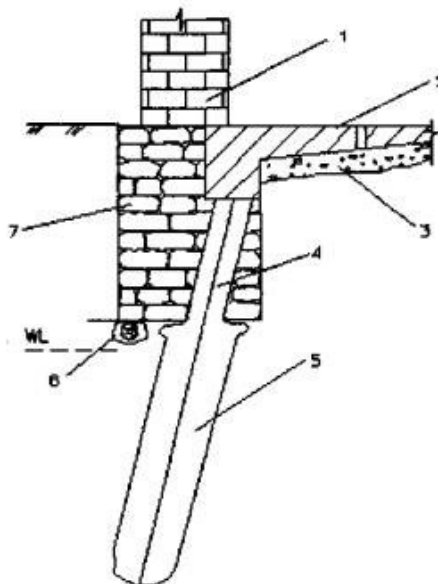


Рисунок 1.5 – Конструкція короткої палі-шпори і залізобетонної плити: 1 – стіна, 2 – залізобетонна плита, 3 – ін'єкційний цементний розчин, 4 – паля в кондукторі, 5 – розширення палі, 6 – дерев'яний лежень, 7 – бутовий фундамент

Висновки за розділом 1

1. Опір ґрунту зворотньої засипки фундаментів, що реконструюються менший за опір ґрунту під основою фундаментів, який був ущільнений внаслідок тривалої експлуатації будівлі, тому банкети в рівні ґрунту потребують більшої площі подошви, аніж банкети, що зводяться в рівні подошви фундаментів.

2. Вищу вартість матеріалів, що потребують банкети, розміщені в рівні ґрунту, компенсує відсутність працевитратної ручної розкопки ґрунту.

3. Дослідження, щодо підсилення стовпчастих фундаментів мілкою закладання банкетами в рівні ґрунту відсутні у літературних джерелах.

РОЗДІЛ 2

Фізичне моделювання фундаментів мілкового закладання з підсиленням банкетами за стандартним та нетрадиційними методами

2.1 Підготовка фізичного експерименту

Для реального відображення роботи фундаментів для інженерів важливі фізичні випробовування, з подальшим масштабуванням результатів випробувань на реальні будівлі та споруди. Моделювання дозволяє за відносно невеликі працезатрати випробувати різні ґрунти та конструктивно складні типи фундаментів з різними навантаженнями та граничними умовами.

Для фізичного моделювання експерименту використовувався лоток розмірами 1800x1200x1000мм. (рис. 2.1) з попередньо ущільненим трамбівками піском середньої щільності.



Рисунок 2.1 – Лоток для експериментів, без піску

Для забезпечення однорідного пошарового ущільнення виконувався ваговий контроль зразків ґрунту методом «ріжучого кільця» (рис. 2.2).



Рисунок 2.2 – Ваговий контроль щільності ґрунту

Розміри моделі фундаментів було спеціально підібрані для забезпечення непорушності напруженого стану піску в лотку навколо фундаменту, а саме для моделювання жорсткої основи фундаменту була вибрана жорстка пластина розмірами 110 x 125 мм та пластина банкету розмірами 205 x 205 мм, а також моделі паль перерізом 20 x 20 мм та довжиною в 200 мм.

Навантаження моделей фундаменту було здійснено автомобільним домкратом, вантажопідємністю в 5т через опорну систему з максимально допустимим навантаженням в 3000кН з динамометричним контролем навантаження.

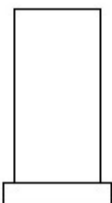
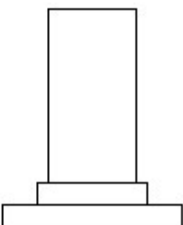
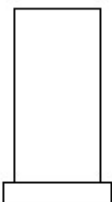
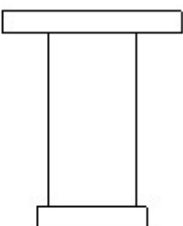
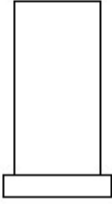
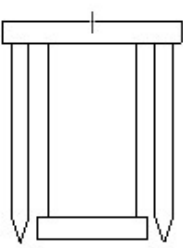

Контроль осідання фундаменту здійснювалось через систему прогиномірів, прикріпленої до лотка на незалежній опорній системі (рис. 2.3) з точністю вимірювання 0,01мм та заносився до журналу.



Рисунок 2.3 – Монтаж прогиноміру до стінок лотка

В ході експерименту було досліджено фундамент з підсиленням банкетами розташованих різними методами, а також фундамент без підсилення, схематичне зображення яких наведено в таблиці 2.1. Величина осідання після навантаження заносилась до журналу досліджень після досягання стабілізації в 0,25мм за 15хв.

Таблиця 2.1 – Схематичні зображення фундаментів до і після підсилення

	Без підсилення	З підсиленням
Влаштування банкетів в основі фундаменту		
Влаштування банкетів зверху		
Влаштування паль зверху		
Без підсилення		

2.2 Фізичний експеримент

2.2.1 Підсилення банкетами в рівні підшви фундаменту

Модель фундаменту з площею поперечного фундаменту в 110 x 125мм була поміщена в попередньо викопаний котлован глибиною в 150мм, до якого монтувалися автомобільний домкрат, динамометр та система прогиномірів, після чого було виконано зворотню засипку з ущільненням що і зображено на фотофіксації експерименту на рис. 2.4 – 2.5.



Рисунок 2.4 – Модель фундаменту без підсилення зануреного в котлован



Рисунок 2.5 – Модель фундаменту перед випробовуванням

Після ступеневого навантаження фундаменту силою в 3 кН, як видно з рис. 2.6 – 2.7 було виконано розкопку моделі фундаменту, підсилено банкетом площею попереднього перерізу 205 x 205мм в рівні підшви фундаменту, виконалась зворотня засипка з ущільненням, після встановлення домкрату, динамометра та системи прогиномірів фундамент продовжував ступенево навантажуватися.

Після втрати ґрунтом основи стійкості, а саме після навантаження підсиленого фундаменту вагою в 15 кН експеримент завершився рис. 2.8.



Рисунок 2.6 – Модель фундаменту з підсиленням в рівні підшви фундаменту



Рисунок 2.7 – Модель фундаменту з підсиленням банкетами в рівні підшви фундаменту зануреного в котлован



Рисунок 2.8 – Стан при руйнуванні ґрунта фундаментом, підсилимим банкетами в рівні підшви фундаменту

2.2.2 Підсилення банкетами зверху

Модель фундаменту з площею поперечного фундаменту в 110 x 125мм була поміщена в попередньо викопаний котлован глибиною в 140мм по аналогії з підсиленням банкетами в рівні підшви фундаменту

Після ступеневого навантаження фундаменту силою в 3кН, як видно з рис. 2.9 - 2.11 було підсилено банкетами зверху, площею попереднього перерізу 205 x 205мм, після встановлення домкрату, динамометра та системи прогиномірів фундамент продовжував ступенево навантажуватися.



Рисунок 2.9 – Модель фундаменту з підсиленням зверху



Рисунок 2.10 – Модель фундаменту з підсиленням банкетами в зверху, зануреного в котлован зі зворотньою засипкою та ущільненням



Рисунок 2.11– Модель фундаменту, підсиленого банкетами зверху перед випробовуванням

Після втрати ґрунтом основи стійкості, а саме після навантаження підсиленого фундаменту вагою в 19 кН експеримент завершився рис. 9.12



Рисунок 2.12 – Стан при зруйнуванні стійкості ґрунту фундаментом підсиленим банкетами зверху

2.2.3 Підсилення палями зверху

Модель фундаменту з площею поперечного фундаменту в 110 x 125мм була поміщена в попередньо викопаний котлован глибиною в 140мм по аналогії з підсиленням банкетами в рівні підшоши фундаменту

Після ступеневого навантаження фундаменту силою в 3 кН, як видно з рис. 9.13 було підсилено палями зверху, площею попереднього перерізу 20 x 20мм, та довжиною 200мм, після встановлення домкрату, динамометра та системи прогиномірів фундамент продовжував ступенево навантажуватися.



Рисунок 9.13 – Модель фундаменту з підсиленням палями зверху зануреного в котлован зі зворотньою засипкою та ущільненням

Після втрати ґрунтом основи стійкості, а саме після навантаження підсиленого фундаменту вагою в 19 кН експеримент завершився рис. 9.14



Рисунок 2.14 – Стан при зруйнуванні стійкості ґрунта фундаментом підсиленим палями зверху

2.2.4 Без підсилення

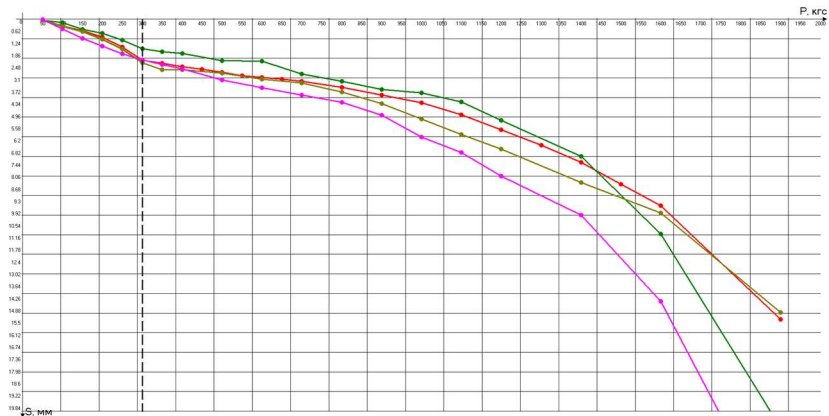
Модель фундаменту з площею поперечного фундаменту в 110 x 125мм була поміщена в попередньо викопаний котлован глибиною, що зображено на рис. 2.15 в 140мм по аналогії з підсиленням банкетами в рівні підосви фундаменту, та навантажувалась поступово до втрати ґрунтом основи стійкості.



Рисунок 2.15 – Модель фундаменту без підсилення

2.3 Обробка результатів дослідів

Згідно результатів осідання фундаментів було побудовано графік рис 2.16.



- - крива підсилення в рівні подошви;
- - крива підсилення в рівні ґрунту;
- - крива підсилення палями в рівні ґрунту;
- - крива без підсилення;
- — - лінія розділу осідання фундаменту з підсиленням і без;

Рисунок 2.16 – Графік осідання моделей фундаментів

Аналізуючи рисунок 2.16 осідання від моделі фундаменту підсиленого банкетами зверху є найгіршим, ліпше себе показало підсилення фундаменту в рівні основи, найкращим став фундамент підсилений палями зверху

Висновки за розділом 2

Був проведений сам дослід, з трьома типами підсилення. Виконалась обробка результатів фізичного експерименту, результатами якої став графік залежності осідання від прикладеного навантаження, з якого видно, що осідання від моделі фундаменту підсиленого банкетами зверху є найгіршим, ліпше себе показало підсилення фундаменту в рівні основи, найкращим став фундамент підсилений палями зверху.

РОЗДІЛ 3

Розробка методики з визначення потрібної ширини банкетів, що влаштовуються без відкопування ґрунту

Створення методу розрахунку підсилення стовпчастих фундаментів мілкового закладання банкетами в рівні ґрунту зводиться до пошуку залежностей, що впливають на збільшення розмірів фундаментів після підсилення.

Шляхом розрахунку потрібних розмірів банкетів на декількох прикладах знайти залежність, що також дозволяє знайти відсоток зменшення опору ґрунту в залежності від місця влаштування банкетів.

Були виконані розрахунки потрібної ширини банкетів, що влаштовуються в рівні підшви фундаменту, за методикою норм [8] для 17 варіантів фундаментів в різних ґрунтових умовах. Були прийняті як стовпчасті, так і стрічкові фундаменти. Підсилення здійснювалось за умови збільшення навантаженні на 30%.

3.1 Приклад розрахунку потрібних розмірів банкетів за методикою норм для одного з варіантів

Інженерно-геологічна будова показана на розрізі рисунку 3.1. В межах майданчику з поверхні залягає рослинний шар потужністю до 1,1 м.

Визначення розрахункових характеристик ґрунтів.

Число пластичності для глинистих ґрунтів:

$$I_p = \omega_L - \omega_p = 0,22 - 0,14 = 0,08;$$

показник текучості:

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{\omega_L - \omega_p} = \frac{0,17 - 0,14}{0,08} = 0,38.$$

Для кожного типу ґрунта визначаємо коефіцієнт пористості в природному стані за формулою:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot (1 + \omega) - 1$$

1) суглинок червонобурий :

коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{26,6}{17,8} \cdot (1 + 0,17) - 1 = 0,75;$$

2) супісок пилюватий:

$$e = \frac{26,4}{16,7} \cdot (1 + 0,16) - 1 = 0,83;$$

Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м
N _m , кН	M _m , кНм	Q _m , кН			
1900	75	30	-0,500	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)

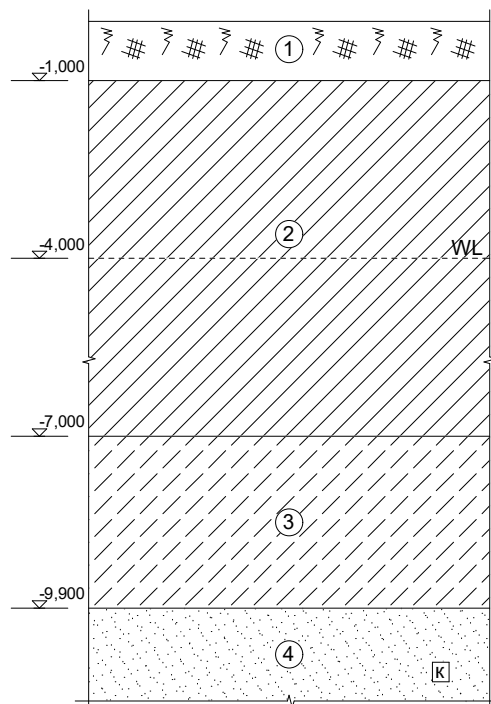


Рисунок 3.1 – Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчику

3) пісок крупний:

$$e = \frac{26,5}{18,8} \cdot (1 + 0,17) - 1 = 0,65.$$

Для кожного типу ґрунту визначаємо ступінь вологості:

$$S_r = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w}$$

$$S_{r2} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,17 \cdot 26,6}{0,75 \cdot 10} = 0,60;$$

$$S_{r3} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,16 \cdot 26,4}{0,83 \cdot 10} = 0,51;$$

$$S_{r4} = \frac{\omega \cdot \gamma_s}{e \cdot \gamma_w} = \frac{0,17 \cdot 26,5}{0,65 \cdot 10} = 0,69.$$

За таблицями визначаємо стан за консистенцією для глинистих ґрунтів:

Суглинок червонобурий - тугопластичний ($I_L = 0,38$);

Супісок пилуватий - пластичний ($I_L = 1$).

Пісок крупний за станом є вологим, середньої щільності.

Для ґрунтів, де є випробування штампом (ІГЕ 3), визначають модуль деформації E на прямолінійній ділянці графіка деформування, показаного на рисунку 3.2, за формулою:

$$E = (1 - \nu^2) \cdot \frac{\Delta P \cdot A}{\Delta S \cdot d},$$

де P – питомий тиск на штамп, МПа;

A – площа штампа, $A = 0,5 \text{ м}^2$;

d – діаметр штампа, $d = 1,13 \sqrt{A} = 1,13 \cdot \sqrt{0,5} = 0,8 \text{ м}$;

S – осадка штампа, м;

ν - коефіцієнт Пуасона.

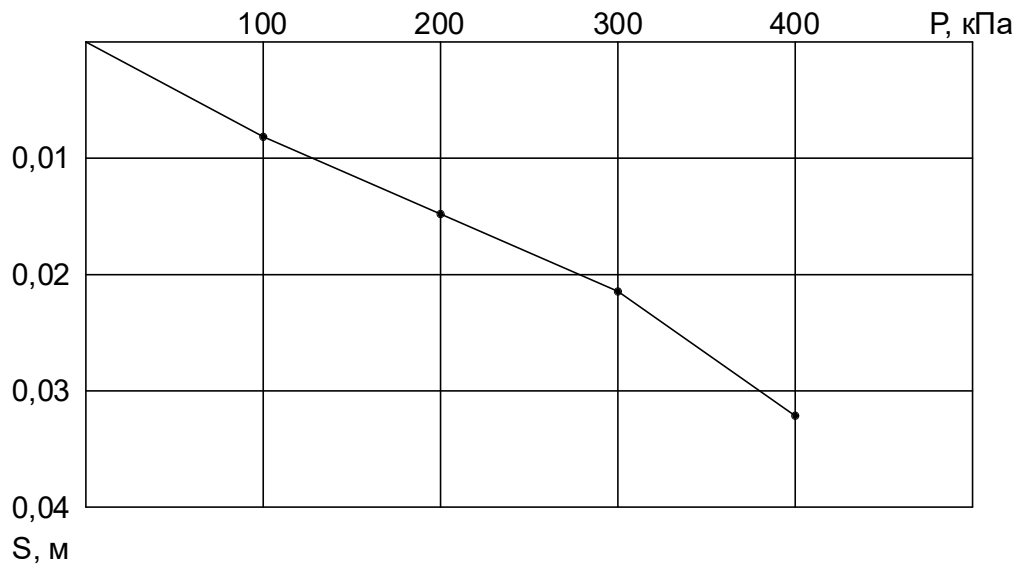


Рисунок 3.2 – Графік деформування ґрунту

Для супіску пилуватого:

$$P=100\text{кПа} \quad - \quad S=0,007 \text{ м},$$

$$P=200\text{кПа} \quad - \quad S=0,014 \text{ м},$$

$$P=300\text{кПа} \quad - \quad S=0,021 \text{ м},$$

$$P=400\text{кПа} \quad - \quad S=0,032 \text{ м}.$$

$$E = \frac{(300 - 100) \cdot 0,5}{(0,021 - 0,007) \cdot 0,8} (1 - 0,35^2) = 5014 \text{ (кПа)} = 5,0 \text{ (МПа)}.$$

Інші характеристики c , φ і E визначаємо за таблицями норм.

Питома вага ґрунтів з урахуванням звужуючої дії води

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}; \quad (4)$$

$$\gamma_{sb,2} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,75} = 9,5 \text{ (кН/м}^3\text{)};$$

$$\gamma_{sb,3} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,4 - 10}{1 + 0,83} = 9,0 \text{ (кН/м}^3\text{)};$$

$$\gamma_{sb,4} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,5 - 10}{1 + 0,65} = 10,0 \text{ (кН/м}^3\text{)}.$$

У таблиці 1 представлені фізико-механічні характеристики ґрунтів.

Таблиця 3.1 - Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	γ , кН/м ³	γ_s кН/м ³	W	W _l	W _p	I _p	I _l	e	S _r	C, кПа	ϕ , град.	ν	E, МПа	R _o , кПа	Потужність шару, м
Рослинний шар	15,8	-	0,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,9-1,1
Суглинок червонобурий	17,8	26,6	0,17	0,22	0,14	0,08	0,38	0,75	0,60	23	21	0,37	14	220	5,6-6,4
Супісок пілуватий	16,7	26,4	0,16	0,16	0,10	0,06	1	0,83	0,51	3	20	0,35	5	150	2,8-3,0
Пісок крупний	18,8	26,5	0,17	-	-	-	-	0,65	0,69	0	38	0,20	30	500	Не обмеж

Рівень ґрунтових вод – 4 м.

Положення фундаменту у ґрунті наведене на рис. 3.3.

Розміри підшви фундаменту до реконструкції

Розміри підшви фундаменту повинні задовольняти граничним нерівностям

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{cp} \leq R; \\ P_{\max, x} \leq 1,2R; \\ P_{\max, y} \leq 1,2R; \\ P_{\max, кум} \leq 1,5R; \\ P_{\min} \geq 0 \\ \cdot \end{array} \right.$$

Розрахункові експлуатаційні значення навантажень:

$N_e = 1900/1,3 = 1461,5$ (кН); $M_e = 75/1,3 = 57,7$ (кНМ); $Q_e = 30/1,3 = 23,1$ (кН).

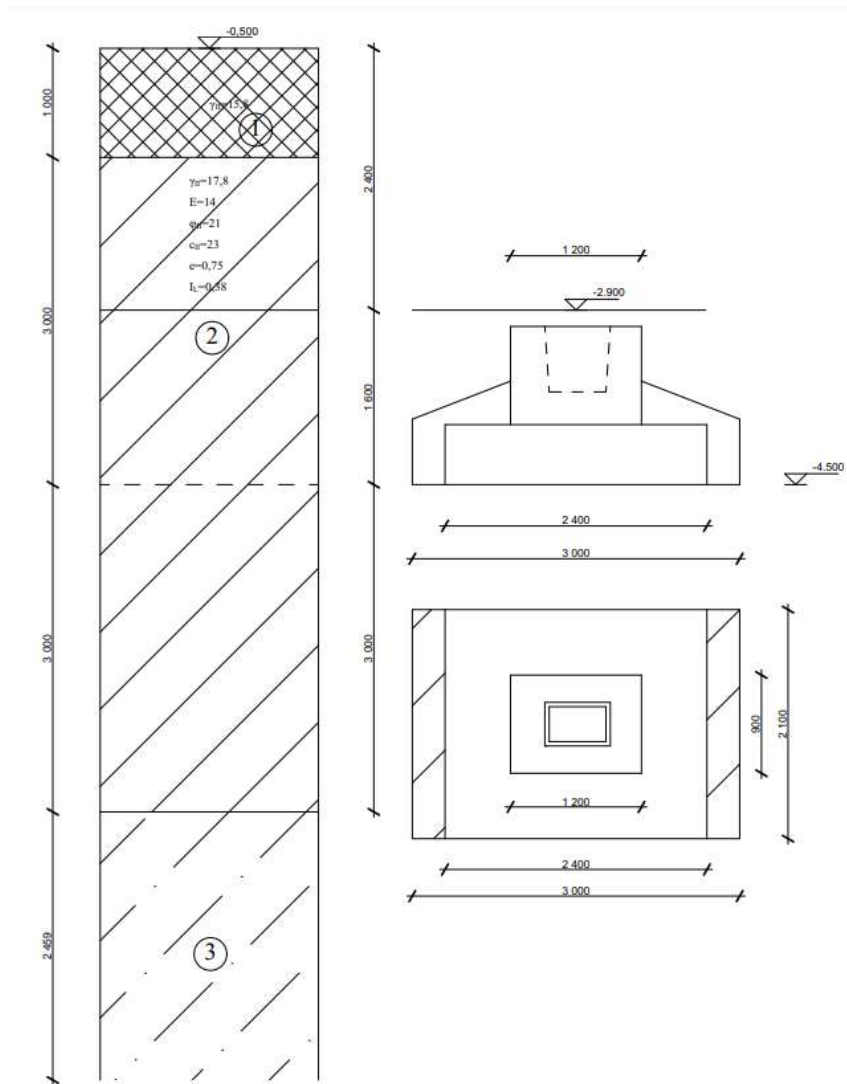


Рисунок 3.3 – Положення фундаменту у ґрунті

Розміри підшви фундаменту в першому наближенні

$$A' = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt}d} = \frac{1461,5}{220 - 20,0 \cdot 1,6} = 7,77 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Приймаємо співвідношення сторін підшви фундаменту $l/b=1,2$, тоді

потрібна ширина фундаменту $b = \sqrt{\frac{A}{1,2}} = \sqrt{\frac{7,77}{1,2}} = 2,54$ м. Приймаємо $b = 2,4$ м,

$l = 3,3$ м.

Розрахунковий опір ґрунту визначається за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} (M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1)d_B \gamma'_{II} + M_c C_{II})$$

де всі позначення згідно з ДБН [1].

Осереднення питомої ваги ґрунту за формулою

$$\gamma_{\text{сеп}} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots},$$

де $\gamma_1, \gamma_2, h_1, h_2$ - питома вага і потужність шарів ґрунту.

Перевіримо виконання граничних нерівностей.

$$P_{\text{сеп}} = \frac{N}{A} + \gamma_{\text{mt}} d = \frac{1461,5}{2,4 \cdot 3,3} + 20 \cdot 1,6 = 216,5 \text{ кПа};$$

$$\gamma_{\text{II}}' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{15,8 \cdot 1,0 + 17,8 \cdot 3,0}{4,0} = 17,3 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} (0,56 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 9,5 + 3,24 \cdot 1,6 \cdot 17,3 + 2,24 \cdot 2,0 \cdot 17,3 + 5,84 \cdot 23) = \\ = 1,09(12,77 + 89,68 + 77,5 + 134,32) = 342,6 \text{ (кПа)}.$$

$$p_{\text{сеп}} = 216,5 \text{ кПа} \ll R = 342,6 \text{ кПа};$$

Розміри підосви фундаменту в другому наближенні

$$A'' = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{\text{mt}} d} = \frac{1461,5}{340 - 20,0 \cdot 1,6} = 4,745 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Приймаємо співвідношення сторін підосви фундаменту $l/b=1,2$, тоді

$$\text{потрібна ширина фундаменту } b = \sqrt{\frac{A}{1,2}} = \sqrt{\frac{4,745}{1,2}} = 2,0 \text{ м. Приймаємо } b = 2,1 \text{ м,}$$

$$l = 2,4 \text{ м.}$$

$$P_{\text{сеп}} = \frac{N}{A} + \gamma_{\text{mt}} d = \frac{1461,5}{2,1 \cdot 2,4} + 20 \cdot 1,6 = 322,0 \text{ кПа};$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} (0,56 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 9,5 + 3,24 \cdot 1,6 \cdot 17,3 + 2,24 \cdot 2,0 \cdot 17,3 + 5,84 \cdot 23) = \\ = 1,09(11,17 + 89,68 + 77,5 + 134,32) = 340,8 \text{ (кПа)}.$$

$$p_{\text{сеп}} = 322,0 \text{ кПа} < R = 340,8 \text{ кПа};$$

$$P_{\text{max},x} = \frac{N}{A} + \gamma_{\text{mt}} d + \frac{M}{W} = 322,0 + \frac{(57,7 + 23,1 \cdot 1,6) \cdot 6}{2,1 \cdot 2,4^2} = 322,0 + 47,0 = \\ = 369,0 \text{ (кПа)} < 1,2R = 409,0 \text{ кПа}.$$

Граничні нерівності виконуються.

*Підсилення фундаменту банкетами при збільшенні навантаження на
30% традиційним методом*

Розрахункові експлуатаційні значення навантажень після реконструкції:

$$N_e = 1461,5 \cdot 1,3 = 1900 \text{ (кН)}; \quad M_e = 75 \text{ (кНМ)}; \quad Q_e = 30 \text{ (кН)}.$$

Потрібна площа підшви в першому наближенні з урахуванням власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma_m d} = \frac{1900}{340,8 - 23 \times 1,6} = 6,25 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Для прямокутного фундаменту розміри підшви $b = 2,1$ м; $l = 3,0$ м.

При аналізі можливості реконструкції слід врахувати, що внаслідок тривалої експлуатації споруди здійснилось ущільнення ґрунтів під фундаментами, що призводить до збільшення розрахункового опору ґрунту основи.

Згідно з ДБН В.3.1-1-2002, визначимо розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи.

Тиск під підшовою фундаментів до реконструкції, який діяв багато років

$$P_0 = 322,0 \text{ кПа.}$$

Розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи R_t , кПа, визначається за формулою

$$R_t = R_0 + (R_{0t} - R_0) \frac{E_t^{\max}}{E_0} = 340,8 + (392,1 - 340,8) \frac{19,2}{14,0} = 411,2 \text{ (кПа)},$$

де інтенсивність середнього тиску \bar{P}_0 за формулою

$$\bar{P}_0 = \frac{P_0}{R_0} = \frac{322,0}{340,8} = 0,945;$$

ступінь обтиснення основи існуючого фундаменту додатковим тиском за формулою

$$P = \frac{\bar{P}_0 - \bar{P}_\gamma}{1 - \bar{P}_\gamma} = \frac{0,945 - 0,203}{1 - 0,203} = 0,931;$$

при інтенсивності вертикального побутового тиску ґрунту на рівні підшви фундаменту за формулою

$$\bar{P}_\gamma = \frac{\gamma'_{11} \cdot d}{R_0} = \frac{17,3 \cdot 4,0}{340,8} = 0,203;$$

кут внутрішнього тертя ґрунту за формулою

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_\varphi \cdot \sqrt[3]{t}) = 21 \cdot (1 + 0,931 \cdot 0,0213 \cdot \sqrt[3]{20}) = 22,1^\circ;$$

питоме зчеплення ґрунту за формулою

$$c_t = c_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_c \cdot \sqrt[3]{t}) = 23 \cdot (1 + 0,931 \cdot 0,0835 \cdot \sqrt[3]{20}) = 27,8 \text{ (кПа)};$$

максимальний модуль деформації ґрунту за формулою

$$E_t^{\max} = E_0 \cdot (1 + \rho_E \cdot \sqrt[3]{t}) = 140 \cdot (1 + 0,138 \cdot \sqrt[3]{20}) = 192 \text{ (МПа)};$$

ρ_φ , ρ_c , ρ_E - безрозмірні коефіцієнти, що визначаються за формулами:

$$\rho_\varphi = \alpha_\varphi \left(1 - \frac{\varphi_0}{45^\circ}\right) = 0,040 \cdot \left(1 - \frac{21}{45}\right) = 0,0213; ;$$

$$\rho_c = 0,025 + \alpha_c \cdot e \cdot (1 + 0,3 \cdot I_l) = 0,025 + 0,07 \cdot 0,75 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,38) = 0,0835;$$

$$\rho_E = 0,09 + \alpha_E \cdot e \cdot (1 + 0,2 \cdot I_l) = 0,09 + 0,06 \cdot 0,75 \cdot (1 + 0,2 \cdot 0,38) = 0,138;$$

α_φ , α_c , α_E - коефіцієнти, прийняті за табл;

Коефіцієнт	Найменування ґрунтів				
	Піски		Пылевато-глинистые		
	крупні, середні	мілкі, пилуваті	супіски	суглинки	глини
α_φ	0,070	0,090	0,055	0,040	0,035
α_c	0,250	0,350	0,110	0,070	0,040
α_E	0,200	0,300	0,100	0,060	0,035

$$R_{0t} = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} (0,61 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 9,5 + 3,44 \cdot 1,6 \cdot 17,3 + 2,44 \cdot 2,0 \cdot 17,3 + 6,04 \cdot 27,8) =$$

$$= 1,09(12,17 + 95,22 + 84,42 + 167,9) = 392,1 \text{ (кПа)}.$$

Перевірка обмежень для середніх тисків під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення здійснюється за формулами

$$\left. \begin{aligned} \sum P_{1cep} &\leq R_t; \\ \sum P_{2cep} &\leq R_0; \end{aligned} \right\}$$

Визначимо тиск під подошвою підсиленого фундаменту при довжині $l = 3,0$ м від додаткового навантаження.

Співвідношення модулів загальної деформації ґрунту під існуючою та новою частинами підсиленого фундаменту за формулою

$$\bar{E}_t = \frac{1 - \bar{P}_0 + (\bar{R}_{0t} - 1) \cdot \frac{E_t^{\max}}{E_0}}{\bar{R}_{0t} - \bar{P}_0} = \frac{1 - 0,945 + (1,15 - 1) \cdot \frac{19,2}{14,0}}{1,15 - 0,945} = 1,272.$$

$$\bar{R}_{0t} = \frac{R_{0t}}{R_0} = \frac{392,1}{340,8} = 1,15;$$

Середній додатковий тиск під існуючим фундаментом

$$P_{1cep} = \frac{N_{дод}}{A_1 + \frac{A_2}{E_t}} = \frac{1900 - 1461,5}{2,1 \cdot 2,4 + \frac{3,0 \cdot 2,1 - 2,4 \cdot 2,1}{1,272}} = 72,7 \text{ (кПа)};$$

Середній додатковий тиск під новою частиною підсиленого фундаменту

$$P_{2cep} = \frac{N_{дод}}{A_1 \cdot \bar{E}_t + A_2} = \frac{438,5}{5,04 \cdot 1,272 + 1,26} = 57,2 \text{ (кПа)}.$$

Середні тиски під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення

$$\sum P_{1cep} = \frac{1461,5}{2,1 \cdot 2,4} + 23 \cdot 1,6 + 72,7 = 399,5 \text{ (кПа)} < R_t = 411,2 \text{ кПа};$$

$$\sum P_{2cep} = 23 \cdot 1,6 + 57,2 = 94,0 \text{ (кПа)} < R_0 = 340,8 \text{ кПа}.$$

3.2 Пропозиція з визначення розмірів банкетів при улаштуванні їх у рівні ґрунту

Розрахункові експлуатаційні значення навантажень після реконструкції:

$$N_e = 1461,5 \cdot 1,3 = 1900 \text{ (кН)}; \quad M_e = 75 \text{ (кНМ)}; \quad Q_e = 30 \text{ (кН)}.$$

Потрібна площа підшви в першому наближенні з урахуванням власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma_m d} = \frac{1900}{340,8 - 23 \times 1,6} = 6,25 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Для прямокутного фундаменту розміри підшви $b = 2,1$ м; $l = 3,0$ м.

При аналізі можливості реконструкції слід врахувати, що внаслідок тривалої експлуатації споруди здійснилось ущільнення ґрунтів під фундаментами, що призводить до збільшення розрахункового опору ґрунту основи.

Згідно з ДБН В.3.1-1-2002, визначимо розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи.

Тиск під підшвою фундаментів до реконструкції, який діяв багато років

$$P_0 = 322,0 \text{ кПа}.$$

Розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи R_t , кПа, визначається за формулою

$$R_t = R_0 + (R_{0t} - R_0) \frac{E_t^{\max}}{E_0} = 340,8 + (392,1 - 340,8) \frac{19,2}{14,0} = 411,2 \text{ (кПа)},$$

де інтенсивність середнього тиску \bar{P}_0 за формулою

$$\bar{P}_0 = \frac{P_0}{R_0} = \frac{322,0}{340,8} = 0,945;$$

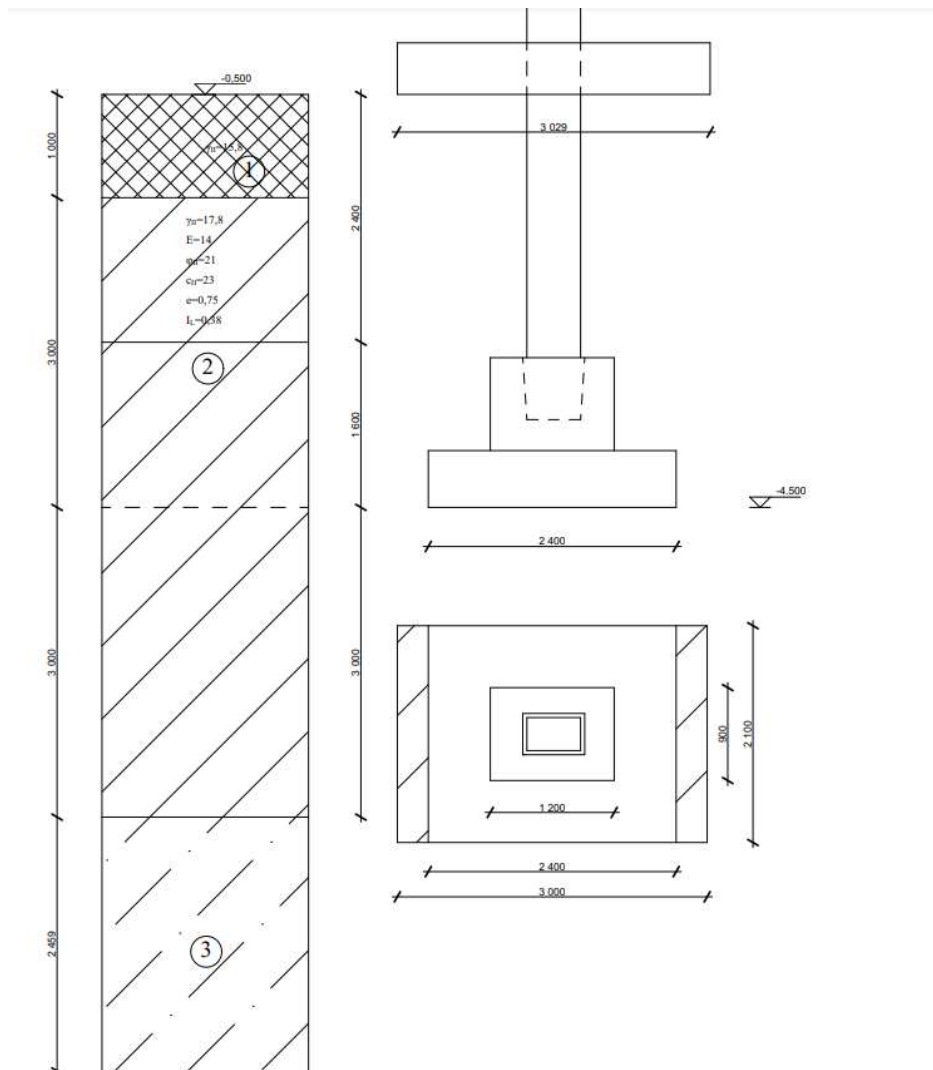


Рисунок 3.4 – Положення фундаменту у ґрунті

ступінь обтиснення основи існуючого фундаменту додатковим тиском за формулою

$$\bar{P} = \frac{\bar{P}_0 - \bar{P}_\gamma}{1 - \bar{P}_\gamma} = \frac{0,945 - 0,203}{1 - 0,203} = 0,931;$$

при інтенсивності вертикального побутового тиску ґрунту на рівні підшви фундаменту за формулою

$$\bar{P}_\gamma = \frac{\gamma'_{11} \cdot d}{R_0} = \frac{17,3 \cdot 4,0}{340,8} = 0,203;$$

кут внутрішнього тертя ґрунту за формулою

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_\varphi \cdot \sqrt[3]{t}) = 21 \cdot (1 + 0,931 \cdot 0,0213 \cdot \sqrt[3]{20}) = 22,1^\circ;$$

питоме зчеплення ґрунту за формулою

$$c_t = c_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_c \cdot \sqrt[3]{t}) = 23 \cdot (1 + 0,931 \cdot 0,0835 \sqrt[3]{20}) = 27,8 \text{ (кПа)};$$

максимальний модуль деформації ґрунту за формулою

$$E_t^{\max} = E_0 \cdot (1 + \rho_E \cdot \sqrt[3]{t}) = 140 \cdot (1 + 0,138 \sqrt[3]{20}) = 192 \text{ (МПа)};$$

ρ_φ , ρ_c , ρ_E - безрозмірні коефіцієнти, що визначаються за формулами:

$$\rho_\varphi = \alpha_\varphi \left(1 - \frac{\varphi_0}{45^\circ}\right) = 0,040 \cdot \left(1 - \frac{21}{45}\right) = 0,0213; ;$$

$$\rho_c = 0,025 + \alpha_c \cdot e \cdot (1 + 0,3 \cdot I_l) = 0,025 + 0,07 \cdot 0,75 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,38) = 0,0835;$$

$$\rho_E = 0,09 + \alpha_E \cdot e \cdot (1 + 0,2 \cdot I_l) = 0,09 + 0,06 \cdot 0,75 \cdot (1 + 0,2 \cdot 0,38) = 0,138;$$

Коефіцієнт	Найменування ґрунтів				
	Піски		Пылевато-глинистые		
	крупні, середні	мілкі, пилуваті	супіски	суглинки	глини
α_φ	0,070	0,090	0,055	0,040	0,035
α_c	0,250	0,350	0,110	0,070	0,040
α_E	0,200	0,300	0,100	0,060	0,035

α_φ , α_c , α_E – коефіцієнти, прийняті за табл;

$$R_{0t} = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} (0,61 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 9,5 + 3,44 \cdot 1,6 \cdot 17,3 + 2,44 \cdot 2,0 \cdot 17,3 + 6,04 \cdot 27,8) =$$

$$= 1,09(12,17 + 95,22 + 84,42 + 167,9) = 392,1 \text{ (кПа)}.$$

Перевірка обмежень для середніх тисків під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення здійснюється за формулами

$$\left. \begin{aligned} \sum P_{1сеп} &\leq R_t; \\ \sum P_{2сеп} &\leq R_0; \end{aligned} \right\}$$

Визначимо тиск під подошвою підсиленого фундаменту при довжині $l = 3,0$ м від додаткового навантаження.

Співвідношення модулів загальної деформації ґрунту під існуючою та новою частинами підсиленого фундаменту приймаємо за формулою

$$\overline{E}_t = \frac{E_t}{E_0 \times \beta} = \frac{19,2}{14 \times 0,7} = 1,959$$

$$\overline{R}_{0t} = \frac{R_{0t}}{R_0} = \frac{392,1}{340,8} = 1,15;$$

Коефіцієнт β приймаємо рівним 0,7 з врахуванням гірших властивостей ґрунту зворотної засипки у порівнянні з ґрунтом під подошвою.

Середній додатковий тиск під існуючим фундаментом

$$P_{1сер} = \frac{N_{доо}}{A_1 + \frac{A_2}{\overline{E}_t}} = \frac{1900 - 1461,5}{2,1 \cdot 2,4 + \frac{3,0 \cdot 2,1 - 2,4 \cdot 2,1}{1,959}} = 77,2 \text{ (кПа)};$$

Середній додатковий тиск під новою частиною підсиленого фундаменту

$$P_{2сер} = \frac{N_{доо}}{A_1 \cdot \overline{E}_t + A_2} = \frac{438,5}{5,04 \cdot 1,959 + 1,26} = 39,39 \text{ (кПа)}.$$

Середні тиски під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення

$$\sum P_{1сер} = \frac{1461,5}{2,1 \cdot 2,4} + 23 \cdot 1,6 + 77,2 = 403,98 \text{ (кПа)} < R_t = 411,2 \text{ кПа};$$

$$\sum P_{2сер} = 23 \cdot 1,6 + 39,39 = 76,19 \text{ (кПа)} < R_0 = 340,8 \text{ кПа}.$$

Як бачимо, середній додатковий тиск під існуючим фундаментом при влаштуванні банкетів в рівні поверхні ґрунту зріс ($77,2/72,7 = 1,06$) на 6%.

3.3 Обробка результатів розрахунків для всіх варіантів

Згідно методики розрахунку підсилення фундаментів в рівні ґрунту та в рівні закладання фундаменту, що наведенні в підрозділах 3.1 та 3.2, було обраховано фундаменти з різними геологічними умовами та навантаженнями, що передаються на них. Результати розрахунків було зведено в таблицю 3.2.

Проаналізувавши данні розрахунків створено графіки залежностей, що зображенні на рисунках 3.5 – 3.8.

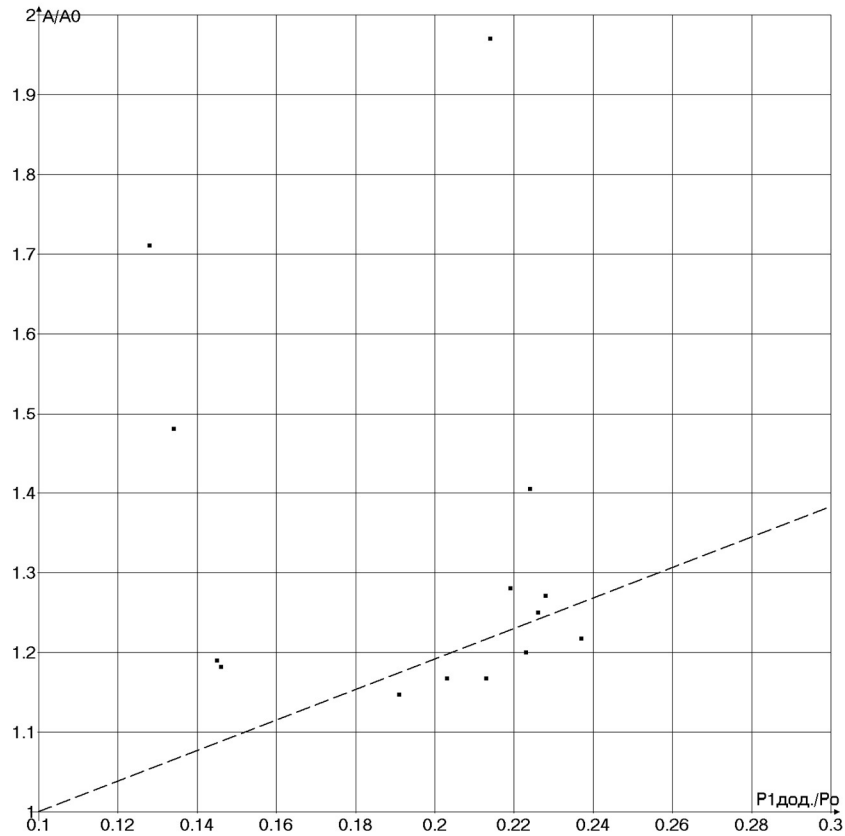


Рисунок 3.5 Графік залежності відношення розмірів фундаментів після і до підсилення, від відношення напруження під подошвою фундаменту через додаткове вертикальне навантаження та тиску під подошвою фундаменту до реконструкції, що діяв багато років.

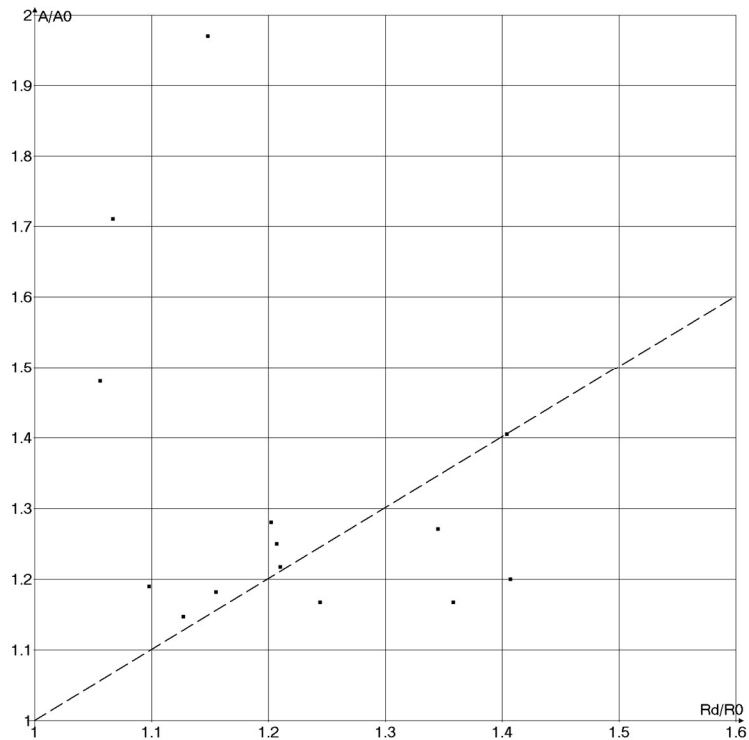


Рисунок 3.6 Графік залежності відношення розмірів фундаментів після і до підсилення, від відношення розрахункового опору ґрунту основи, що відповідають тривало навантаженій та ненавантаженій основи

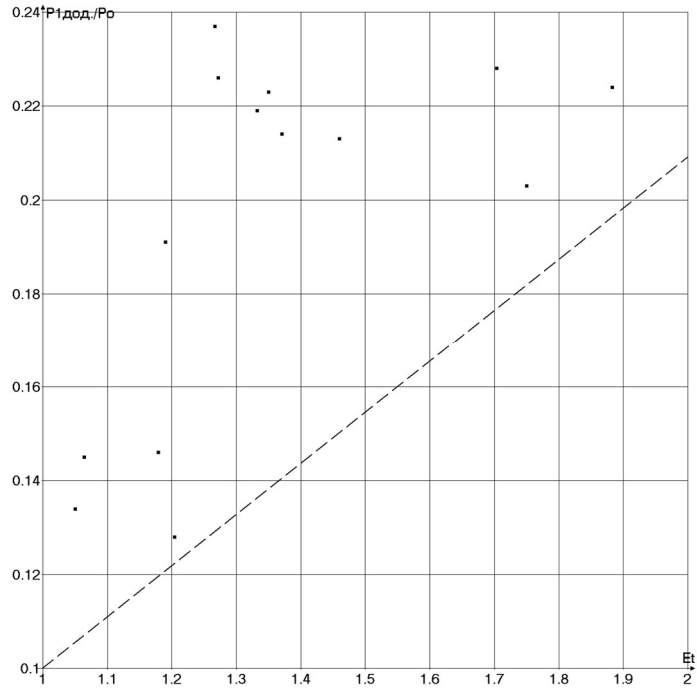


Рисунок 3.7 Графік залежності відношення напруження під подошвою фундаменту через додаткове вертикальне навантаження та тиску під подошвою фундаменту до реконструкції, що діяв багато років від співвідношення модулів загальної деформації ґрунту під існуючою та новою частинами підсиленого фундаменту

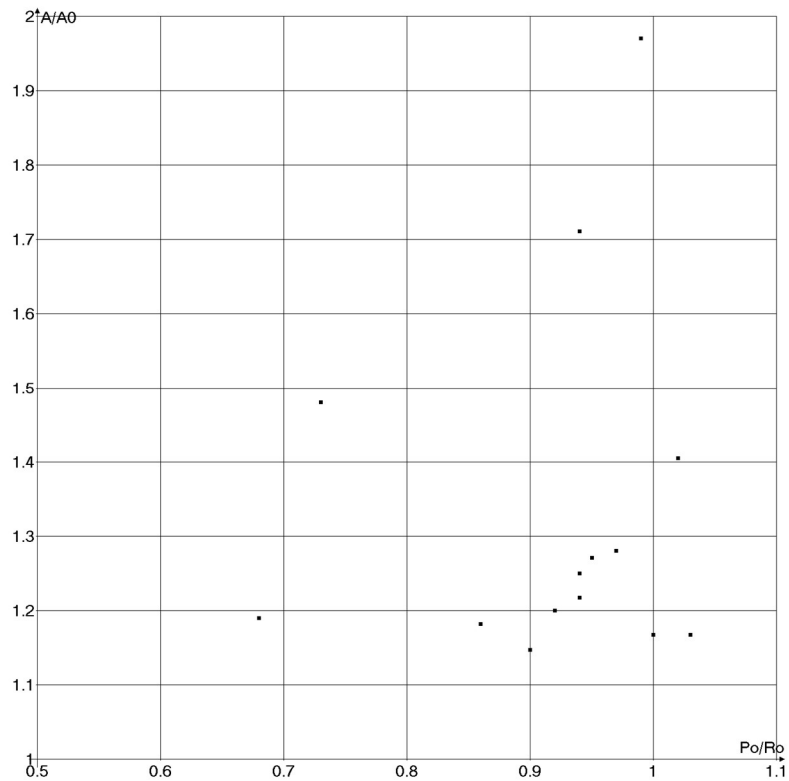


Рисунок 3.8 Графік залежності відношення розмірів фундаментів після і до підсилення, від інтенсивності середнього тиску

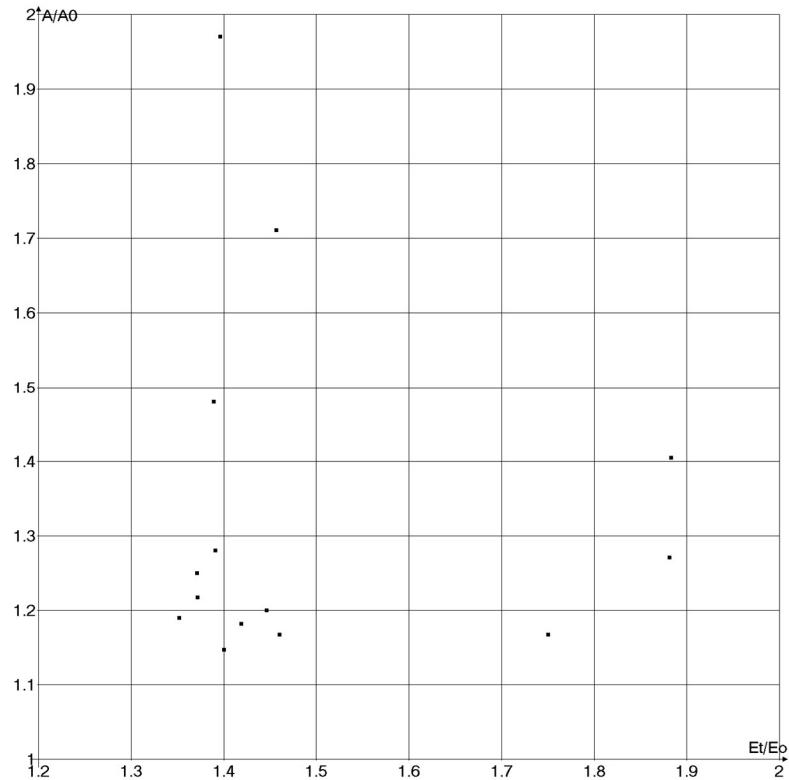


Рисунок 3.9 Графік залежності відношення розмірів фундаментів після і до підсилення, від відношення модуля деформації ґрунту тривало навантаженої та ненавантаженої основи

Розглянувши рисунки 3.8-3.9 графіків залежностей можна стверджувати про відсутність впливу інтенсивності середнього тиску і відношення модуля деформації ґрунту тривало навантаженої та ненавантаженої основи на збільшення розмірів фундаментів після підсилення.

Натомість з графіків, що зображені на рисунку 3.5-3.7 прослідковується залежність відношення фундаментів до і після підсилення від відношення напруження під подошвою фундаменту через додаткове вертикальне навантаження та тиску під подошвою фундаменту до реконструкції, що діяв багато років, та також залежність від відношення розрахункового опору ґрунту основи, що відповідають тривало навантаженим та ненавантаженим основи.

Найбільший вплив на зростання додаткового тиску під банкетами чинить співвідношення модулів загальної деформації ґрунту під існуючою та

новою частинами підсиленого фундаменту \bar{E}_t , значення якого і пропонується коригувати при влаштуванні банкетів в рівні поверхні ґрунту.

Проаналізувавши графіки залежностей та методику розрахунку підсилення згідно чинних норм, що наведено в розділі 3.2 рекомендується розрахунок тиску під підошвою підсиленого фундаменту від додаткових навантажень, що прикладаються до фундаменту з урахуванням поправочного коефіцієнта β [30].

При заміні формули $\bar{E}_t = \frac{1 - \bar{P}_0 + (\bar{R}_{0t} - 1) \cdot \frac{E_t^{\max}}{E_0}}{\bar{R}_{0t} - \bar{P}_0}$, прийнятої в нормах, на

запропоновану формулу $\bar{E}_t = \frac{E_t}{E_0 \times \beta}$ додатковий тиск під підошвою фундаментів з банкетами в рівні підошви виходить на 5-8 % більше, ніж для фундаментів з банкетами в рівні поверхні ґрунту. Це відповідає різниці між роботою цих двох варіантів влаштування банкетів, одержаної в результаті маломасштабного фізичного експеримента.

Висновки за розділом 3

Розроблено методику розрахунку підсилення стовпчастих фундаментів мілкого закладання банкетами в рівні поверхні ґрунту на підставі методики, запропонованої нормами.

Збільшення додаткового тиску на ґрунт основи при підсиленні фундаментів банкетами в рівні ґрунту у порівнянні з підсиленням банкетами в рівні підошви згідно розрахунків за запропонованою методикою становить 5-8%, що відповідає результатам, отриманим у фізичному експерименті (6-8%). Тому можна стверджувати, що отримані під час розрахунку за запропонованою методикою дані є прийнятними.

Таблица 3.2

γ_0	γ_t	γ_t/γ_0	c_0	c_t	c_t/c_0	E_0	E_t	E_t/E_0	R_0	A	ρ_0	R_t	R_d	P_0/R_0	P_γ	P	E_t	$P_{\text{дод}}$	$P_{\text{дод}}/P_0$	R_t/R_0	R_d/R_0	$P_{\text{сер}}$	A	A_1/A_2
21	22,1	1,05	23	27,8	1,21	14	19,2	1,371	340,8	2,1x2,4	322,0	392,1	411,20	0,94	0,203	0,931	1,272 <u>1,959</u>	72,7 <u>77,2</u>	0,226 <u>0,240</u>	1,151	1,207	399,5 <u>403,9</u>	2,1x3,0	1,250
19	20	1,05	4	4,8	1,20	7	9,8	1,400	182,3	3,6x3,9	164,5	138,9	205,50	0,90	0,186	0,877	1,190 <u>2,000</u>	31,4 <u>33,2</u>	0,191 <u>0,202</u>	0,762	1,127	204,7 <u>206,5</u>	3,5x4,6	1,147
32	34,2	1,07	2	3,4	1,70	28	49	1,750	268,7	2,4x2,4	278,0	322,8	365,00	1,03	0,075	1,000	1,750 <u>2,500</u>	56,5 <u>59,5</u>	0,203 <u>0,214</u>	1,201	1,358	334,1 <u>337,1</u>	2,4x2,8	1,167
21	22,7	1,08	11	14,5	1,32	10	14,6	1,460	225,3	2,4x2,4	226,3	263,0	280,30	1,00	0,245	1,000	1,460 <u>2,086</u>	48,2 <u>51,2</u>	0,213 <u>0,226</u>	1,167	1,244	281,0 <u>284,1</u>	2,4x2,8	1,167
19	20,2	1,06	5	6,2	1,24	9,1	12,7	1,396	200,2	2,7x3,3	198,7	221,4	229,80	0,99	0,303	0,990	1,371 <u>1,994</u>	42,6 <u>44,4</u>	0,214 <u>0,223</u>	1,106	1,148	231,5 <u>245,6</u>	3,9x4,5	1,970
28	30,5	1,09	1	1,8	1,80	16	30,1	1,881	221,6	3,0x3,3	211,5	262,2	298,00	0,95	0,095	0,949	1,704 <u>2,688</u>	48,3 <u>50,8</u>	0,228 <u>0,240</u>	1,183	1,345	262,3 <u>264,8</u>	3,4*3,7	1,271
23	24,5	1,07	12,6	16	1,27	14,8	21,4	1,446	282,3	3,0x3,0	260,2	362,1	397,30	0,92	0,228	0,899	1,350 <u>2,066</u>	58,1 <u>60,8</u>	0,223 <u>0,234</u>	1,283	1,407	324,0 <u>326,7</u>	3,0x3,6	1,200
25	27,7	1,11	3	5,5	1,83	9,93	18,7	1,883	341,2	2,7x2,7	348,6	413,8	479,10	1,02	0,177	1,000	1,883 <u>2,690</u>	78,1 <u>82,5</u>	0,224 <u>0,237</u>	1,213	1,404	434,7 <u>439,1</u>	3,2x3,2	1,405
15	15,6	1,04	8	9	1,13	7,1	9,6	1,352	165,6	2,10	112,1	177,6	181,80	0,68	0,245	0,621	1,064 <u>1,932</u>	16,3 <u>17,5</u>	0,145 <u>0,156</u>	1,072	1,098	128,4 <u>129,6</u>	2,5	1,190
21	22,5	1,07	11	14,2	1,29	14	20,4	1,457	223,1	2,7x3,0	210,4	233,3	238,00	0,94	0,242	0,925	1,204 <u>2,082</u>	26,9 <u>31,9</u>	0,128 <u>0,151</u>	1,046	1,067	237,3 <u>242,3</u>	3,3x4,2	1,711
22	23,1	1,05	24,4	29,5	1,21	16,4	22,5	1,372	374,1	1,8x2,1	351,6	431,3	452,60	0,94	0,171	0,928	1,267 <u>1,960</u>	83,4 <u>87,9</u>	0,237 <u>0,250</u>	1,153	1,210	441,5 <u>446,0</u>	2,0x2,3	1,217
17	17,9	1,05	7	8,5	1,21	5,9	8,37	1,419	195,7	2,20	167,4	217,0	226,00	0,86	0,295	0,794	1,179 <u>2,027</u>	24,5 <u>26,0</u>	0,146 <u>0,155</u>	1,109	1,155	191,9 <u>193,4</u>	2,6	1,182
21	22,2	1,06	21	25,8	1,23	13	18,08	1,391	386,2	2,5x2,5	376,3	442,3	464,20	0,97	0,233	0,965	1,332 <u>1,987</u>	82,4 <u>87,4</u>	0,219 <u>0,232</u>	1,145	1,202	458,7 <u>468,1</u>	2,5x3,2	1,280
20	20,8	1,04	5	5,8	1,16	9	12,5	1,389	141,7	2,50	103,7	147,4	149,60	0,73	0,148	0,685	1,050 <u>1,984</u>	13,9 <u>16,4</u>	0,134 <u>0,158</u>	1,040	1,056	117,6 <u>120,0</u>	3,7	1,480

РОЗДІЛ 4

Технічний розділ

В технічному розділі розглянуто реконструкцію хутряної фабрики у місті Жмеринка, що полягає у значному збільшенні навантажень на перекриття. Це пов'язано із зміною функціонального призначення об'єкту. Фабрика перетворюється на підприємство з вирощування креветок, для яких на перекриттях встановлюються численні ємності з водою.

4.1 Архітектурно-будівельні рішення

Територія, де розташований об'єкт о, згідно з класифікацією ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи" знаходиться в 3 вітровому та 3 ожеледному районі. Згідно з класифікацією СНиП 2.01.01-82 "Строительная климатология и геофизика" дана територія має наступні кліматичні характеристики:

- снігове навантаження – 1360 Па;
- вітровий тиск – 480 Па;
- розрахункова температура найбільш холодної п'ятиденки мінус 21°C;
- глибина промерзання ґрунту - 0,9м;
- сейсмічність до 6 балів.

4.1.1 Результати обстеження об'єкту

Адміністративно-виробничий корпус, що є об'єктом обстеження Г-подібної форми складається з одно-, чотирьохповерхової адміністративної частини будівлі розміщеної в осях «А-Є», «1-6». В осях «В-Г», «3-7» над 4-х поверховою адміністративною частиною будівлі влаштований технічний поверх.

До адміністративної частини, по осі «б», між осями «В-Є», прибудована 3 поверхова виробнича частина будівлі з технічним поверхом, в плані прямокутної форми і розміщена в осях «В-Є», «6-19»,

технічний поверх розміщений в осях «Г-Е», «11-19». Підлога 1-го поверху виробничої та адміністративної частин знаходиться у різних рівнях.

В осях "8-9", "В-Д" розташований підвал. Вхід в підвал виконаний з приміщення виробничої частини будівлі

Біля стіни адміністративної частини будівлі по осі «Є», між осями «3-4» та «5-6» влаштовані ганки та сходи.

Біля стіни виробничої будівлі по осі «Є», між осями «8-11», в рівні 1-го поверху виконана прибудова приміщення дизельної з навісом. Біля стіни по осі «Є», в осях «16-18», розташована – відкрита рампа, а в осях «18-19» прибудоване приміщення для зберігання відходів.

Вхід в адміністративну частину будівлі здійснюється через двері у зовнішній стіні в осях «А», «4-5», допоміжні виходи влаштовані в зовнішній стіні в осях «Є», «3-4», «Є», «5-6».

У виробничій частині будівлі в рівні 1-го поверху, біля стіни в осях «Є», «10-11», «Є», «17-18» в прибудованих приміщеннях влаштовані дверні прорізи.

Для зв'язку між поверхами влаштовані дві сходові клітки, в осях «В-Г», «6-7», «Е-Є», «6-7» із збірних залізобетонних сходових маршів з'єднаних з сходовими площадками. Конструкції сходів опираються на конструкції залізобетонного каркасу.

У виробничій частині будівлі, для переміщення між поверхами влаштована сходові клітка із збірних залізобетонних сходових маршів та площадок з опиранням на цегляні стіни. Сходові клітка має вихід на горище.

У виробничій частині в осях «Д-Е», «18/1-18» влаштовано два вантажних ліфта.

Адміністративна частина будівлі – збірна, залізобетонна каркасна будівля, в осях «А-В», «1-5», В-Є», 1-3» - одноповерхова, в осях «В-Є», «3-7» - 4-х поверхова.

Вертикальними несучими конструкціями адміністративної частини будівлі служать збірні залізобетонні колони, встановлені з кроком 6,0×6,0м, 3,0×6,0м (в осях В-Є), «6-7»).

По залізобетонних колонах каркасу змонтовано збірні залізобетонні ригелі з полками для обпирання плит, на які обперті збірні залізобетонні багатопустотні плити перекриття та покриття.

В осях «4», «Д-Е», в межах кожного поверху встановлено залізобетонні діафрагми жорсткості, закріплені заварюванням до закладних деталей залізобетонних колон. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою плит, ригелів, діафрагм жорсткості та колон.

Покрівля. Над одноповерховою частиною в осях «А-Є», «1-3», «А-Б», «3-6» - плоска з покриття руберойдним килимом. Водозлив внутрішній організований.

Над 4 поверховою частиною та технічним поверхом в осях «В-Є», «3-7» – двоскатна, з покриттям хвилястими азбоцементними листами по дерев'яних кроквах і латах, обпертих на залізобетонні плити покриття через дерев'яні стійки та прогони. Конструкції даху влаштованій без демонтажу старої плоскій покрівлі з покриттям руберойдним килимом. Водозлив зовнішній не організований.

Огороджувальними конструкціями адміністративної частини будівлі служать самонесучі цегляні стіни в рівні 1-го поверху, в рівні 2-го-4-го та технічного поверху - збірні навісні стінові панелі з вставками цегляної кладки та кладки з блоків черепашнику. Стіни сходових кліток на всю висоту будівлі – з керамічної цегли на розчині. Фронти покрівлі зашиті пластиковою вагонкою по дерев'яному каркасу.

В приміщеннях адміністративної частини будівлі розміщувались кабінети, побутові та сантехнічні приміщення.

Виробнича частина будівлі – збірна, залізобетонна каркасна будівля, в осях «В-Є», «7-19» - 3-и поверхова, в осях «Г-Е», «11-19» - над конструкціями 3-го поверху влаштований технічний поверх.

Вертикальними несучими конструкціями виробничої частини будівлі служать збірні залізобетонні колони, встановлені з кроком 6,0×6,0м.

В по залізобетонних колонах каркасу вздовж цифрових осей змонтовано збірні залізобетонні ригелі з полками для обпирання плит, на які обперті збірні залізобетонні ребристі плити перекриття та покриття.

Міцність і стійкість каркасу в поперечному напрямку забезпечують поперечні рами, які утворюються із збірних з/бетонних колон та ригелів, які жорстко зв'язані між собою та спільною роботою з жорстким диском конструкцій перекриттів.

Для забезпечення жорсткості каркасу частини будівлі в повздовжньому напрямку (вздовж буквених осей), в осях «В», «13-14», «Д», «13-14», «Є», «13-14», в межах перекриття кожного поверху встановлено монолітні залізобетонні вставки, жорстко закріпленні до залізобетонних колон на рівні ригелів поперечних рам і утворюють однопрольотні повздовжні рами.

Вертикальними несучими конструкціями технічного поверху виробничої частини будівлі служать збірні залізобетонні колони, встановлені з кроком 12,0×6,0м (в осях «Г-Е», «11-19»).

По залізобетонних колонах каркасу вздовж цифрових осей змонтовано збірні залізобетонні кроквяні двоскатні балки прольотом 12,0м, на які обперті збірні залізобетонні ребристі плити покриття. В приміщеннях технічного поверху розташовані технічні приміщення та машинне відділення ліфтів.

В частині виробничої частини будівлі, в осях «В-Є», «7-11» - покрівля двоскатна, з покриттям хвилястими азбоцементними листами по дерев'яних кроквах і латах, обпертих на залізобетонні плити покриття через дерев'яні стійки та прогони. Конструкції даху влаштовані без демонтажу старої плоскій покрівлі, покритої руберойдним килимом. Водозлив зовнішній не організований.

В частинах виробничої частини будівлі, в осях «В-Г», «11-19» та в осях «Е-Є», «11-19»- покрівля односкатна, з покриттям хвилястими азбоцементними листами по дерев'яних кроквах та латах. Конструкції даху

влаштовані по старій плоскій покрівлі, покритій руберойдним килимом. Водозлив зовнішній не організований.

Над технічним поверхом виробничої частини будівлі – покрівля, двоскатна з покриттям руберойдним килимом. Водозлив зовнішній не організований.

Огороджуючими конструкціями виробничої частини будівлі служать, збірні навісні стінові панелі з цегляними вставками, самонесучі цегляні стіни фронтонів в осях «11», «Г-Е», «19», «Г-Е».

В приміщеннях частини будівлі розміщувались виробничі, технічні та складські приміщення.

Фундаменти обстежуваної частини будівлі – залізобетонні стовпчасті стаканного типу під залізобетонні колони, фундаментні балки та залізобетонні стрічкові під стіни.

Площа забудови2204м².

Будівельний об'єм..... 29994м³.

Ступінь вогнестійкості будівлі (згідно порівняння конструктивів з параметрами таблиці 4 ДБН В.1.1-7-2002) –II.

Категорія складності об'єкта, згідно з табл. А.1 додатку «А» ДСТУ Н Б В 1.2-16:2013 «Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва» – III, клас наслідків – СС2.

4.1.2 Конструктивна характеристики

Адміністративна частина будівлі

Фундаменти. Під колони – монолітні залізобетонні стовпчасті. Фундаменти під крайній ряд колон по осі «Є», виконані з опорною двоступною залізобетонною плитою, висотою уступів ~300-350мм з підколонником стаканного типу розміром 900×900мм, глибиною закладання ~ 1600мм від рівня ґрунту. Бетон фундаменту класу С12/15. Під час обстеження армування нижньої плити фундаменту не виявлено.

По фундаментах змонтовані Т-подібні фундаментні балки висотою перерізу 450мм.

Під колони середнього ряду (в осях «Г», «4»), фундаменти виконані з опорною три уступною залізобетонною плитою висотою уступів ~300мм з підколонником стаканного типу розміром ~900×900мм, глибиною закладання ~ 3300мм від рівня підлоги 1-го поверху. Бетон фундаменту класу С12/15. Армування плити сіткою: - повздовжня та поперечна арматура Ø16 АІІ кроком 200мм.

Фундаменти під цегляні стіни 1-го поверху – стрічкові, залізобетонні шириною 500мм, з основою шириною 1100мм, глибиною закладання ~2350мм від рівня відмітки підлоги 1-го поверху. Бетон фундаменту класу С12/15.

Каркас. Частина будівлі в осях «А-Є», «1-3», «А-Б», «3-6».

Колони. Збірні залізобетонні перерізом 300х300мм, встановлені з сіткою 6,0х6,0м з консолями для монтажу ригелів.

Ригелі. Збірні залізобетонні з полками для обпирання плит змонтовані вздовж цифрових осей.

Покриття. Збірні залізобетонні багатопустотні плити, вкладені по полках ригелів.

Частина будівлі в осях «В-Є», «3-6».

Колони. Збірні залізобетонні перерізом 300х300мм, встановлені з сіткою 6,0х6,0м з консолями для монтажу ригелів.

В рівні 1-го та 2-го поверхів армування колон крайніх та середніх рядів виконане робочою арматурою 4Ø32 АІІІ, з хомутами - Ø10 АІ встановлених з кроком ~350мм. Бетон колон класу С35/45.

В рівні 3-го та 4-го поверхів армування колон крайніх рядів виконане робочою арматурою 4Ø28 АІІІ, з хомутами - Ø8 АІ встановленими з кроком ~260мм. Бетон колон класу С35/45.

Армування колон середніх рядів виконане робочою арматурою 4Ø25 АІІІ, з хомутами - Ø8 АІ встановленими з кроком ~240мм. Бетон колон класу С35/45.

Ригелі. Збірні залізобетонні з полками для обпирання плит змонтовані вздовж цифрових осей, шириною 400мм, висотою 450мм, висотою полки 250мм.

В рівні 1-го та 2-го поверхів армування ригелів крайніх рядів виконане у нижній зоні робочою арматурою 2Ø32 АІІІ, з хомутами - Ø10 АІ встановленими з кроком ~370мм. Бетон колон класу С32/40.

Армування ригелів середніх рядів у нижній зоні виконане робочою арматурою 2Ø28 АІІІ, з хомутами - Ø10 АІ встановленими з кроком ~370мм. Бетон колон класу С32/40.

В рівні 3-го та 4-го поверхів армування ригелів крайніх рядів виконане у нижній зоні робочою арматурою 2Ø32 АІІІ, з хомутами – Ø6мм встановленими з кроком 360мм. Бетон колон класу С30/35.

Армування ригелів середніх рядів у нижній зоні виконане робочою арматурою 2Ø25 АІІІ, з хомутами – Ø6мм, встановленими з кроком ~270мм. Бетон колон класу С30/35.

Діафрагми жорсткості. Збірні залізобетонні товщиною 140мм. Влаштовані в осях «4», «Д-Е», в межах кожного поверху.

Перекрыття. Збірні залізобетонні багатопустотні плити висотою 220мм, шириною 1,2-1,5м. Змонтовані на полки ригелів вздовж буквених осей. . Загальна товщина перекрыттів з влаштуванням підлог ~ 300мм (товщина підлог 80мм).

Армування плит перекрыття для 1-го-4-го поверхів в плитах шириною 1,2м виконане робочою арматурою у нижній зоні 6Ø16 АІІІ, для плит шириною 1,5м - робочою арматурою у нижній зоні 8Ø14 АІІІ. Бетон плит перекрыття класу С30/35.

Покриття. Збірні залізобетонні багатопустотні плити вистою 220мм, шириною 1,2-1,5м. Змонтовані на полки ригелів вздовж буквених осей.

Покрівля. В одноповерховій частині будівлі осях «А-Є», «1-3», «А-Б», «3-6», плоска з покриттям шарами руберойду на бітумі. Водозлив внутрішній організований. Вихід на покрівлю здійснюється по зовнішній металевій пожежній драбині.

Над 4 поверховою частиною та технічним поверхом в осях «В-Є», «3-7» – двоскатна, з покриттям хвилястими азбоцементними листами по дерев'яних кроквах з бруса перерізом 140x80мм і латах з дошки товщиною 25мм обпертих на дерев'яні стійки з кругляку та бруса, прогони. Водозлив зовнішній не організований. Конструкції даху влаштованій по конструкціях старої плоскої покрівлі, покритої руберойдним килимом.

Вихід на конструкції даху здійснюється з приміщення сходової клітки. Вихід на частину даху над технічним поверхом здійснюється по приставній дерев'яній драбині.

Сходи. Збірні залізобетонні об'єднані з сходовими площадками. Конструкції сходів обперті на конструкції залізобетонного каркасу.

Стіни. Зовнішні стіни в рівні 1-го поверху – самонесучі цегляні, товщиною 510мм.

Огороджуючими конструкціями адміністративної частини будівлі в рівні 2-го - 4-го поверхів та технічного поверху служать збірні навісні стінові панелі товщиною 300мм з вставками цегляної кладки та кладки з блоків черепашнику.

Зовнішні стіни сходових кліток на всю висоту будівлі – самонесучі, товщиною 380мм з керамічної цегли на розчині. Внутрішні – самонесучі товщиною 250мм.

Фронтони покрівлі зашити пластиковою вагонкою по дерев'яному каркасу.

Перегородки. Цегляні на розчині товщиною 120мм, 250 мм. Склоблоки.

Вікна. Дерев'яні. В приміщеннях фойє – вітражі з алюмінієвого профілю з декоративним заскленням.

Двері. Металеві, дерев'яні.

Підлоги. З покриттям мармуровими та керамічними плитками. Лінолеумні та з покриттям паркетом.

Оздоблення внутрішнє. Штукатурка, олійне, водоемульсійне та вапняне пофарбування стін та залізобетонних конструкцій перекриття та покриття. В частині приміщень стіни облицьовані керамічною та декоративною плиткою.

В частині приміщень влаштовані підвісні стелі.

Оздоблення зовнішнє. Цегляні стіни оштукатурені декоративним розчином.

Стіни з навісних панелей оштукатурені декоративним розчином з пофарбуванням фасадними фарбами.

Фронтони конструкцій даху зашиті декоративною пластиковою вагонкою по дер'вяному каркасу.

Виробнича частина будівлі

Фундаменти. Під колони – монолітні залізобетонні стовпчасті. Фундаменти під крайній ряд колон по осі «В», виконані з опорною залізобетонною триступною плитою, з висотою уступів ~250-380мм з підколонником стаканного типу розміром ~900х900мм, глибиною закладання ~ 2470мм від рівня ґрунту. Бетон фундаменту класу С12/15. Армування плити сіткою: - повздовжня арматура Ø16 АІІ кроком 200мм, поперечна арматура Ø10 АІІ кроком 200мм.

Фундаменти під крайній ряд колон по осі «Є», виконані з опорною залізобетонною триступною плитою, з висотою уступів ~280-300мм з підколонником стаканного типу розміром ~900х900мм, глибиною закладання – 2660мм від рівня ґрунту. Бетон фундаменту класу С12/15. Армування плити сіткою: - повздовжня арматура Ø16 АІІ кроком 200мм, поперечна арматура Ø10 АІІ кроком 200мм.

Під колони середнього ряду (в осях «Д», 12»), фундаменти виконані з опорною залізобетонною триступною плитою висотою уступів ~300мм з підколонником стаканного типу розміром ~900×900мм, глибиною закладання

– 2600мм від рівня підлоги. Бетон фундаменту класу С12/15. Армування плити сіткою: - повздовжня арматура Ø18 АІ кроком 150мм, поперечна арматура Ø12 АІ кроком 400мм.

Фундаменти під ліфтові шахти та сходові клітки - стрічкові, залізобетонні.

Стіни підвалу (в осях «В-Д», 8-9») – стрічкові з стінових фундаментних блоків та залізобетонних монолітних ділянок.

Каркас. Колони. В частині будівлі в осях «В-Є», «7-19», в рівні 1-го -3го поверхів - збірні залізобетонні перерізом 400х400мм, встановлені з сіткою 6,0х6,0м з консолями для монтажу ригелів.

В частині будівлі в осях «Г-Е», «11-19», в рівні технічного поверху - збірні залізобетонні перерізом 400х400мм, встановлені з сіткою 12,0х6,0м з консолями для монтажу ригелів.

В рівні 1-го та 2-го поверхів армування колон крайніх рядів виконане робочою арматурою 4Ø28 АІІІ, з хомутами - Ø10 А, встановленими з кроком ~370мм. Бетон колон класу С35/45.

В рівні 1-го та 2-го поверхів армування колон середніх рядів виконане робочою арматурою 4Ø25 АІІІ, з хомутами - Ø8 АІ встановленими з кроком ~400мм. Бетон колон класу С35/45.

В рівні 3-го поверху армування колон крайніх рядів виконане робочою арматурою 4Ø28 АІІІ, з хомутами - Ø10 АІ встановленими з кроком ~370мм. Бетон колон класу С25/30.

В рівні 3-го поверху армування колон середніх рядів виконане робочою арматурою 4Ø25 АІІІ, з хомутами - Ø8 АІ встановленими з кроком ~400мм. Бетон колон класу С25/30.

Для кріплення стінових панелей біля залізобетонних колон каркасу по осі «19» встановлено фахверкові металеві колони.

Ригелі. Збірні залізобетонні з полками для обпирання плит, змонтовані вздовж цифрових осей, шириною 400мм, висотою перерізу 800мм, висотою полки 400мм.

В рівні 1-го, 2-го та 3-го поверхів армування ригелів крайніх та середніх рядів виконане у нижній зоні робочою арматурою 3Ø25 АШ. Бетон колон класу С32/40.

Перекриття. Перекриття будівлі виконані із збірних залізобетонних ребристих плит, рядових розміром, 6,0x1,5м висотою 400мм, міжколонних розміром 6,0x0,74м, 6,0x1,5м та монолітних ділянок обпертих на полки ригелів.

Армування кожного з повздовжніх ребер плит перекриття виконане робочою арматурою 2Ø18 АШ. Поперечні ребра плит армовано робочою арматурою Ø14 АШ.

Перекриття приміщення підвалу (в осях «В-Д», 8-9») монолітне залізобетонне по металевих балках з двотавру.

Покриття. Конструкціями покриття частини будівлі в осях «В-Є», «7-11», «В-Г», «11-19», «Е-Є», «11-19» - служать збірні залізобетонні ребристі плити розміром 6,0x1,5м.

Конструкціями покриття технічного поверху будівлі в осях «Г-Е», «11-19» служать збірні залізобетонні ребристі плити розміром 6,0x1,5м, змонтовані на двоскатні кроквяні балки прольотом 12,0м.

Покрівля. В частині будівлі в осях «В-Є», «7-11» - покрівля двоскатна, з покриттям хвилястими азбоцементними листами по дерев'яних кроквах з бруса перерізом 140x80мм і латах з бруса, обпертих на дерев'яні стійки з кругляку та бруса різного перерізу, прогони. Конструкції даху влаштовані без демонтажу старої плоскої покрівлі, покритої руберойдним килимом. Водозлив зовнішній не організований. Вихід на конструкції даху здійснюється по внутрішній сходовій клітці з приміщення адміністративної частини.

В частинах будівлі в осях «В-Г», «11-19», «Е-Є», «11-19» - покрівля односкатна, з покриттям хвилястими азбоцементними листами по дерев'яних кроквах і латах, обпертих на дерев'яні стійки та прогони. Конструкції даху влаштованій по старій плоскій покрівлі, покритої руберойдним килимом.

Водозлив зовнішній не організований. Вихід на конструкції даху здійснюється по внутрішній сходовій клітці з приміщення виробничої частини будівлі.

Покрівля над технічним поверхом в осях «Г-Е», «11-19» - двоскатна, з покриттям руберойдом на бітумі. Водозлив зовнішній не організований. Вихід на покрівлю технічного поверху здійснюється по приставній дерев'яній драбині з конструкцій двоскатної покрівлі.

Сходи. У виробничій частині будівлі, в осях «Е/1-Е/2», «18-19» влаштована сходові клітка із збірних залізобетонних сходових маршів та площадок з обпиранням на цегляні стіни.

Стіни. Огороджуваними конструкціями виробничої частини будівлі в рівні 1-го - 3-го поверхів та повздовжні стіни технічного поверху служать збірні навісні стінові панелі товщиною 200мм з вставками цегляної кладки.

Поперечні зовнішні стіни технічного поверху – самонесучі, товщиною 380мм з керамічної цегли на розчині. Внутрішні – самонесучі товщиною 250мм.

Поперечні зовнішні стіни технічного поверху сходових кліток на всю висоту будівлі – самонесучі з керамічної цегли на розчині товщиною 380мм. Внутрішні – самонесучі товщиною 250мм.

Фронтони покрівлі зашиті пластиковою вагонкою по дерев'яному каркасу.

Перегородки. Цегляні на розчині товщиною 120мм виконані з пілястрами, товщиною 250 мм. Склоблоки.

В приміщенні технічного поверху на всю висоту приміщення перегородки цегляні товщиною 120мм з влаштуванням пілястр розміром перерізу 380x250мм та 640x380мм.

Вікна. Дерев'яні. В приміщеннях фойє – вітражі з алюмінієвого профілю з декоративним заскленням.

Двері. Металеві, дерев'яні.

Підлоги. З покриттям мармуровими та керамічними плитками. Лінолеумі та з покриттям паркетом.

Оздоблення внутрішнє. Штукатурка, олійне, водоемульсійне та вапняне пофарбування стін та залізобетонних конструкцій перекриття та покриття. В частині приміщень стіни облицьовані керамічною та декоративною плиткою.

В частині приміщень влаштовані підвісні стелі.

Оздоблення зовнішнє. Цегляні стіни оштукатурені декоративним розчином.

Стіни з навісних панелей оштукатурені декоративним розчином з пофарбуванням фасадними фарбами.

Фронтони конструкцій даху зашиті декоративною пластиковою вагонкою по дерев'яному каркасу.

Противопожежні заходи

Пожежна безпека повинна виключати можливість як виникнення пожежі, так і забезпечувати безпеку людей які знаходяться на об'єкті у разі його виникнення. Ступінь вогнестійкості будівлі [28]: I. Елементи конструкції будівлі виконанні з негорючих матеріалів. Двері відкриваються в сторону аварійного виходу, передбачено вільний під'їзд пожежних машин.

Для попередження замикання електромережі на розподільчих щитках змонтовані запобіжники.

У разі виникнення пожежі подача води для її усунення береться з пожежних гідрантів, у разі внутрішньої пожежі на сходовій клітці змонтовані пожежні щитки з подачею води та пінними вогнегасниками місткістю 10л.

Інженерне обладнання будинку

Електропостачання подається шляхом передачі струму від трансформаторної підстанції з вирівнюванням напруги в електрощитовій, яка знаходиться в підвалі будівлі. Проведення електропостачання в запроектованій будівлі виконується перед оштукатуренням внутрішніх стін і

перегородок і кріпиться в попередньо підготовлених канавках за допомогою спеціальних кріпильних елементах до конструкцій будівлі.

Каналізація будівлі підключена до центральної каналізаційної мережі. З використанням металопластикових труб.

Водозабезпечення здійснюється від центрального водопроводу. З використанням поліпропіленових труб з профільованою стінкою.

Система опалення будівлі центральна, яка складається з труб та радіаторів опалення, по яким циркулює вода. Радіатори знаходяться розміщені з приляганням до стін приміщень.

Газопостачання проводиться від ГРШП газопроводом середнього тиску, який розташований на зовнішній глухій стіні будинку.

4.1.3 Висновки стосовно технічного стану споруди та рекомендації щодо її подальшої експлуатації

1. За результатами візуального та інструментального обстеження, виконаних перевірочних розрахунків від дії існуючих та проектних навантажень несучих конструкцій адміністративно виробничого корпусу розташованого по вул. Магістральна, 67 в м. Жмеринка Вінницької області можна зробити наступні висновки:

2. Фундаменти будівлі на час обстеження знаходяться в задовільному (II) стані, пошкоджень та просідань основ не виявлено.

2.1. Перевірочні розрахунки фундаментів споруди показали, що міцність фундаментів з врахуванням існуючих та проектних експлуатаційних навантажень від технологічного обладнання не забезпечена (див. розділ 4). Для сприйняття проектних навантажень фундаменти потребують підсилення.

3. Конструкції залізобетонного каркасу та перекриттів адміністративно виробничого корпусу знаходяться в задовільному (II) стані. Деформацій та пошкоджень, що можуть вплигнути на міцність, стійкість та довговічність конструкцій не виявлено.

3.1. Перевірочні розрахунки конструкцій каркасу споруди показали, що міцність колон, ригелів та плит перекриття з врахуванням існуючих та проектних експлуатаційних навантажень від технологічного обладнання не забезпечена (див. розділ 5) Для сприйняття проектних навантажень конструкції потребують підсилення.

4. Конструкції рулонної покрівлі та покрівлі з азбоцементних на ділянках будівлі знаходяться в непридатному до нормальної експлуатації (III) стані і подальша їх експлуатація може призвести до руйнування конструкцій несучих конструкцій та перекриття. Капітальний ремонт покрівлі слід виконати з врахуванням вимог проекту реконструкції.

5. Конструкції стін знаходяться в задовільному (II) стані і потребують поточного ремонту.

6. Конструкції вікон, дверей, підлог, внутрішнього та зовнішнього оздоблення знаходяться в непридатному до нормальної експлуатації (III) стані і потребують заміни з врахуванням вимог проекту.

4.2 Розрахунок підсилення фундаментів

4.2.1 Аналіз інженерно-геологічних умов будівництва

В межах досліджуваної 12 - ти метрової товщі за даними буріння, лабораторних досліджень та розрахунків виділяються 11 інженерно - геологічних елементів (ІГЕ), геологічну будову яких зображено на рисунку 5.1.

Ґрунти ІГЕ - 1 представлені насипним ґрунтом – а саме суглинками різної консистенції, з домішками будівельно-побутового сміття (щєбінь, цегла, відсів, куски бетону, та інше). Насипні ґрунти ІГЕ - 1 відносяться до незлежаних.

Ґрунти ІГЕ - 2 представлені суглинком напівтвердим, , жовто-бурим, високопористим.

Ґрунти ІГЕ - 3 представлені глинами твердими, жовтого кольору.

Ґрунти ІГЕ - 4 представлені суглинком твердим, легким, жовтого, жовто - палевого кольору.

Ґрунти ІГЕ – 4а представлені суглинком напівтвердим, жовто-бурим, високопористим, легким, жовтого, жовто - палевого кольору.

Ґрунти ІГЕ - 5 представлені суглинком напівтвердим, бурого, жовто-бурого, темно - коричневого кольору.

Ґрунти ІГЕ - 6 представлені пісками мілкий середньої щільності, жовтими, з лінзами крупного та прошарками суглинку та супіску, вологим.

Ґрунти ІГЕ - 7 представлені супіском твердим, жовто-коричневого, жовто – бурого кольору, з включеннями лінз піску.

Ґрунти ІГЕ – 8 представлені глинами твердими, бурого, коричневого, коричнево-жовтого кольору, з лінзами суглинку

Ґрунти ІГЕ – 8а представлені суглинками твердими, жовто-бурого кольору.

Ґрунти ІГЕ - 9 представлені супіском текучим, жовто-бурим, бурим, сірим

Нормативна глибина промерзання – 0.9 м.

Дані про фізико-механічні характеристики наведені в таблиці 5.1

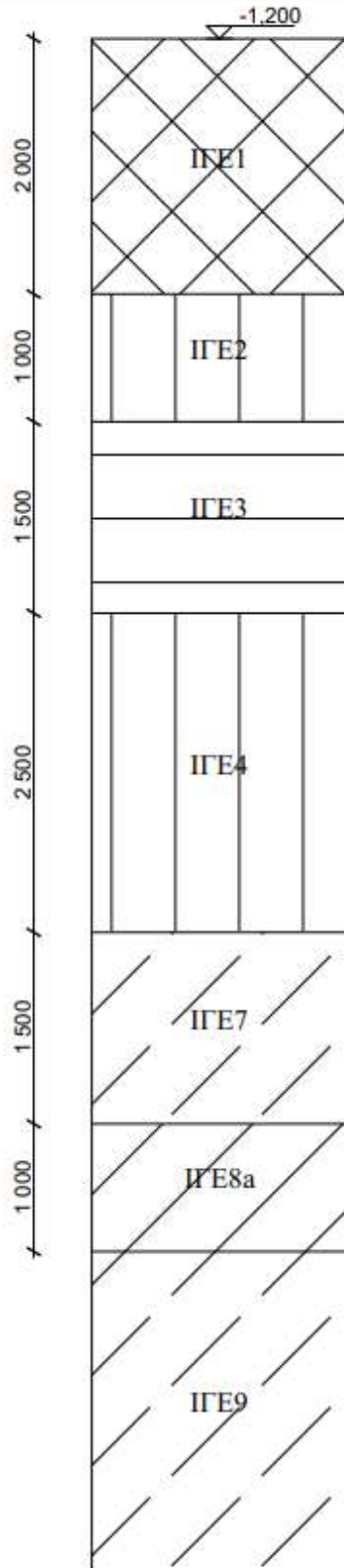


Рисунок 4.1

Таблиця 4.1 Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№ IGE	Номенклатура ґрунтів	Нормативні																	Розрахункові					
													З урахуванням зміни вологості						З урахуванням зміни вологості					
		W	W _L	W _p	I _p	I _L	P	P _d	P _s	e	S _r	E	c	φ	W _{sat}	I _L	S _r	E	ρ _{II}	ρ _I	c _{II}	c _I	φ _{II}	φ _I
1	Насипний ґрунт, будівельне сміття ґрунтово-рослинний шар, суглинок гумусований, суглинок тугопластичний, неущільнений	Проходиться фундаментом; R ₀ = 80 кПа																						
2	Суглинок напівтвердий	0,13	0,24	0,13	0,11	0	1,70	1,50	2,68	0,78	0,45	9	14	13	0,26	>1	0,90	7	1,69	1,68	14	9	13	11
3	Глина тверда, жовта	0,17	0,37	0,18	0,19	<0	1,77	1,51	2,74	0,81	0,57	13	18	16	0,27	0,45	0,90	8	1,76	1,75	18	12	16	14
4	Суглинок твердий	0,19	0,29	0,20	0,09	<0	1,75	1,47	2,68	0,82	0,62	13	15	15	0,28	0,85	0,90	7	1,74	1,73	15	10	15	13
4а	Суглинок напівтвердий	0,21	0,27	0,19	0,08	0,25	1,79	1,48	2,68	0,81	0,69	12	15	15	0,27	>1	0,90	7	1,78	1,77	15	10	15	13
5	Суглинок напівтвердий, жовто-бурий, жовтий	0,20	0,28	0,18	0,10	0,20	1,79	1,49	2,68	0,80	0,67	12	16	16	0,27	0,88	0,90	8	1,78	1,77	16	11	16	14
6	Пісок мілкий, середньої щільності, жовтий, вологий	0,15	-	-	-	-	1,89	1,64	2,66	0,62	0,65	26	2	30	0,21	-	0,90	26	1,88	1,87	2	1	30	27
7	Супісок твердий, жовто-бурий	0,15	0,25	0,20	0,05	<0	1,85	1,61	2,70	0,68	0,60	12	12	23	0,23	0,52	0,90	9	1,84	1,83	12	8	23	20
8	Глина тверда, бура, сіра	0,22	0,58	0,28	0,30	<0	1,94	1,59	2,74	0,72	0,83	20	43	19	0,22	<0	0,83	20	1,93	1,92	43	29	19	17
8а	Суглинок твердий, жовто-бурий, бурий, тяжкий	0,20	0,41	0,24	0,17	<0	1,93	1,61	2,68	0,67	0,80	12	18	18	0,20	<0	0,80	12	1,92	1,91	18	12	18	16
9	Супісок текучий, жовто-бурий, бурий, сірий	0,27	0,27	0,24	0,03	1	1,95	1,54	2,70	0,76	0,96	7	9	18	0,27	1,00	0,96	7	1,94	1,93	9	6	18	16
Рівень ґрунтових вод –																								

4.2.2 Збір навантажень на фундаменти

Територія, де розташований об'єкт обстеження, згідно з класифікацією [28] знаходиться в 3-му вітровому та 4-му сніговому районі. Згідно з цим нормативним документом ділянка забудови має наступні природно-кліматичні характеристики:

- снігове навантаження – 1400 Па;
- вітровий тиск – 500 Па.

Розміри стін та характеристики конструктивних елементів приймали згідно з обмірними кресленнями та даними візуального та інструментального обстеження будівлі.

При розрахунках експлуатаційних та граничних розрахункових значень снігового навантаження враховували термін експлуатації будівлі 100 років.

Снігове навантаження, згідно з [29] на 1 м^2 покриття складає

$$s_m = \gamma_{fm} s_0 C,$$

де $C = \mu C_e C_{alt}$;

$C_e=1$, оскільки покрівля утеплена, $C_{alt}=1$, оскільки висота над рівнем моря $H < 0,5 \text{ км}$;

Коефіцієнт форми покрівлі μ приймаємо за схемою 8 додатку Ж [28] як для будівель з плоскою покрівлею $\mu=1$.

$S_0 = 1,4 \text{ кПа}$ для 4 снігового району.

Характеристичне значення вітрового тиску для 3 вітрового району

$$W_0 = 0,5 \text{ кПа}.$$

Корисне навантаження на 1 м^2 – 2 кН.

Таблиця 4.2 – Збір навантаження на крайню колону Є,4(5) 4-х поверхового блоку після реконструкції (вантажна площа 18 м²)

Найменування навантаження і формула підрахунку	X _e , кН	γ _{fm}	X _m , кН
1 Постійні вертикальні навантаження			
1. Вага колон $0,3 \cdot 0,3 \cdot 12,9 \cdot 25$ кН	29,0	1,1	31,9
2. Вага ригелів $26 \cdot 4/2$ кН	52,0	1,1	57,2
3. Вага плит перекриття $3,0 \cdot 18,0 \cdot 4$ кН	216,0	1,1	237,6
4. Вага конструкції покрівлі $0,7 \cdot 18,0 / \cos 15^0$ кН	13,1	1,3	17,0
5. Вага стіни $3,36 \cdot 6,0 \cdot 14,5 \cdot 0,76$	222,2	1,2	266,6
6. Вага конструкції підлоги $(1,53 + 3,82 \cdot 3) \cdot 18,0$ кН	233,8	1,3	304,0
7. Технологічне навантаження на перекриття $(5,0 + 2,0 + 13,0) \cdot 18,0 + 2,0$	362,0	1,2	434,4
8. Технологічне навантаження на покриття	2,0	1,2	2,4
Всього	1030,1		1251,1
2 Змінні вертикальні навантаження			
1. Перегородки $(1,6 \cdot 2 + 1,8) \cdot 18,0$	90,0	1,2	108,0
2. Корисне $(2,0 \cdot 3 + 0,7) \cdot 18,0$	120,6	1,2	144,7
3. Сніг $1,4 \cdot 18,0 (\cdot 0,49)$	12,4	1,14	28,7
Всього	223,0		281,4

Складемо найбільш несприятливе поєднання навантажень.

Несприятливе навантаження складається з суми всіх постійних навантажень і тимчасових.

З урахуванням коефіцієнтів сполучень, а також враховуючи коефіцієнти надійності за призначенням [7], маємо вертикальні сили для фундаменту по осі Є,15 після реконструкції:

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.кор.}}) \gamma_n = (1030,1 + 90,0 \cdot 0,95 + 0,9 \cdot (120,6 + 12,4)) \times 0,975 = 1167,0 \text{ (кН)};$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.кор.}}) \gamma_n = (1251,1 + 0,95 \cdot 108,0 + 0,9 \cdot (144,7 + 28,7)) \times 1,1 = 1587,22 \text{ (кН)}.$$

Таблиця 4.3 – Збір навантаження на крайню колону Є,15 4-х поверхового блоку до реконструкції (вантажна площа 18 м²)

Найменування навантаження і формула підрахунку	X _e , кН	γ _{fm}	X _m , кН
1 Постійні вертикальні навантаження			
1. Вага колон $0,3 \cdot 0,3 \cdot 12,9 \cdot 25$ кН	29,0	1,1	31,9
2. Вага ригелів $26 \cdot 4/2$ кН	52,0	1,1	57,2
3. Вага плит перекриття $3,0 \cdot 18,0 \cdot 4$ кН	216,0	1,1	237,6
4. Вага конструкції покрівлі $0,7 \cdot 18,0 / \cos 15^0$ кН	13,1	1,3	17,0
5. Вага стіни $3,36 \cdot 6,0 \cdot 14,5 \cdot 0,65$	190,0	1,2	228,0
6. Вага конструкції підлоги $(1,53 + 1,62 \cdot 3) \cdot 18,0$ кН	115,0	1,3	149,5
7. Технологічне навантаження на перекриття $2,0 \cdot 3 \cdot 18,0$	108,0	1,2	129,6
Всього	623,1		750,8
2 Змінні вертикальні навантаження			
1. Перегородки $(1,6 \cdot 2 + 1,8) \cdot 18,0$	90,0	1,2	108,0
2. Корисне $(2,0 \cdot 3 + 0,7) \cdot 18,0$	120,6	1,2	144,7
3. Сніг $1,4 \cdot 18,0 \cdot (0,49)$	12,4	1,14	28,7
Всього	223,0		281,4

Складемо найбільш несприятливе поєднання навантажень.

З урахуванням коефіцієнтів сполучень, а також враховуючи коефіцієнти надійності за призначенням [7], маємо вертикальні сили для фундаменту по осі Є,15 після реконструкції:

$$N_e = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.кор.}}) \gamma_n = (623,1 + 90,0 \cdot 0,95 + 0,9 \cdot (120,6 + 12,4)) \cdot 0,975 = 849,0 \text{ (кН)};$$

$$N_m = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,95 \sum N_i^{\text{тим.трив.}} + 0,9 \sum N_i^{\text{тим.кор.}}) \gamma_n = (750,8 + 0,95 \cdot 108,0 + 0,9 \cdot (144,7 + 28,7)) \cdot 1,1 = 1144,75 \text{ (кН)}.$$

4.2.3 Підсилення фундаментів в рівні підшви фундаменту

Фундамент Є, 15 згідно з результатами інженерно-геологічних вишукувань можуть спиратися на ґрунт ІГЕ №2.

Виконаємо перевірку тиску під підшвою цих фундаментів у припущенні, що вони мають такі ж розміри як по осі В.

У припущенні, що основою фундаментів слугує ґрунт ІГЕ №2

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{K} (M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_c C_{II}) =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} (0,26 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 16,9 + 2,05 \cdot 2,6 \cdot 16,9 + 4,55 \cdot 14,0) = 165,6 \text{ (кПа)},$$

де всі позначення згідно з [7].

Осереднення питомої ваги ґрунту за формулою:

$$\gamma_{\text{сеп}} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots},$$

де $\gamma_1, \gamma_2, h_1, h_2$ - питома вага і потужність шарів ґрунту.

Тиск під підшвою фундаменту з урахуванням привантаження на підлозі:

$$p = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt}d + q = \frac{1167,0}{2,7 \cdot 3,0} + 20 \cdot 3,1 + 14,7 = 144,1 + 62 + 14,7 = 220,8 \text{ (кПа)} > R = 165,6 \text{ кПа.}$$

Тиск під подошвою фундаменту до реконструкції

$$p = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt}d + q = \frac{849,0}{2,7 \cdot 3,0} + 20 \cdot 3,1 = 104,8 + 62 = 166,8 \text{ (кПа)} \approx R = 165,6 \text{ кПа.}$$

Розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи R_t , кПа, визначається за формулою

$$R_d = R_0 + (R_t - R_0) \frac{E_t}{E_0} = 165,6 + (182,1 - 165,6) \frac{12,8}{9} = 189,0 \text{ (кПа)}$$

Розрахункові міцнісні і деформаційні характеристики ґрунту тривало навантаженої основи залежать від виду ґрунту, тривалості навантаження t (років) і інтенсивності середнього тиску \bar{P}_0

$$\bar{P}_0 = \frac{P_0}{R_0} = \frac{166,8}{165,6} = 1.$$

Кут внутрішнього тертя ґрунту φ_t , град.

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_\varphi \cdot \sqrt[3]{t}) = 13 \cdot (1 + 1,0 \cdot 0,0284 \cdot \sqrt[3]{30}) = 14^0,$$

де \bar{P} - ступінь обтиснення основи існуючого фундаменту додатковим тиском

$$\bar{P} = \frac{P_0 - P_\gamma}{1 - P_\gamma} = \frac{1,0 - 0,264}{1 - 0,264} = 1,0 ;$$

а \bar{P}_γ - інтенсивність вертикального побутового тиску ґрунту на рівні подошви фундаменту

$$\bar{P}_\gamma = \frac{\gamma'_{11} \cdot d}{R_0} = \frac{16,8 \cdot 2,6}{165,6} = 0,264 ;$$

Питоме зчеплення ґрунту c_b , кПа (тс/м²)

$$c_t = c_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_c \cdot \sqrt[3]{t}) = 14 \cdot (1 + 1,0 \cdot 0,0796 \sqrt[3]{30}) = 17,4 (\text{кПа}).$$

Максимальний модуль деформації ґрунту E_t^{\max} , МПа

$$E_t^{\max} = E_0 \cdot (1 + \rho_E \cdot \sqrt[3]{t}) = 9 \cdot (1 + 0,137 \sqrt[3]{30}) = 128 (\text{МПа}).$$

$$R_{0t} = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{K} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_c C_t) =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} (0,29 \cdot 3,3 \cdot 16,9 + 2,17 \cdot 2,3 \cdot 16,9 + 4,69 \cdot 17,4) = 182,1 (\text{кПа}).$$

γ'_{11} - розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає вище підшоши фундаменту, кН/м³ (тс/м³);

$\rho_\varphi, \rho_c, \rho_E$ - безрозмірні коефіцієнти, що визначаються за формулами:

$$\rho_\varphi = \alpha_\varphi \left(1 - \frac{\varphi_0}{45^\circ}\right) = 0,04 \left(1 - \frac{13}{45}\right) = 0,0284;$$

$$\rho_c = 0,025 + \alpha_c \cdot e \cdot (1 + 0,3 \cdot I_l) = 0,025 + 0,07 \cdot 0,78 (1 + 0,3 \cdot 0) = 0,0796$$

$$\rho_E = 0,09 + \alpha_E \cdot e \cdot (1 + 0,2 \cdot I_l) = 0,09 + 0,06 \cdot 0,78 \cdot (1 + 0,2 \cdot 0) = 0,137$$

Коефіцієнт	Найменування ґрунтів				
	Піски		Пилувато-глинисті		
	крупні, середні	дрібні, пилуваті	сіпіски	суглинки	глини
α_φ	0,070	0,090	0,055	0,040	0,035
α_c	0,250	0,350	0,110	0,070	0,040
α_E	0,200	0,300	0,100	0,060	0,035

Отже, після тривалої експлуатації розрахунковий опір ґрунту основи при ширині підшоши фундаменту $b = 3,3$ м може бути прийнятим 261,6 кПа.

Після реконструкції

$$p=220,8 \text{ кПа} > R=189,0 \text{ кПа}.$$

Умова неперевикнення розрахункового опору ґрунту основи не виконується.

Потрібна площа підшви з урахуванням власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах

$$A = \frac{N_e}{R - \gamma_{mt}d} = \frac{1167,0}{189,0 - 20 \times 3,1 - 14,7} = 10,39 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Потрібні розміри підшви

$$b = \sqrt{A/1,11} = \sqrt{10,39/1,11} = 3,1 \text{ (м)}. l = 1,11 \cdot 3,0 = 3,4 \text{ (м)}.$$

Перевірка обмежень для середніх тисків під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення здійснюється за формулами

$$\left. \begin{array}{l} \sum P_{1cep} \leq R_t; \\ \sum P_{2cep} \leq R_0; \end{array} \right\}$$

Визначимо тиск під підшвою підсиленого фундаменту при довжині $l = 3,0$ м від додаткового навантаження.

Співвідношення модулів загальної деформації ґрунту під існуючою та новою частинами підсиленого фундаменту за формулою

$$\bar{E}_t = \frac{1 - \bar{P}_0 + (\bar{R}_t - 1) \cdot \frac{E_t}{E_0}}{\bar{R}_t - \bar{P}_0} = \frac{1 - 1,0 + \left(\frac{182,1}{165,6} - 1\right) \cdot \frac{12,8}{9}}{\frac{182,1}{165,6} - 1} = 1,42$$

Середній додатковий тиск під існуючим фундаментом

$$P_{1сер} = \frac{N_{доод}}{A_1 + \frac{A_2}{E_t}} = \frac{1167,6 - 849,0}{8,1 + \frac{10,54 - 8,1}{1,42}} = 22,54 \text{ (кПа)};$$

Середній додатковий тиск під новою частиною підсиленого фундаменту

$$P_{2сер} = \frac{N_{доод}}{A_1 \cdot \bar{E}_t + A_2} = \frac{1167,6 - 849,0}{8,1 \cdot 1,42 + (10,54 - 8,1)} = 22,85 \text{ (кПа)}.$$

Середні тиски під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення

$$\sum P_{1сер} = \frac{849,0}{8,1} + 20 \cdot 3,1 + 22,54 = 188,35 \text{ (кПа)} < R_t = 189 \text{ кПа};$$

$$\sum P_{2сер} = 20 \cdot 3,1 + 22,85 = 84,85 \text{ (кПа)} < R_0 = 182,1 \text{ кПа}.$$

Граничні умови виконуються.

4.2.4 Розрахунок армування банкетів, в рівні підосви фундаментів

Передача навантаження від фундаменту, що підсилюється до елементів банкету використовуємо робочі стержні в рівні підосви і в рівні верху плити фундаменту (передача навантаження у переречному напрямку) і повздовжні стержні (передача у повздовжньому напрямку). Армування банкетів показане на рисунку 4.2.

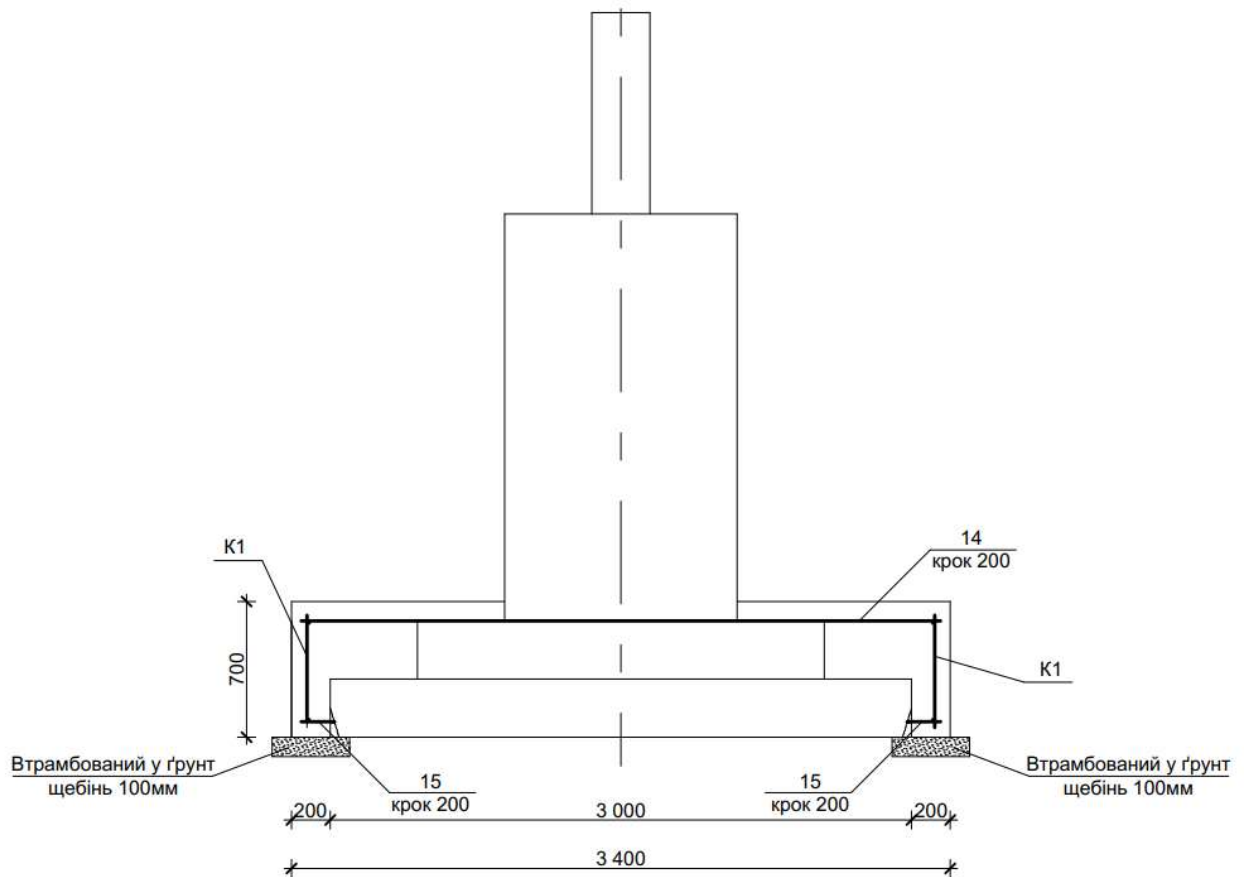


Рисунок 4.2– Армування банкетів при підсиленні банкетами в рівні підшви фундаментів

Розрахункове значення тиску під подошвою фундаменту

$$p_g = \frac{N}{A} + \gamma_{mt}d = \frac{849.0}{3,4 \cdot 3,1} + 20 \cdot 3.1 = 142,55 \text{ (кПа)}.$$

Згинальний момент в перерізі для консольного виступу $(a-a_2)/2$ буде найбільшим.

$$M = \frac{1}{8}(a - a_2)^2 p = \frac{1}{8}(3.4 - 0,9)^2 \cdot 145.55 = 111.37 \text{ (кНм)}.$$

Робочими стержнями приймаємо арматуру класу А300С.

При цьому потрібна площа арматури складе:

$$A_{S2} = \frac{M_{3-3}}{0,9f_{yd} \cdot z_s} = \frac{111.37}{0,9 \cdot 280000 \cdot 0,665} = 6,65 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Загальна площа арматури в існуючому фундаменту згідно з обстеження складає $5\varnothing 14$ А300С, $A_S=7,69 \text{ см}^2$. Отже, при висоті плити фундаменту 700 мм, армування фундаменту є достатнім. ($A_S=6,65 \text{ см}^2 < 7,69 \text{ см}^2$)

Поперечну робочу арматуру банкетів приймаємо $6\varnothing 12$ А300С ($A_S = 6,79 \text{ см}^2$), що нарощується шляхом зварювання до робочої арматури існуючих фундаментів.

Конструктивно приймаємо у якості верхньої поперечної і повздовжньої арматури банкетів $6\varnothing 12$ А300С.

Клас бетону банкетів, я і для бетону існуючого фундаменту приймаємо С12/15.

4.2.5 Підсилення фундаментів в рівні ґрунту

Фундамент Є, 15 згідно з результатами інженерно-геологічних вишукувань можуть спиратися на ґрунт ІГЕ №2.

Виконаємо перевірку тиску під подошвою цих фундаментів у припущенні, що вони мають такі ж розміри як по осі В.

У припущенні, що основою фундаментів слугує ґрунт ІГЕ №2

$$R = \frac{\gamma_{C1}\gamma_{C2}}{K} (M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_c C_{II}) =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} (0,26 \cdot 1 \cdot 2,7 \cdot 16,9 + 2,05 \cdot 2,6 \cdot 16,9 + 4,55 \cdot 14,0) = 165,6 \text{ (кПа)},$$

де всі позначення згідно з [7].

Осереднення питомої ваги ґрунту за формулою:

$$\gamma_{сер} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots},$$

де $\gamma_1, \gamma_2, h_1, h_2$ - питома вага і потужність шарів ґрунту.

Тиск під подошвою фундаменту з урахуванням привантаження на підлозі:

$$p = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt} d + q = \frac{1167,0}{2,7 \cdot 3,0} + 20 \times 3,1 + 14,7 = 144,1 + 62 + 14,7 =$$

$$= 220,8 \text{ (кПа)} > R = 165,6 \text{ кПа.}$$

Тиск під подошвою фундаменту до реконструкції

$$p = \frac{N_e}{A} + \gamma_{mt}d + q = \frac{849,0}{2,7 \cdot 3,0} + 20 \cdot 3,1 = 104,8 + 62 = 166,8 \text{ (кПа)} \approx R = 165,6 \text{ кПа.}$$

Розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи R_t , кПа, визначається за формулою

$$R_d = R_0 + (R_t - R_0) \frac{E_t}{E_0} = 165,6 + (182,1 - 165,6) \frac{12,8}{9} = 189,0 \text{ (кПа)}$$

Розрахункові міцнісні і деформаційні характеристики ґрунту тривало навантаженої основи залежать від виду ґрунту, тривалості навантаження t (років) і інтенсивності середнього тиску \bar{P}_0

$$\bar{P}_0 = \frac{P_0}{R_0} = \frac{166,8}{165,6} = 1.$$

Кут внутрішнього тертя ґрунту φ_t , град.

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot (1 + P \cdot \rho_\varphi \cdot \sqrt[3]{t}) = 13 \cdot (1 + 1,0 \cdot 0,0284 \cdot \sqrt[3]{30}) = 14^0,$$

де \bar{P} - ступінь обтиснення основи існуючого фундаменту додатковим тиском

$$\bar{P} = \frac{P_0 - P_\gamma}{1 - P_\gamma} = \frac{1,0 - 0,264}{1 - 0,264} = 1,0 ;$$

а \bar{P}_γ - інтенсивність вертикального побутового тиску ґрунту на рівні подошви фундаменту

$$P_\gamma = \frac{\gamma'_{11} \cdot d}{R_0} = \frac{16,8 \cdot 2,6}{165,6} = 0,264 ;$$

Питоме зчеплення ґрунту c_b , кПа (тс/м²)

$$c_t = c_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_c \cdot \sqrt[3]{t}) = 14 \cdot (1 + 1,0 \cdot 0,0796 \cdot \sqrt[3]{30}) = 17,4 \text{ (кПа)}.$$

Максимальний модуль деформації ґрунту E_t^{\max} , МПа

$$E_t^{\max} = E_0 \cdot (1 + \rho_E \cdot \sqrt[3]{t}) = 9 \cdot (1 + 0,137 \sqrt[3]{30}) = 128 \text{ (МПа)}$$

$$R_{0t} = \frac{\gamma_{C1} \gamma_{C2}}{K} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_{11} \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_C C_t) =$$

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} (0,29 \cdot 3,3 \cdot 16,9 + 2,17 \cdot 2,3 \cdot 16,9 + 4,69 \cdot 17,4) = 182,1 \text{ (кПа)}.$$

γ'_{11} - розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає вище підшови фундаменту, кН/м³ (тс/м³);

$\rho_\phi, \rho_c, \rho_E$ - безрозмірні коефіцієнти, що визначаються за формулами:

$$\rho_\phi = \alpha_\phi \left(1 - \frac{\phi_0}{45^\circ}\right) = 0,04 \left(1 - \frac{13}{45}\right) = 0,0284;$$

$$\rho_c = 0,025 + \alpha_c \cdot e \cdot (1 + 0,3 \cdot I_l) = 0,025 + 0,07 \cdot 0,78 (1 + 0,3 \cdot 0) = 0,0796$$

$$\rho_E = 0,09 + \alpha_E \cdot e \cdot (1 + 0,2 \cdot I_l) = 0,09 + 0,06 \cdot 0,78 \cdot (1 + 0,2 \cdot 0) = 0,137$$

Коефіцієнт	Найменування ґрунтів				
	Піски		Пилувато-глинисті		
	крупні, середні	дрібні, пилуваті	сіпінки	суглинки	глини
α_ϕ	0,070	0,090	0,055	0,040	0,035
α_c	0,250	0,350	0,110	0,070	0,040
α_E	0,200	0,300	0,100	0,060	0,035

Отже, після тривалої експлуатації розрахунковий опір ґрунту основи при ширині підшови фундаменту $b = 3,3$ м може бути прийнятим 261,6 кПа.

Після реконструкції

$$p = 220,8 \text{ кПа} > R = 189,0 \text{ кПа}.$$

Умова неперевикнення розрахункового опору ґрунту основи не виконується.

Потрібна площа підшви з урахуванням власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах

$$A = \frac{N_e}{R - \gamma_{mt}d} = \frac{1167,0}{189,0 - 20 \times 3,1 - 14,7} = 10,39 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Потрібні розміри підшви

$$b = \sqrt{A/1,11} = \sqrt{10,39/1,11} = 3,1 \text{ (м)}. l = 1,11 \cdot 3,0 = 3,4 \text{ (м)}.$$

Перевірка обмежень для середніх тисків під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення здійснюється за формулами

$$\left. \begin{array}{l} \sum P_{1cep} \leq R_t; \\ \sum P_{2cep} \leq R_0; \end{array} \right\}$$

Визначимо тиск під підшвою підсиленого фундаменту при довжині $l = 3,0$ м від додаткового навантаження.

Співвідношення модулів загальної деформації ґрунту під існуючою та новою частинами підсиленого фундаменту за формулою

$$\overline{E}_t = \frac{E_t}{E_0 \times \beta} = \frac{12,8}{9 \times 0,7} = 2,03$$

Середній додатковий тиск під існуючим фундаментом

$$P_{1cep} = \frac{N_{доо}}{A_1 + \frac{A_2}{\overline{E}_t}} = \frac{1167,6 - 849,0}{8,1 + \frac{10,54 - 8,1}{2,03}} = 34,25 \text{ (кПа)};$$

Середній додатковий тиск під новою частиною підсиленого фундаменту

$$P_{2cep} = \frac{N_{доо}}{A_1 \cdot \overline{E}_t + A_2} = \frac{1167,6 - 849,0}{8,1 \cdot 2,03 + (10,54 - 8,1)} = 16,86 \text{ (кПа)}.$$

Середні тиски під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення

$$\sum P_{1сер} = \frac{849,0}{8,1} + 20 \cdot 3,1 + 34,25 = 210,07(\text{кПа}) < R_t = 189\text{кПа};$$

$$\sum P_{2сер} = 20 \cdot 3,1 + 16,86 = 78,86(\text{кПа}) < R_0 = 182,1 \text{ кПа}.$$

Граничні умови не виконуються, приймаємо розміри фундаменту: $l = 4.7$ (м), $b = 4.2$ (м).

Співвідношення модулів загальної деформації ґрунту під існуючою та новою частинами підсиленого фундаменту за формулою

$$\bar{E}_t = \frac{E_t}{E_0 \times \beta} = \frac{12,8}{9 \times 0,7} = 2,03$$

Середній додатковий тиск під існуючим фундаментом

$$P_{1сер} = \frac{N_{доод}}{A_1 + \frac{A_2}{E_t}} = \frac{1167,6 - 849,0}{8,1 + \frac{20,52 - 8,1}{2,03}} = 22,17 \text{ (кПа)};$$

Середній додатковий тиск під новою частиною підсиленого фундаменту

$$P_{2сер} = \frac{N_{доод}}{A_1 \cdot \bar{E}_t + A_2} = \frac{1167,6 - 849,0}{8,1 \cdot 2,03 + 20,52} = 11,03 \text{ (кПа)}.$$

Середні тиски під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення

$$\sum P_{1сер} = \frac{849,0}{8,1} + 20 \cdot 3,1 + 22,17 = 188,98(\text{кПа}) < R_t = 189\text{кПа};$$

$$\sum P_{2сер} = 20 \cdot 3,1 + 11,03 = 73,40(\text{кПа}) < R_0 = 182,1 \text{ кПа}.$$

Граничні умови виконуються.

4.2.6 Розрахунок армування банкетів, в рівні ґрунту

Передача навантаження від фундаменту, що підсилюється до елементів банкету використовуємо робочі стержні в рівні підшви і в рівні верху плити фундаменту (передача навантаження у поперечному напрямку) і повздовжні стержні (передача у повздовжньому напрямку). Армування банкетів показано на рисунку 4.3 .

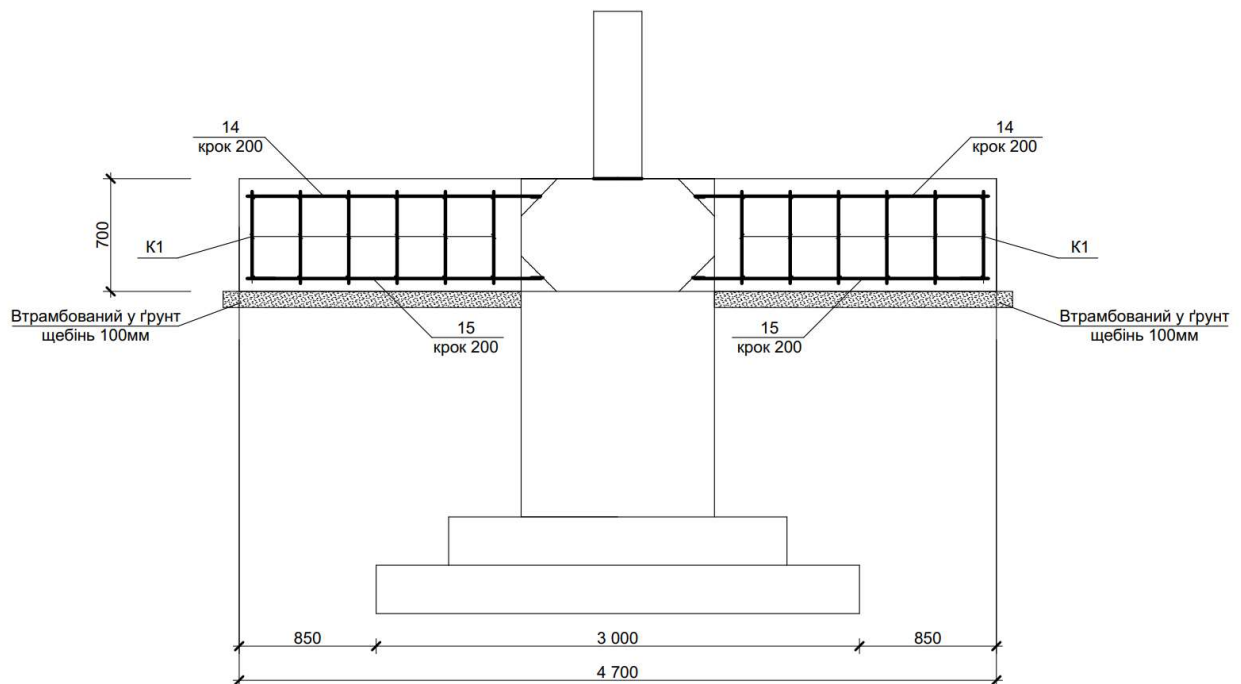


Рисунок 4.3– Армування банкетів при підсиленні банкетами в рівні ґрунту

Розрахункове значення тиску під подошвою фундаменту

$$p_g = \frac{N}{A} + \gamma_{mt}d = \frac{849,0}{4,7 \cdot 4,2} + 20 \cdot 3,1 = 142,55 \text{ (кПа)}.$$

Згинальний момент в перерізі для консольного виступу $(a-a_2)/2$ буде найбільшим.

$$M = \frac{1}{8}(a - a_2)^2 p = \frac{1}{8}(4,7 - 0,9)^2 \cdot 145,55 = 105,01 \text{ (кНм)}.$$

Робочими стержнями приймаємо арматуру класу А300С.

При цьому потрібна площа арматури складе:

$$A_{S2} = \frac{M_{3-3}}{0,9 f_{yd} z_s} = \frac{105,01}{0,9 \cdot 280000 \cdot 0,665} = 4,90 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Загальна площа арматури в існуючому фундаменту згідно з обстеження складає $5\varnothing 14 A300C$, $A_s=7,69 \text{ см}^2$. Отже, при висоті плити фундаменту 700 мм, армування фундаменту є достатнім. ($A_s= 4,90 \text{ см}^2 < 7,69 \text{ см}^2$)

Поперечну робочу арматуру банкетів приймаємо $1\varnothing 25 A300C$ ($A_s= 4,91 \text{ см}^2$), що нарощується шляхом зварювання до робочої арматури існуючих фундаментів.

Конструктивно приймаємо у якості верхньої поперечної і повздовжньої арматури банкетів $1\varnothing 25 A300C$.

Клас бетону банкетів, я і для бетону існуючого фундаменту приймаємо C12/15.

Висновки за розділом 4

В технічній частині розроблені основні будівельні рішення. З реконструкції хутряної фабрики у місті Жмеринка у фабрику по вирощуванню криветок.

Виконане двохваріантне проектування підсилення фундаментів банкетами в рівні підшви фундаментів та в рівні ґрунту згідно з методикою, що була розроблена в 3 розділі, та комп'ютерним програмним забезпеченням

Отримані практичні навички, закріпленні та розширенні теоретичні знання.

РОЗДІЛ 5

Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

5.1 Вступна частина

Умови та безпека праці, їх стан та покращення – самостійна і важлива задача соціальної політики України, як і будь-якої сучасної промислово розвинутої держави. Для того, щоб краще усвідомити на якому рівні знаходиться стан охорони праці в сучасній Україні, необхідно зважити на те, що 1991 року розпочалася не лише розбудова нової держави, а й те, що країна, опинившись у стані економічної кризи, водночас вирішує задачі зміни соціального, економічного та державного устрою.

З часів набуття Україною незалежності спостерігається стійка тенденція зниження виробничого травматизму як загального, так і зі смертельними наслідками.

Основними причинами нещасних випадків в нашій країні є: порушення технологічного процесу, трудової та виробничої дисципліни, вимог безпеки при експлуатації транспортних засобів, незадовільне утримання і недоліки в організації робочих місць, незадовільна організація виконання робіт, невикористання засобів індивідуального захисту. На перелічені причини припадає 54% випадків загального та 52% смертельного травматизму.

На будівельно-монтажний персонал, який здійснює влаштування плитного фундаменту, впливають такі небезпечні та шкідливі виробничі фактори[25]:

1) фізичні:

- рухомі машини і механізми;
- рухомі частини виробничого обладнання;
- вироби, заготовки, матеріали, що пересуваються;
- підвищена та знижена температура поверхонь обладнання, матеріалів;
- підвищена та понижена температура повітря робочої зони;

- підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони; - недостатнє освітлення робочої зони;
 - нестача природного освітлення;
 - небезпечний рівень напруги електричного кола, замикання якого може відбутися через тіло людини;
 - підвищена та знижена вологість повітря;
 - підвищена та знижена рухливість повітря; - підвищений рівень шуму на робочому місці;
 - гострі кромки, задирки та шорсткість на поверхнях заготовок, інструментів та обладнання;
- 2) психофізіологічні :
- фізичні перевантаження (динамічні);
 - нервово-психічні перевантаження (перенапруга аналізаторів, розумові перенапруги, монотонність праці).

5.2 Електробезпека

Живлення силового обладнання заводу та системи освітлення здійснюється від чотирьохпровідної трифазної мережі 380 х 220В (фазна напруга (фаза – "0") – 220В, а міжфазна лінійна (фаза – фаза) – 380В).

Категорія умов по небезпеці електротравматизму – особливо небезпечні, так як роботи виконуються назовні приміщень.

Технічні рішення щодо запобігання електротравмам [26, 27]:

1) Для запобігання електротравм від контакту з нормальнострумопровідними елементами електроустаткування, потрібно: розміщувати неізольовані струмопровідні елементи в окремих приміщеннях з обмеженим доступом, у металевих шафах; використовувати засоби орієнтації в електроустаткуванні - написи, таблички, попереджувальні знаки; підвід кабелів до споживачів здійснювати у закритих конструкціях підлоги;

2) При живленні однофазних споживачів струму від трипровідної мережі при нарузі до 1000 В використовується нульовий захисний

провідник. При його використанні пробій на корпус призводить до КЗ. Спрацьовує захист від КЗ і пошкоджений споживач відключається від мережі.

3) Електрозахисні засоби захисту. Персонал, який обслуговує електроустановки, повинен бути забезпечений випробуваними засобами захисту. Перед застосуванням засобів захисту персонал зобов'язаний перевірити їх справність, відсутність зовнішніх пошкоджень, очистити і протерти від пилу, перевірити за штампом дату наступної перевірки. Користуватися засобами захисту, термін придатності яких вийшов, забороняється.

Використовуються основні та допоміжні електрозахисні засоби. Основними електрозахисними засобами називаються засоби, ізоляція яких тривалий час витримує робочу напругу, що дозволяє дотикатися до струмопровідних частин, які знаходяться під напругою. До них відносяться (до 1000В): ізолювальні штанги; ізолювальні та струмовимірювальні кліщі; покажчики напруги; діелектричні рукавиці; слюсарно-монтажний інструмент з ізольованими ручками. Додатковими електрозахисними засобами називаються засоби, які захищають персонал від напруги дотику, напруги кроку та попереджають персонал про можливість помилкових дій. До них відносяться (до 1000 В): діелектричні калоші; діелектричні килимки; переносні заземлення; ізолювальні накладки і підставки; захисні пристрої; плакати і знаки безпеки.

Експлуатація ручного електроінструменту дозволяється у разі дотримання таких вимог: перед кожною видачею інструменту в роботу повинна бути перевірена його комплектність та надійність кріплення деталей, справність захисного кожуху, кабелю (рукава); перед початком роботи повинна бути перевірена справність вимикача та машини на холостому ході; під час перерв у роботі, після закінчення роботи, під час змащування, очищення, заміни робочого елемента інструменту ручні машини необхідно вимкнути та від'єднати від електричної мережі; ручні машини,

маса яких із розрахунку на руки працюючого, перевищує 10 кг, повинні мати пристрій для підвішування; під час роботи з ручними машинами на висоті необхідно використовувати засоби підмоцнення (помости); нагляд за експлуатацією ручних машин необхідно доручати спеціально призначеній для цього особі.

5.3 Технічні рішення з гігієни праці і виробничої санітарії

5.3.1 Мікроклімат

Одним з заходів покращення умов праці є нормалізація параметрів мікроклімату та концентрації шкідливих речовин у робочій зоні.

Для більшості будівельних робіт параметри мікроклімату співпадають з кліматичними параметрами для даного району будівництва, так як вони проводяться на відкритому повітрі.

Нормуються параметри мікроклімату в виробничих приміщеннях та гранично допустимі концентрації шкідливих речовин в повітрі робочої зони. Тяжкість роботи розділяється на категорії залежно від загальних енерговитрат організму, ккал/с (Вт) [45]. Параметри мікроклімату в виробничому приміщенні, де встановлена лінія, наведено в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Допустимі норми параметрів мікроклімату

Період року	Категорія робіт	Температура, °С	Відносна вологість, %	Швидкість руху, м/с
Теплий	Пб	16-27	70 при 25°С	0,2-0,5
Холодний	Пб	15-21	Не більше 75	Не більше 0,4

Для забезпечення необхідних за нормативами параметрів мікроклімату на робочому місці технологічного персоналу передбачається [27]: в холодну пору року використання калорифера; в літню пору застосування вентиляторів обдуву; провітрювання приміщення.

Використання засобів індивідуального захисту. Важливе значення для профілактики перегрівання мають індивідуальні засоби захисту. Спецодяг повинен бути повітро- та вологопроникним (бавовняним, з льону, грубововняного сукна), мати зручний покрій. Для роботи в екстремальних умовах застосовуються спеціальні костюми з підвищеною тепло світловіддачею. Для захисту голови від випромінювання застосовують дюралеві, фіброві каски, повстяні капелюхи; для захисту очей — окуляри — темні або з прозорим шаром металу, маски з відкидним екраном. Захист від дії зниженої температури досягається використанням теплового спецодягу, а під час опадів – плащів та гумових чобіт.

На будівельному майданчику мають передбачатися, в залежності від найбільшої кількості працюючих в зміну, туалети, душові, кімнати для сушіння одягу, кімнати для обігріву робочих в холодний період року.

5.3.2 Склад повітря робочої зони

Вміст шкідливих речовин в повітрі робочої зони не повинен перевищувати гранично допустимих концентрацій (ГДК). Склад шкідливих речовин в повітрі робочої зони підлягає систематичному контролю для попередження можливих перевищень ГДК – максимально-разових робочої зони (ГДК р. з.) і середньо змінних робочої зони (ГДК р. з.).

Нормування вмісту шкідливих речовин в повітрі робочої зони проводиться згідно норм і наведені в таблиці 5.2.

Таблиця 5.2 – Граничнодопустимі концентрації шкідливих речовин в повітрі робочої зони.

Назва речовини	ГДК, мг/м ³		Клас небезпечності
	Максимально разова	Середньо добова	
Пил нетоксичний	0,5	0,15	4
Цемент	6		4

Найбільш раціональною мірою профілактики отруєнь і професійних захворювань при веденні будівельних робіт являється створення таких умов праці, при яких виключається, або зводиться до мінімуму контакт робочих зі

шкідливими речовинами. Для захисту тіла робочих застосовують спецодя різних типів. Голову робітника захищають каска, або шлем. Для захисту рук застосовують рукавиці, рукавички прорезинені або з кислотостійких матеріалів. Органи зору захищають окулярами.

До заходів, що забезпечують поліпшення умов праці при виділенні пилу в виробничих приміщеннях, виробничого устаткування і виробничих процесів, належать:

- максимально можлива герметизація технологічного і транспортного устаткування(бетононасоси, бетонозмішувачі, трамбовки та ін.), і створення спеціальних укриттів у всіх місцях пилоутворення;

- ефективне очищення повітря аспіраційними системами перед викидом в атмосферу;

- забезпечення приточної і витяжної вентиляції з продуманим повітророзподілом;

- застосування регулярного безпилного прибирання приміщень і устаткування від пилу, що осів;

Найефективнішим методом боротьби з пиловиділенням є процес переробки матеріалів, що порошать, мокрим способом. При заміні "сухих" технологічних процесів "мокрими", пиловиділення усувається без застосування будь-яких додаткових заходів.

5.3.3 Виробниче освітлення

Раціональне освітлення – один з основних факторів створення сприятливих робочих умов праці. Недостатнє освітлення викликає передчасне стомлення працюючих, знижує продуктивність праці, може стати причиною нещасного випадку.

Для забезпечення найбільш сприятливих умов зорової праці нормують мінімальну освітленість на найбільш темній ділянці робочої поверхні. Рівень аварійного освітлення складає 15% освітленості основної роботи. Приміщення забезпечене природним освітленням в денний проміжок часу, але вечері постає проблема в штучному освітленні.

Для забезпечення найбільш сприятливих умов зорової праці нормуємо освітлення на робочому місці працівника.

Природне освітлення.

В залежності від джерела світла промислове освітлення поділяється на: природне освітлення – освітленість приміщень світлом неба (прямого або відображеного), яке проникає через світлові пройми в зовнішніх огорожених конструкціях. По своєму спектральному складу воно є найбільш сприятливим. Природне освітлення характеризується коефіцієнтом природної освітленості КПО (ен). КПО – відношення природного освітлення, яке створюється в деякій точці заданої площини всередині приміщення світлом неба, до значення зовнішньої горизонтальної освітленості.

Штучне освітлення.

Штучне освітлення використовується двох систем: загальне або комбіноване. Загальне освітлення – освітлення, при якому світильники розміщуються у верхній зоні приміщення рівномірно або пристосувальне до розташування обладнання. Комбіноване освітлення - додаткове освітлення, при якому до загального освітлення додається ще й місцеве. Місьцеве освітлення – освітлення, яке створюється світильниками, які концентрують світловий потік безпосередньо на робочих місцях.

Характеристика зорових робіт – малої точності. Відповідно до ДБН В.2.5- 28-2018 розряд зорової роботи IV, підрозряд «г» (таблиця 5.3).

Таблиця 5.3 – Вимоги до освітлення приміщень виробничих підприємств

Х-ка зорової роботи	Найменший або еквівалентний розмір об'єкта розрізнення, мм	Розряд зорової роботи	Підрозряд зорової роботи	Контраст об'єкта з фоном	Х-ка фону	Штучне при системі комбінованого освітлення		Природне Ен пр	Сумісне Е сум
						Всього	У т. ч. від загального		
Малої точності	Від 1,0 до 5 включно	V	б	малий	середній	-	200	3	1,8

Для загального освітлення приміщень рекомендується використовувати головним чином, світлодіодні лампи, що обумовлюється наступними

перевагами: високою світловою віддачею (до 75 лм/Вт і більше); довгим часом використання (до 10000 годин); малою яскравістю поверхні, що світиться; спектральним складом випромінюючого світла (для деяких видів ламп цей склад є близьким до природного світла, що забезпечує гарну передачу кольорів). Разом з тим необхідно врахувати і недоліки цих ламп: висока пульсація світлого потоку та пов'язана з цим можливість стробоскопічного ефекту; для запалювання та горіння лампи необхідно включення послідовно з ним пускорегулюючих апаратів; працездатність ламп залежить від температури оточуючого середовища, до кінця часу роботи світловий потік зменшується більш ніж на половину від номінального.

При експлуатації здійснюється контроль за рівнем напруги освітлювальної мережі, своєчасна заміна перегорілих ламп, забезпечується чистота повітря у приміщенні.

5.3.4 Виробничий шум

Для відносної логарифмічної шкали в якості нульових рівнів обрані показники, що характеризують мінімальний поріг сприйняття звуку людським вухом на частоті 1000 Гц. Нормативним документом, який регламентує рівні 87 шуму для різних категорій робочих місць службових приміщень, є «ССБТ. Шум. Загальні вимоги безпеки» [27] (таблиця 5.4).

Таблиця 5.4 – Рівень звукового тиску

Характер робіт	Допустимі рівні звукового тиску (дБ) в стандартизованих октавних смугах з середньгеометричними частотами, Гц								
	32	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000
Постійні робочі місця в промислових приміщеннях	107	95	87	82	78	75	73	71	69

Шум порушує нормальну роботу шлунку, особливо впливає на центральну нервову систему. Для забезпечення допустимих параметрів шуму

в приміщенні, проектом передбачено засоби колективного захисту: акустичні, архітектурнопланувальні й організаційно-технічні.

Засоби боротьби із шумом в залежності від числа осіб, для яких вони призначені, поділяються на засоби індивідуального захисту і на засоби колективного захисту - «ССБТ. Засоби індивідуального захисту органів слуху. Загальні технічні умови і методи випробувань» і «Засоби і методи захисту від шуму. Класифікація».

Для зниження шуму в приміщенні, необхідно: безпосередньо біля джерел шуму використовувати звукопоглинаючі матеріали для покриття стелі, стін, застосовувати підвісні звукопоглиначі; для боротьби з вентиляційним шумом потрібно застосовувати мало шумові вентилятори.

5.3.5 Виробничі вібрації

По способу передачі на людину вібрації підрозділяють на загальну та локальну. За направленням дії вібрація буває діюча уздовж осей ортогональної системи координат.

Особливо шкідливі вібрації з частотами, близькими до частот власних коливань тіла людини, більшість яких знаходиться в межах 6 .. 30, Гц.

В таблиці 5.5 приведені нормативні параметри вібрації .

Вид вібрації	Октавні смуги з середньгеометричними частотами, Гц									
	2	4	8	16	31,5	63	125	250	500	1000
Загальна вібрація:										
в приміщеннях для робітників розумової праці (КБ, лабораторії та інш.)	$\frac{0,18}{91}$	$\frac{0,063}{82}$	$\frac{0,032}{76}$	$\frac{0,028}{75}$	$\frac{0,028}{75}$	$\frac{0,028}{75}$	-	-	-	-
Локальна вібрація	-	-	$\frac{2,8}{115}$	$\frac{1,4}{109}$	$\frac{1,4}{109}$	$\frac{1,4}{109}$	$\frac{1,4}{109}$	$\frac{1,4}{109}$	$\frac{1,4}{109}$	$\frac{1,4}{109}$

Заходи по покращенню умов праці щодо захисту від дії шуму і вібрації поділяють на технічні, організаційні та лікувально-профілактичні. Також вони можуть бути розподілені як колективні та індивідуальні .

До технічних заходів відносять:

- зниження шуму і вібрації в джерелі її виникнення (вибір на стадії проектування кінематичних і технологічних схем, які знижують динамічні навантаження в устаткуванні);

- зниження діючого шуму та вібрації на шляху розповсюдження від джерела виникнення (вібропоглинання та шумопоглинання, віброгасіння, віброізоляція та шумоізоляція).

До організаційних заходів відносять:

- організаційно-технічні (своєчасний ремонт та обслуговування обладнання за технологічним регламентом, контроль вібрації, дистанційне керування вібронебезпечним обладнанням);

- акустичні засоби захисту від шуму поділяються на засоби звукоізоляції, звукопоглинання і глушники шуму.

- організаційне - режимні (режим праці та відпочинку, заборону залучення до вібраційних робіт осіб молодших 18 років, тощо).

До лікувально-профілактичних заходів відносяться:

- медичний огляд;

- лікувальні процедури (фізіологічні процедури, вітаміно- та фітотерапія)

Найбільш важливим напрямком захисту від вібрації є конструктивні методи зниження вібро активності машин та механізмів - зменшення діючих змінних сил у конструкції та зміна її параметрів (жорсткості, приведеної маси, сили тертя демпферного пристрою

- вібродемпфування - збільшення механічних втрат при коливаннях поблизу режимів резонансу (наприклад, за рахунок використання у конструкціях матеріалів з великим внутрішнім тертям - пластмас, сплавів марганцю та міді, нанесення на віброуючі поверхні шару пружно в'язких матеріалів і т. ін.) ;

- динамічне гасіння - введення в коливальну систему додаткових мас або зміна жорсткості системи (наприклад, за рахунок кріплення на

вібруючому об'єкті, додаткової коливальної системи, що рухається в протифазі з коливаннями об'єкта).

Для зниження дії вібрації на обладнання та людину широко використовують метод віброізоляції - введення в коливну систему додаткового пружного зв'язку, яке послаблює передавання вібрації об'єкту, що підлягає захисту. Для віброізоляції машин з вертикальною збуджуючою силою використовують віброізолюючі опори у вигляді пружин, пружних прокладок (наприклад, гума) та їх комбінації.

5.2.6 Психофізіологічні фактори

Психофізіологічні фактори визначаються відповідно до Гігієнічної класифікації праці за [17]. Робота монтажника будівельних конструкцій потребує значних зусиль за показниками важкості та напруженості праці:

1. Клас умов праці за показниками важкості праці – шкідливий 3.1 (важка):

- загальні енергозатрати організму (кґ/м) – до 348; - зовнішнє фізичне динамічне навантаження, виражене в одиницях механічної роботи за зміну, кґ/(Вт): при регіональному навантаженні (для чоловіків) - 18 000; при загальному навантаженні (за участю м'язів рук, тулуба, ніг) - 61 600;

- маса вантажу, що постійно підіймається – до 35 кґ.

- стереотипні робочі рухи: при локальному навантаженні (участь м'язів кистей та пальців рук) - до 60 000; при регіональному навантаженні(участь рук та плечового суглоба) – до 30 000;

- статичне навантаження (кґ/с): двома руками (чоловіки) – до 140 000; за участю мязів тулуба та ніг – до 200 000.

- робоча поза: періодичне перебування в незручній позі (робота з поворотом тулуба, незручним розташуванням кінцівок) до 25% до 50% часу зміни;

- нахил тулуба: вимушені нахили протягом зміни – 101-300 разів;

- переміщення у просторі (переходи через виконання технологічного процесу) – по горизонталі більше 12.

2. Класи умов праці за показниками напруженості праці:

Інтелектуальні навантаження:

- зміст роботи - рішення складних завдань з вибором за алгоритмом;
- сприймання інформації та їх оцінка - сприймання інформації з наступною корекцією дій та операцій;
- розподіл функцій за ступенем складності завдання - обробка, контроль, перевірка завдання;
- характер виконуваної роботи - робота за встановленим графіком з можливим його коригуванням під час діяльності.

Сенсорні навантаження:

- зосередження (%за зміну) - більше 75;
- щільність сигналів (звукові за 1 год) - більше 300;
- навантаження на голосовий апарат (протягом тижня) – від 20 до 25.

Емоційне навантаження:

- ступінь відповідальності за результат своєї діяльності - є відповідальним за функціональну якість основної роботи;
- ступінь ризику для власного життя – вірогідний;
- ступінь відповідальності за безпеку інших осіб – є відповідальним за безпеку інших.

Режим праці:

- тривалість робочого дня – 8 год;
- змінність роботи – однозмінна (без нічної зміни).

5.3 Безпека у надзвичайних ситуаціях.

Потрібно визначити сейсмостійкість фундаментів.

Основа фундаментів при аварійному сполученні навантажень, спричиненому сейсмічними впливами, розраховується на міцність окремо від дії вертикальної складової навантаження і від дії горизонтальної складової. При цьому осідання фундаментів не перевіряють [16]. Попередні розміри фундаментів визначені розрахунком за деформаціями основ на основне

сполучення навантажень (без урахування сейсмічних навантажень) у розділі 4.

Розрахунок на дію вертикальної складової навантаження здійснюється за формулою:

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n, \quad (5.1)$$

де N_a - вертикальна складова розрахункового позacentрового навантаження в аварійному сполученні (з урахуванням вертикального сейсмічного навантаження, яке спрямоване вниз);

$N_{u,eq}$ - вертикальна складова сили граничного опору основи при сейсмічних впливах;

$\gamma_{c,eq}$ - сейсмічний коефіцієнт умов роботи, що приймають рівним 1.0; 0.85; 0.7 відповідно для ґрунтів I, II і III категорій за сейсмічними властивостями згідно з ДБН В.1.1-12:2014.

γ_n - коефіцієнт надійності, приймають в залежності від рівня відповідальності споруд згідно з розділом 7 [16].

Виконуємо перевірку розмірів підшви фундаменту на аварійне сполучення навантажень.

Розрахункові аварійні значення навантажень:

$$N_a = 849,0; M_a = 105,01; Q_a = 14,7.$$

За табл. 4.1 [53] ґрунтові умови майданчику будівництва відносяться до III категорії. В цьому випадку за табл. А.1 [53] для Жмеринки сейсмічність території складає 6 балів.

При $\varphi_1 = 11^\circ$ $F_1 = 39$, $F_2 = 38$, $F_3 = 52$ [13]. $c_1 = 0$ (кПа); $\gamma_1 = 20,0$ кН/м³.

Коефіцієнти форми фундаменту ξ_y , ξ_q , ξ_c . Сторона $b = 4,2$ м,

$$\eta = l/b = 4,7/4,2 = 1,12$$

$$\xi_y = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 0,78; \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta} = 2,34; \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1,27$$

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) c_1 / \operatorname{tg} \varphi_1 = 2,34 \cdot 39 \cdot 20 \cdot 3,1 + 1,27 (39 - 1)$$

$$\cdot 0 / \operatorname{tg} 11 = 5658,11 \text{ (кПа)};$$

$$p_b = p_0 + \xi_y \gamma_1 b (F_2 - k_{eq} F_3) = 5658,12 + 0,78 \cdot 20 \cdot 4,1 (38 - 0,1 \cdot 65) = 7672,86 \text{ (кПа)}.$$

Вертикальна складова розрахункового граничного навантаження в рівні підшви фундаменту в аварійному сполученні

$$N_a = 849 + 4,7 \cdot 4,2 \cdot 1,4 \cdot 20 \cdot 3,1 = 8310,72 \text{ (кН)}.$$

Ексцентриситети розрахункового навантаження і епюри граничного тиску:

$$e_a = \frac{M_a}{N_a} = \frac{105,01 + 1,7}{8310,72} = 0,0197 \text{ (м)};$$

$$e_u = b(p_b - p_0) / 6(p_b + p_0) = \frac{4,2(7672,86 - 5658,12)}{6(7672,86 + 5658,12)} = 0,106 \text{ (м)}.$$

Оскільки $e_u > e_a$, то граничне критичне навантаження на фундамент визначаємо за формулою [13]

$$N_{u,eq} = 0,5bl(p_b + p_0) = 0,5 \cdot 4,2 \cdot 4,7 \cdot (7672,86 + 5658,12) = 20716,34 \text{ (кН)}.$$

Умова міцності (5.1)

$$N_a = 8310,75 \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n = \frac{0,7 \cdot 2070163,4}{1,15} = 126099,5 \text{ (кН) виконується}$$

Отже, при дії вертикальної складової сейсмічного навантаження розміри підшви достатні.

Виконаємо перевірку міцності основи на зсув по підшві фундаментів від дії горизонтальної складової навантаження.

Розрахунок виконуємо за рекомендаціями [13, 47]

Ґрунт засипки має такі характеристики:

$$\varphi'_1 = 0,9 \cdot 11 / 1,1 = 9; \quad c'_1 = 0,5 \cdot 9 / 1,5 = 3 \text{ (кПа)}, \quad \gamma'_1 = 0,95 \cdot 20 = 19 \text{ (кН/м}^3 \text{)}.$$

При горизонтальній поверхні засипки, коефіцієнти бокового тиску ґрунту засипки в умовах сейсмічного впливу [47]

$$\lambda_a^* = \frac{\cos^2(\varphi_1 - \omega)}{\cos^2 \omega \cdot (1 + \sqrt{z})^2} = 0,684.$$

$\omega = \arctg(AK) = \arctg(0,04) = 2,29$ ($AK_1 = 0,04$ для сейсмічності території 6 або 7 балів).

$$z = \frac{\sin(\varphi_1 - \omega) \sin \varphi_1}{\cos \omega} = 0,248.$$

$$E_n^* = (1 - AK_1) \cdot E_n = (1 - 0,03) \cdot E_n;$$

$$\lambda_n = tg^2\left(45 + \frac{\varphi_1}{2}\right) = tg^2\left(45 + \frac{9}{2}\right) = 1,98.$$

$$d_c = 2c'_1 \sqrt{\lambda_a} / (\gamma'_1 \lambda_a) = 2 \cdot 3 \cdot \sqrt{0,684} / (19 \cdot 0,684) = 0,38 \text{ (м)}.$$

Рівнодіюча активного тиску на фундамент від ґрунту засипки

$$E_a = 1 \cdot 0,5 (\gamma'_1 \lambda_a d - 2c'_1 \sqrt{\lambda_a}) (d - d_c) = 1 \cdot 0,5 (19 \cdot 0,684 \cdot 3,1 - 2 \cdot 3 \cdot \sqrt{0,684}) (3,1 - 0,38) = 48,04 \text{ (кН)}.$$

Рівнодіюча активного тиску на фундамент від привантаження на поверхні засипки засипки

$$E_{a \text{ гр}} = 1 \cdot d \cdot (q \cdot \lambda_a - 2c'_1 \sqrt{\lambda_a}) = 4,96 \text{ (кН)}.$$

Рівнодіюча пасивного тиску на фундамент від ґрунту засипки

$$E_n = 1 \cdot [0,5 \gamma'_1 \lambda_n d^2 + c'_1 d (\lambda_n - 1)] / \text{tg} \varphi'_1 = 8,45 \text{ (кН)}.$$

З урахуванням сейсмічного впливу

$$E_n^* = (1 - AK_1) \cdot E_n = (1 - 0,04) \cdot E_n = (1 - 0,004) \cdot 8,45 = 4,42 \text{ (кН)}.$$

Зсувна сила в рівні підшви фундаменту

$$F_{sa} = Q + E_a = 14,7 + 48,4 + 4,96 = 69,06 \text{ (кН)}.$$

Утримуючу силу визначаємо за формулою

$$F_{sr} = (F_v - U) \text{tg} \varphi_1 + abc_1 + E_n = 8310,72 \cdot \text{tg} 11 + 4,7 \cdot 4,2^2 \cdot 0 + 8,45 = 1587,49 \text{ (кН)}.$$

Умова міцності на зсув по підшві (для II категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями $\gamma_{c,eq} = 0,85$)

$$F_{sa} = 69,09 \text{ кН} < \frac{\gamma_{c,eq} F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,7 \cdot 1587,49}{1,15} = 960,82 \text{ (кН)} \text{ виконується з запасом.}$$

Отже, розміри підшви забезпечують надійну роботу фундаменту у випадку сейсмічних впливів.

Висновки за розділом 5

У цьому розділі роботи розглянуто заходи та засоби з охорони праці під час виконання будівельних робіт нульового циклу. Досліджено небезпечні та шкідливі виробничі фактори, які виникають при виконанні земляних робіт та робіт по улаштування фундаменту.

У результаті проведених розрахунків перевірено, що розміри плитного фундаменту забезпечують надійну роботу у випадку сейсмічних впливів.

РОЗДІЛ 6

Економічна частина

6.1 Техніко-економічне порівняння фундаментів

Для того, щоб із розрахованих у підрозділі 4.2 конструктивних рішень підсилення існуючих фундаментів мілкового закладання, обрати найкращий, проведемо їх техніко-економічне порівняння з урахуванням витрат матеріалів і способу виробництва робіт.

Результати підрахунку обсягів робіт нульового циклу для двох варіантів підсилення фундаментів наведені у таблиці 6.1.

Таблиця 6.1 – Обсяги робіт з улаштування варіантів підсилення фундаментів

№п/п	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість
Підсилення фундаменту банкетами в рівні підшви фундаменту			
1	Відкопування траншей вручну навколо фундаменту в підвалі	м ³	38,48
2	Втрамбування у ґрунт щебню	м ³	0,34
3	Встановлення поперечних металевих каркасів	кг	75,87
4	Арматура для банкетів $\varnothing 12$ А300С	кг	151,74
5	Улаштування залізобетонних банкетів товщиною 700мм з бетону класу С12/15	м ³	2,33
6	Зворотня засипка траншей вручну	м ³	36,15
7	Ущільнення ґрунту зворотньої засипки	м ³	36,15
Підсилення фундаменту банкетами в рівні ґрунту			
1	Відкопування траншей вручну навколо фундаменту в підвалі	м ³	7,37
2	Втрамбування у ґрунт щебню	м ³	1,84
3	Встановлення поперечних металевих каркасів	кг	420,42
4	Арматура для банкетів $\varnothing 25$ А300С	кг	555,94
5	Улаштування залізобетонних банкетів товщиною 700мм з бетону класу С12/15	м ³	12,89

6.2 Порівняльні кошторисні розрахунки вартості та трудомісткості підсилення фундаментів

Кошторисний розрахунок підсилення фундаментів виконуємо за допомогою програмного комплексу АВК (результати наведено у Додатку Б) .

Розрахунки було розроблено на основі ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи, збірника єдиних середніх кошторисних цін на матеріали, вироби та конструкції загально виробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників [31, 32, 33]. Кошторисна вартість влаштування конструкцій враховує трудовитрати та заробітна плата будівельників та машиністів, кількість та вартість матеріальних ресурсів, експлуатації будівельних машин та механізмів. Кошторисна вартість влаштування конструкцій визначається як сума прямих та загальновиробничих витрат.

Прямі витрати (ПВ) враховують в своєму складі заробітну плату робочих, вартість експлуатації будівельних машин та механізмів, вартість матеріалів, виробів та конструкцій.

Прямі витрати (ПВ) враховують в своєму складі заробітну плату робочих, вартість експлуатації будівельних машин та механізмів, вартість матеріалів, виробів та конструкцій.

Загальновиробничі витрати (ЗВВ) – це витрати будівельно-монтажної організації, які входять у виробничу собівартість будівельно-монтажних робіт. Усі затрати, які відносяться до ЗВВ, згруповані в три групи. За результатами кошторисних розрахунків виконаємо порівняння варіантів підсилення фундаментів [34].

Всі вищенаведені показники, окрім первісної вартості i -тої машини та нормативної тривалості роботи машини за рік, узяті з локальних кошторисів. При порівнянні варіантів приймається той варіант, який має мінімальне значення приведених витрат.

$$\Pi_i = C_i + E_n \cdot K_i \rightarrow \min,$$

Величина C і K прирівнюються за допомогою нормативного коефіцієнта ефективності капітальних вкладень E_n , який є допустимим мінімумом зниження собівартості на одиницю додаткових капітальних вкладень, за якими вони визнаються ефективними.

Собівартість робіт визначається за формулою:

$$C = ПВ + ЗВВ,$$

де ПВ – прямі витрати, грн.

Під прямими витратами розуміють витрати, пов'язані з виконанням будівельних робіт, які можна прямо та безпосередньо включити до собівартості конкретних будівельних робіт;

ЗВВ – кошторисна величина загальновиробничих витрат, грн. ПВ та ЗВВ визначаємо із локального кошторису (Додаток Б).

Капітальні вкладення у виробничі фонди:

$$K = K_{ОВФ} + K_{обігові\ кошти},$$

де $K_{ОВФ}$ – вартість основних виробничих фондів;

$K_{обігові\ кошти} = C_{см} / K_{обор}$ – обігові кошти, де

$C_{см}$ – кошторисна вартість (всього по кошторису), грн.;

$K_{обор} = 3-4$.

Основні виробничі фонди визначаються за формулою:

$$K_{ОВФ} = \sum_{i=1}^n \frac{\Phi_i \cdot T_{i,об.}}{T_{i,річн.}},$$

де Φ_i – первісна вартість i -тої машини, грн.;

T_i – тривалість роботи i -тої машини на об'єкті, год.;

$T_{i,річн.}$ – нормативна тривалість роботи за рік, год

Економічний ефект:

$$E = П1 - П2$$

Результати порівняння наведено в таблиці 6.2.

Таблиця 6.2

Показники	Варіант	Варіант
	1	2
Прямі витрати, тис. грн.	12,112	38,969
Кошторисна трудоміскість, тис. люд.-год.	0,364	0,59
Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	6,953	11,492
Загальновиробничі витрати, тис. грн.	4,683	8,075
Усього за кошторисом, тис. грн.	16,795	46,771
Кошторисний прибуток, грн.		
Показники (обчисленні)		
Кошторисна величина ЗВВ, тис. грн.	4,68	8,08
Собівартість робіт (С), тис. грн.	16,80	46,77
Обігові кошти, тис. грн.	5,60	15,59
Основні виробничі фонди, тис. грн.	0,288	0,963
Капіталовкладення в виробничі фонди, тис. грн.	5,89	16,55
Показник вприведенних витрати, тис. грн.	17,50	48,76
Економічний ефект, тис. грн.	31,26	

Висновки за розділом 6.

Таким чином показники порівняння варіантів розрахунку свідчать, що перший варіант проектування підсилення фундаментів згідно результатів наукового дослідження дає значний економічний ефект (31260 грн, що становить 64,11%)

Висновки

Опір ґрунту зворотньої засипки фундаментів, що реконструюються менший за опір ґрунту під основою фундаментів, який був ущільнений внаслідок тривалої експлуатації будівлі, тому банкети в рівні ґрунту потребують більшої площі подошви, аніж банкети, що зводяться в рівні подошви фундаментів.

Робота банкета в рівні ґрунту відрізняється від роботи банкета в рівні подошви фундаменту. Через ґрунт, який до цього не був під навантаженням, банкет, який розташовується в рівні ґрунту, вступає в роботу не одразу.

Вищу вартість матеріалів, що потребують банкети, розміщені в рівні ґрунту, компенсує відсутність працезатратної ручної розкопки ґрунту.

Тиск під подошвою підсиленого фундаменту від додаткових навантажень, що прикладаються до фундаменту потрібно розраховувати з урахуванням поправочного коефіцієнта β .

Список використаних джерел

1. Єгоров А.І. Підсилення фундаментів в процесі реконструкції будівель і зі споруд. Оглядова інформація. Серія «Будівельні конструкції» випуск 4. - М.: ВНИИТПИ, 1991г. с.12-14.
2. Яркін В.В. Конструкція підсилення фундаментів, поєднана з вимоцненням і її модифікації, - Сучасні проблеми будівництва. - Донецьк: Донецький Пром-стройНИИпроект, ТОВ "Лебідь", 1999. с. 69 - 71.
3. Яркін В.В. Конструкция усиления фундаментов, совмещенная с отмосткой и ее модификации. Современные проблемы строительства. - Донецк: Донецкий ПромстройНИИпроект, ООО "Лебедь". – 1999. с. 69 - 71.
4. Яркін В.В. Экспериментальные исследования взаимодействия системы “основание – фундамент – конструкция усиления, совмещенная с отмосткой” Будівельні конструкції. - Київ: НДІБК. – 2000. с. 295 – 301.
5. Яркін В.В. Расчет деформаций основания при давлениях, превышающих предел линейной деформируемости. Современные проблемы строительства. - Донецк: Донецкий ПромстройНИИпроект, ООО "Лебедь". – 2000. с. 153 – 157.
6. Литвинюк В. О., Маєвська І. В. Улаштування банкетів при підсиленні фундаментів без відкопування ґрунту. ВНТУ – 2017. 2с.
7. ДСТУ В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування зі зміною №1 та №2. [Чинний від 2012-07-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 161 с. (Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення).
8. ДБН В.3.1-1-2002 Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд.
9. Хімченко, Ю.Є. Проблеми, які виникають при реконструкції фундаментів будівель і споруд, та реальний приклад їх вирішення. Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб. К.: ДП НДІБК, 2011. Вип. 75. Кн. 2. с. 398 – 403.
10. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий –

М.: Стройиздат, 1988, 287 с.

11. Мальганов А.Л., Плевков В.С., Полищук А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий. Томск: Томский университет. 1992, 456 с.

12. Швец В.Б., Феклин В.И., Гинзбург Л.И. Усиление и реконструкция фундаментов – М.: Стройиздат, 1965. 204 с.

13. Токин А.Н. Фундаменты из цементогрунта – М.: Стройиздат 1984.-184 с.

14. Зоценко М.Л. Прогресивні метода підготовки основ та будівництва фундаментів. Будівельні конструкції: 16. иву к. пр. - К.: НДІБК. 2008. - Вип 71. - Кн. 1. - С. 23-27.

15. Улицкий В.М., Шашкин А.Г. мГеотехническое сопровождение реконструкции городов . М.: АСВ, 1999. 327 с.

16. Підсилення фундаментів мілкого закладання перевлаштуванням у суцільну плиту перемінної жосткості. Н. В. Блащук, Н. В. Ляхович – ВНТУ -, 1с

17. Зуриаджи В.А., Филатова М.П. Усиление оснований и фундаментов при реконструкции зданий – М.: Стройиздат. 1970, 92с.

18. Методика обследования и проектирования оснований и фундаментов при капитальном ремонте, реконструкции и надстройке зданий – М.: Стройиздат, 1982. 111с.

19. Ройтман А. Г., Смоленская Н. Г. Ремонт и реконструкция жилых и общественных зданий. – М. Стройиздат, 1978. 148с.

20. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий – М.: Стройиздат, 1980. 134 с.

21. Абелев М.Ю. Аварии фундаментов сооружений. Учеб. Пособие М., 1975. 85с.

22. Швец В.Б., Тарасов Б.Л., Швец Н.С., Надежность оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1980. 256с.

23. Кедзи А.А. Руководство по механике грунтов. Применение механики грунтов в практике строительства/Пер. с нем. Н.Б. Экимян. – М. Стройиздат, 1980 – 256с.
24. Н.А. Цытович, В.Г. Березанцев, Б.Н. Далматов, М.Ю. Абелев. Основания и фундаменты: (краткий курс) – М. Высш. Шк., 1970. 384с.
25. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. – М.: Стройиздат, 1981. 320с.
26. Воробьев М.С. Деформация зданий насосной станции на заторфованных. – в кн.: Основания и фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях. Межвуз. сб. науч. тр. каз. инж-строит. Ин-т. Казань. 1980. с56-59.
27. Лукьячников Д. Технологии реконструкции фундаментов. *Журнал «Ценообразование и нормирование в строительстве», 2010г., №5. с. 53*
28. ДБН В.2.6-31:2016. Теплова ізоляція будівель. [Чинний від 2017-05-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2017. 30 с.
29. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2.-2:2006 [Чинний від 2007-01-01]. – К.: Мінбуд України, 2006. – 59 с. – (Національні стандарти України).
30. ДСТУ Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. [Чинний від 2015-10-01] К.: Мінбуд України, 2015. – 86с. – (Національні стандарти України).
31. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва. Зміна № 2. [Чинний від 2018-06-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 97 с.
32. ДСТУ Б Д.2.2-5:2012. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Пальові роботи. Опускні колодязі. Закріплення ґрунтів (Збірник 5) (ДБН Д.2.2-5-99, MOD). [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2014. 17 с.
33. ДСТУ Б Д.2.2-6:2016. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Бетонні та залізобетонні конструкції монолітні (Збірник 6). [Чинний від 2016-08-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2016. 121 с.

34. О. Г. Лялюк. Методичні вказівки для визначення економічної ефективності витрат науково-дослідної частини в магістерських роботах студентів будівельних спеціальностей / Уклад. Вінниця: ВНТУ, 2011. 41 с.
35. Блах М. М., Маєвська І. В. «ВИКОРИСТАННЯ НЕТРАДИЦІЙНОГО КОНСТРУКТИВНОГО РІШЕННЯ БАНКЕТІВ ПРИ ПІДСИЛЕННІ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ», м. Вінниця, ВНТУ, 2022 р. [Електронний ресурс]. Режим доступу:
<https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2022/paper/viewFile/16614/13850>
36. ДБН В 1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. [Чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2014. 110 с.
37. Пособие по проектированию оснований и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) /НИИОСП им. Герсеванова. М.: Стройиздат, 1986. 415 с.

ПРОТОКОЛ
ПЕРЕВІРКИ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ НА
НАЯВНІСТЬ ТЕКСТОВИХ ЗАПОЗИЧЕНЬ

Назва роботи: Використання нетрадиційного конструктивного рішення банкетів при підсиленні фундаментів мілкого закладання

Тип роботи: Магістерська кваліфікаційна робота
(БДР, МКР)

Підрозділ кафедра БМГА, ФБЦЕІ

(кафедра, факультет)

Показники звіту подібності Unicheck

Оригінальність 94,6 %

Схожість 5,4 %

Аналіз звіту подібності (відмітити потрібне):



1. Запозичення, виявлені у роботі, оформлені коректно і не містять ознак плагіату.

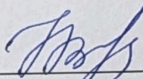


2. Виявлені у роботі запозичення не мають ознак плагіату, але їх надмірна кількість викликає сумніви щодо цінності роботи і відсутності самостійності її виконання автором. Роботу направити на розгляд експертної комісії кафедри.



3. Виявлені у роботі запозичення є недобросовісними і мають ознаки плагіату та/або в ній містяться навмисні спотворення тексту, що вказують на спроби приховування недобросовісних запозичень.

Особа, відповідальна за перевірку

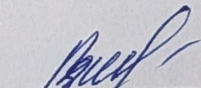

(підпис)

Блащук Н.В.

(прізвище, ініціали)

Ознайомлені з повним звітом подібності, який був згенерований системою Unicheck щодо роботи.

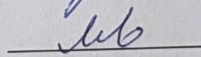
Автор роботи


(підпис)

Блах М.М.

(прізвище, ініціали)

Керівник роботи


(підпис)

Маєвська І.В.

(прізвище, ініціали)

Додаток Б. Локальні кошториси

Локальний кошторис на будівельні роботи № 1 Підсилення стовпчастого фундаменту мілкого закладання банкетами в рівні основи фундаменту

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 16,795 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 0,364 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 6,953 тис. грн.
Середній розряд робіт 2,6 розряд

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										тих, що обслуговують машини	
					заробітної плати	в тому числі заробітної плати			в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	P1-1-2	Розробка ґрунту всередині будівлі в траншеях	100м3	0,3848	<u>11678,23</u> 10681,78	<u>4,65</u> 1,64	4494	4110	<u>2</u> 1	<u>605,2</u> 0,1008	<u>232,88</u> 0,04
2	P7-14-2	Ущільнення ґрунту щебенем	100м2	0,0034	<u>1322,77</u> 224,52	<u>60,71</u> 16,70	4	1	-	<u>12,37</u> 1,0242	<u>0,04</u> -
3	C147-8-12	Стрижнева арматура А-IV, діаметр 12 мм	100кг	0,7587	<u>979,02</u>	-	743	-	-	-	-
4	C147-8-12	Стрижнева арматура А-IV, діаметр 12 мм	100кг	1,5174	<u>979,02</u>	-	1486	-	-	-	-
5	E46-1-1	Підсилення фундаментів монолітними залізобетонними обіймами	м3	2,33	<u>2191,80</u> 639,55	<u>108,38</u> 33,76	5107	1490	<u>253</u> 79	<u>35,57</u> 2,0216	<u>82,88</u> 4,71
6	E1-27-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000м3	0,03615	<u>1501,66</u> -	<u>1501,66</u> 326,33	54	-	<u>54</u> 12	<u>-</u> 17,673	<u>-</u> 0,64

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
7	E1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 1, 2	100м3	0,3615	<u>619,28</u> 339,29	<u>279,99</u> 83,44	224	123	<u>101</u> 30	<u>18,36</u> 5,1175	<u>6,64</u> 1,85	
Разом прями витрати по кошторису							12112	5724	<u>410</u> 122		<u>322,44</u> 7,24	
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.							12112					

Всього по кошторису							16795					
Кошторисна трудомісткість, люд.год.							364					
Кошторисна заробітна плата, грн.							6953					

Склав

_____ *[посада, підпис (ініціали, прізвище)]*

Перевірив

_____ *[посада, підпис (ініціали, прізвище)]*

Локальний кошторис на будівельні роботи № 2
Підсилення стовпчастого фундаменту мілкого закладання банкетами в рівні ґрунту

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 46,771 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 0,592 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 11,492 тис. грн.
 Середній розряд робіт 2,7 розряд

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.		
					Всього заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	Всього	заробітної плати	експлуатації машин в тому числі заробітної плати	не зайнятих обслуговуванням машин		
										на одиницю	всього	
												тих, що обслуговують машини
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	P1-1-2	Розробка ґрунту всередині будівлі в траншеях	100м3	0,0737	<u>11678,23</u> 10681,78	<u>4,65</u> 1,64	861	787	-	605,2	44,6	
									-	0,1008	0,01	
2	P7-14-2	Ущільнення ґрунту щебенем	100м2	0,0184	<u>1322,77</u> 224,52	<u>60,71</u> 16,70	24	4	<u>1</u> -	<u>12,37</u> 1,0242	<u>0,23</u> 0,02	
3	C147-8-25	Стрижнева арматура А-IV, діаметр 25 мм	100кг	4,2042	<u>979,02</u> -	-	4116	-	-	-	-	
4	C147-8-25	Стрижнева арматура А-IV, діаметр 25 мм	100кг	5,5594	<u>979,02</u> -	-	5443	-	-	-	-	
5	E46-1-1	Підсилення фундаментів монолітними залізобетонними обіймами	м3	12,89	<u>2191,80</u> 639,55	<u>108,38</u> 33,76	28252	8244	<u>1397</u> 435	<u>35,57</u> 2,0216	<u>458,5</u> 26,06	
Разом прямі витрати по кошторису							38696	9035	<u>1398</u> 435		<u>503,33</u> 26,09	
Разом будівельні роботи, грн.							38696					
в тому числі:												
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.							28263					
всього заробітна плата, грн.							9470					

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. Всього будівельні роботи, грн.					8075 62,55 2022 46771				
		----- Всього по кошторису					46771				
		Кошторисна трудоємність, люд.год. Кошторисна заробітна плата, грн.					592 11492				

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Додаток В. Відомість аркушів графічної частини

Аркуш	Найменування	Примітка
1	Мета і задачі дослідження "Використання нетрадиційного конструктивного рішення банкетів при підсиленні фундаментів мілкового закладання"	Плакат 1
2	Підготовка фізичного експерименту	Плакат 2
3	Проведення фізичного експерименту	Плакат 3
4	Дрібномасштабні моделі	Плакат 4
5	Результати лабораторних досліджень	Плакат 5
6	Результати пошуку залежностей, що впливають на розміри фундаменті після підсилення	Плакат 6
7	Поправочний коефіцієнт β	Плакат 7
8	Плани 3-4 поверхів та технічного поверху до реконструкції, план технічного поверху після реконструкції	Плакат 8
9	Плани 1-4 поверхів після реконструкції, розрізи 1-1 та 1-2	Плакат 9
10	Фасади будівлі	Плакат 10
11	Плани фундаментів до і після реконструкції, геологічний розріз з варіантами фундаментів, фундамент до реконструкції, підсилення банкетами в рівні ґрунту та в рівні основи фундаменту, К-1, специфікація арматури, генплан	Плакат 11
12	Висновки	Плакат 12

Магістерська кваліфікаційна робота Блаху М. М. на тему:
«Використання нетрадиційного конструктивного рішення банкетів при підсиленні фундаментів мілкового закладання»

Мета дослідження: Метою роботи є дослідження несучої здатності банкетів з нетрадиційним конструктивним рішенням та їх реалізація.

Задачі дослідження:

- огляд експериментальних досліджень банкетів розташованих за стандартним та нетрадиційними методами при підсиленні фундаментів мілкового закладання;
- підготовка до фізичного експерименту з дрібномасштабними моделями фундаментів, різних способів улаштування банкетів;
- проведення фізичного експерименту, обробка результатів дослідження;
- розробка рекомендацій з розрахунку ефекту підсилення нетрадиційними методами;
- виконання порівняльних розрахунків різних типів підсилення фундаментів банкетами, визначення найбільш впливових чинників;
- визначення техніко-економічного ефекту від впровадження підсилення нетрадиційним методом.

Підготовка фізичного експерименту



Лоток для експериментів без піску


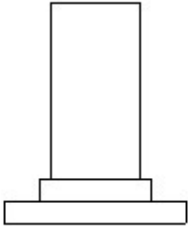

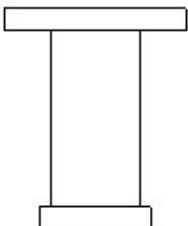

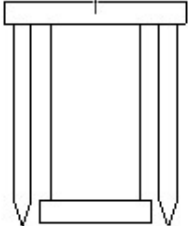
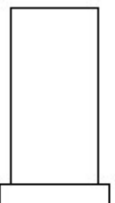


Монтаж прогиноміру до стінок лотка

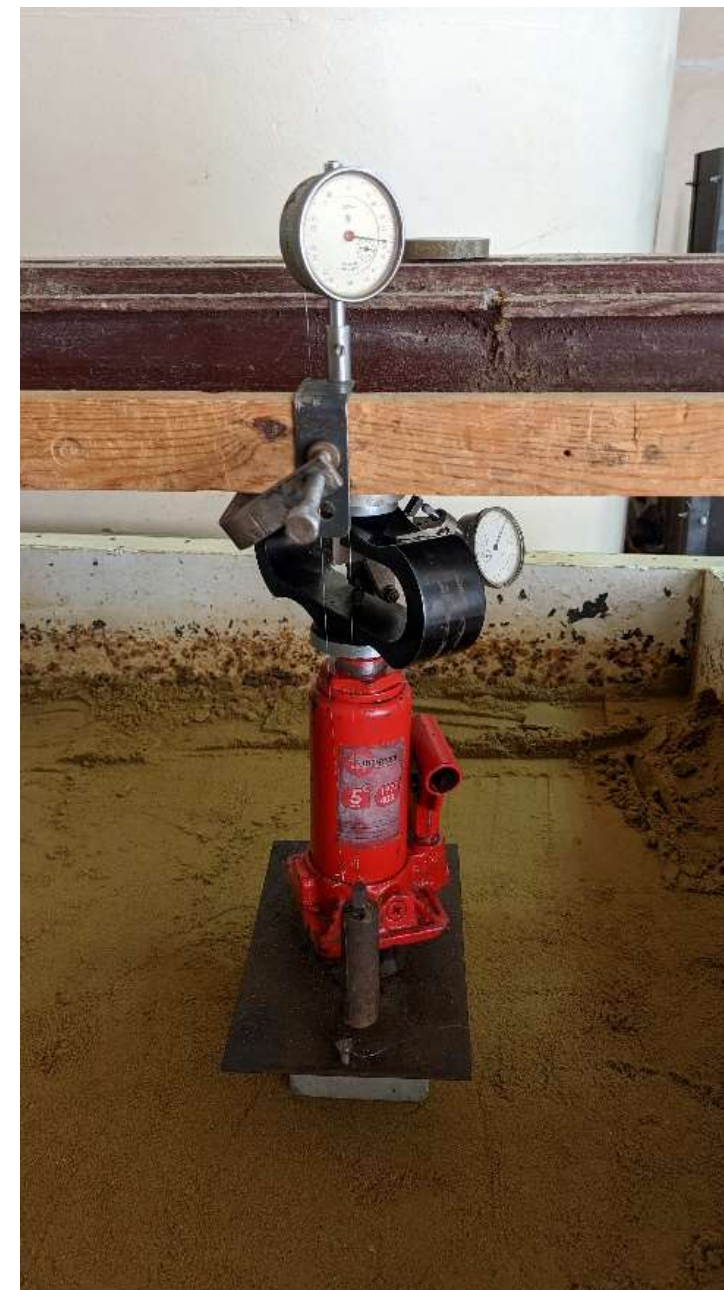


Ваговий контроль щільності піску

Проведення фізичного експерименту

	Без підсилення	З підсиленням
Влаштування банкетів в основі фундаменту		
Влаштування банкетів зверху		
Влаштування паль зверху		
Без підсилення		

Схематичні зображення фундаментів до і після підсилення



Модель фундаменту перед випробуванням

Дрібномасштабні моделі

Модель фундаменту з підсиленням в рівні підосви фундаменту

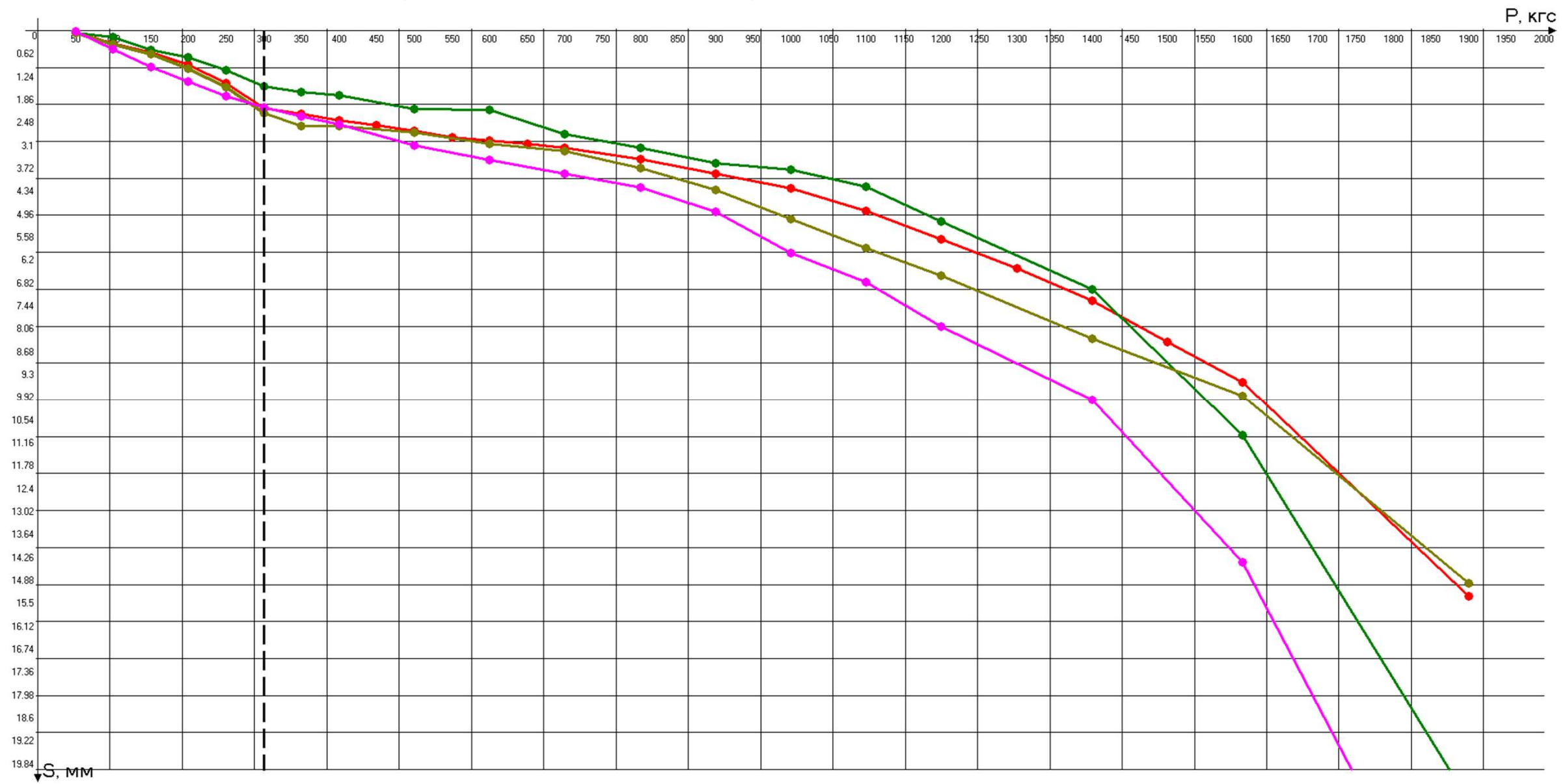


Модель фундаменту з підсиленням зверху

Модель фундаменту без підсилення



Результати лабораторних досліджень

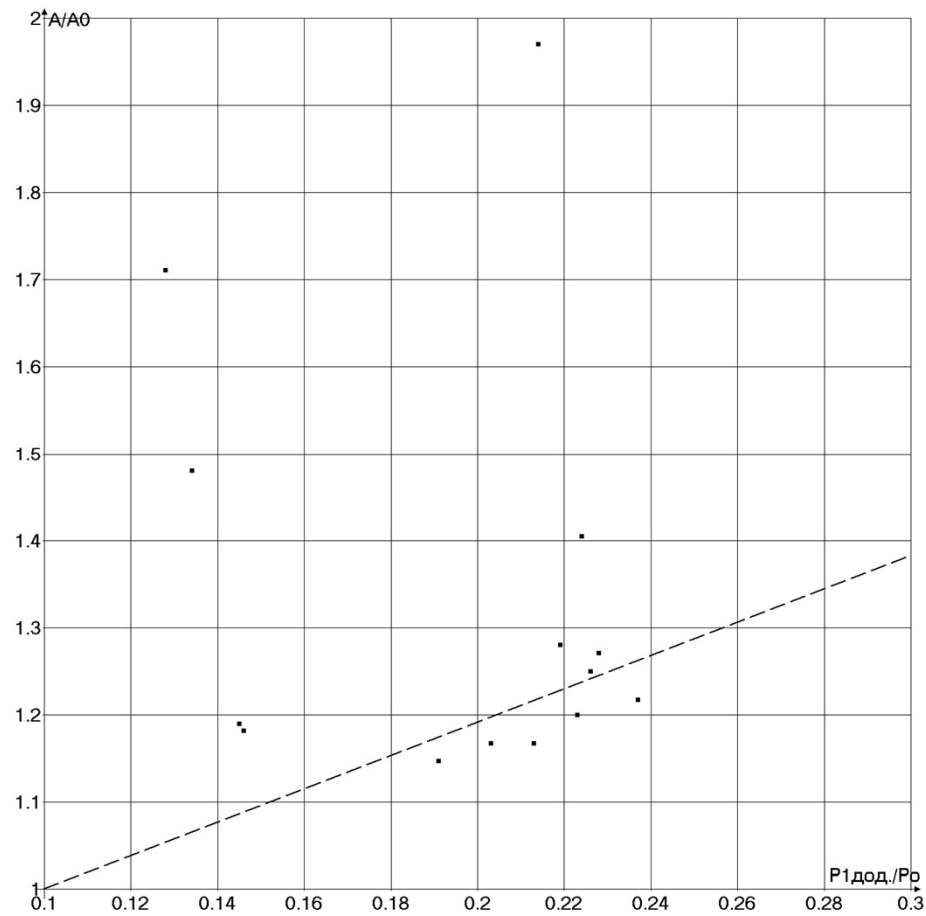


- - крива підсилення в рівні підшви;
- - крива підсилення в рівні ґрунту;
- - крива підсилення палями в рівні ґрунту;
- - крива без підсилення;
- — - лінія розділу осідання фундаменту з підсиленням і без;

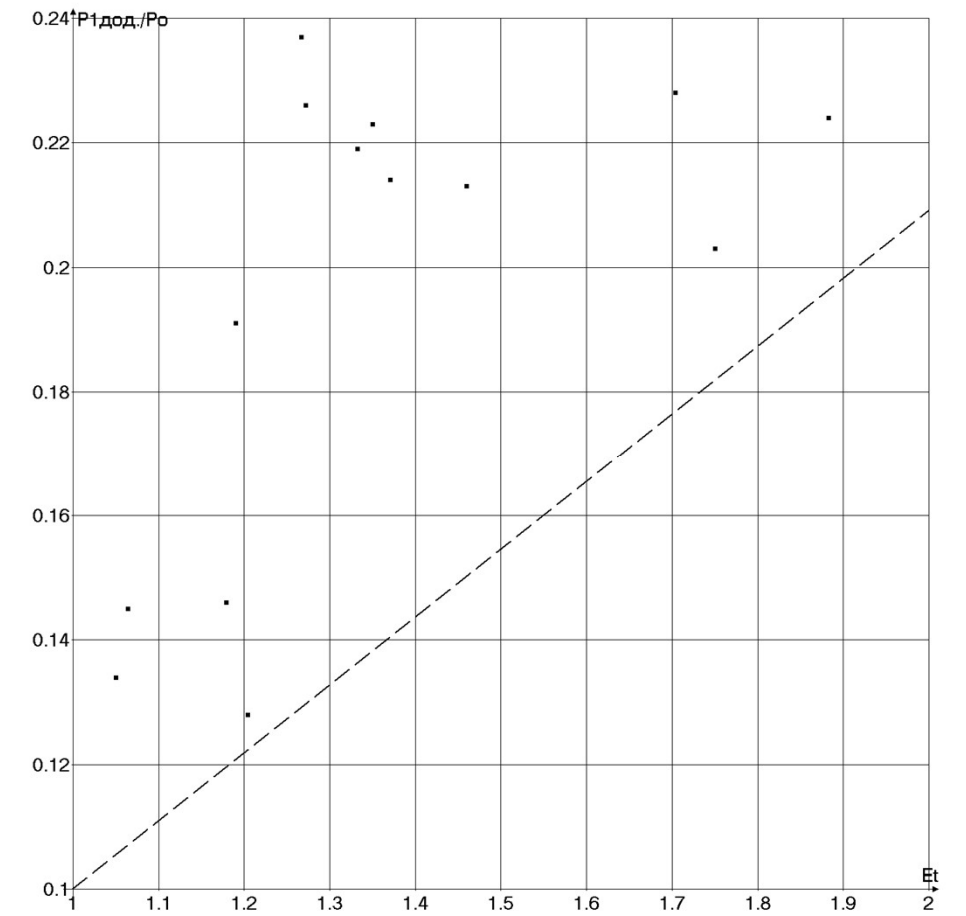
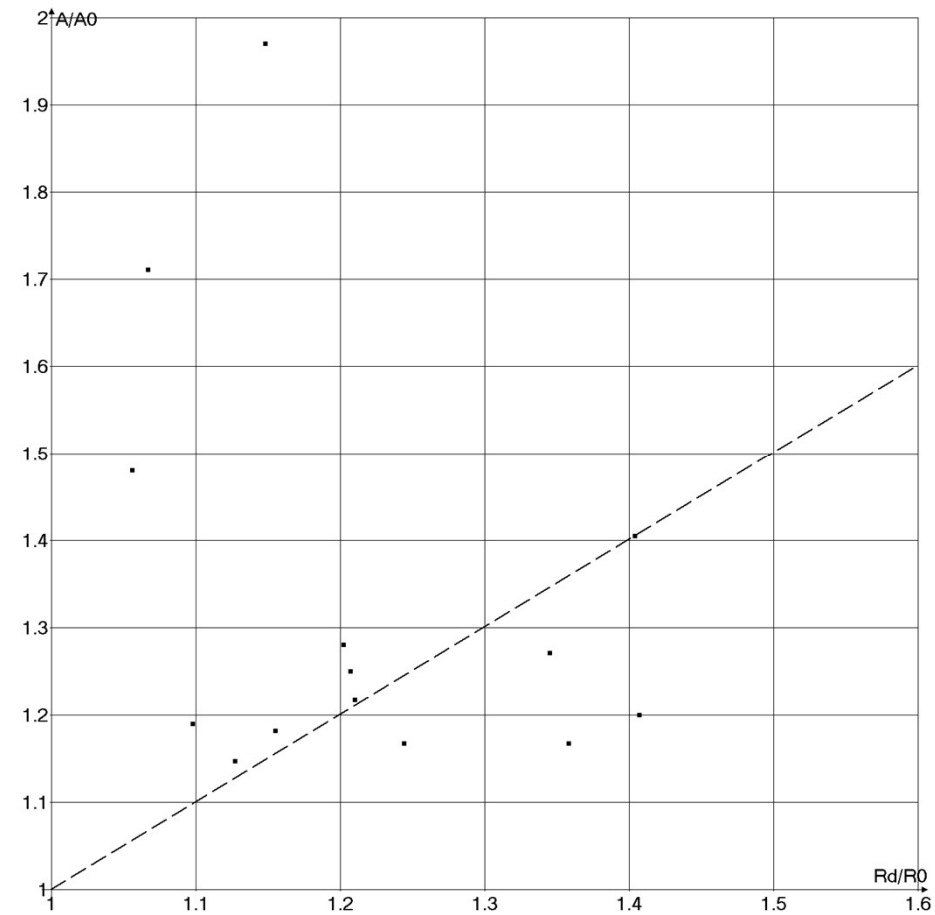
Результати пошуку залежностей, що впливають на розміри фундаментів після підсилення

Графік залежності відношення розмірів фундаментів

після і до підсилення, від відношення розрахункового опору ґрунту основи, що відповідають тривало навантаженій та ненавантаженій основі



Графік залежності відношення розмірів фундаментів після і до підсилення, від відношення напруження під подошвою фундаменту через додаткове вертикальне навантаження та тиску під подошвою фундаменту до реконструкції, що діяв багато років.



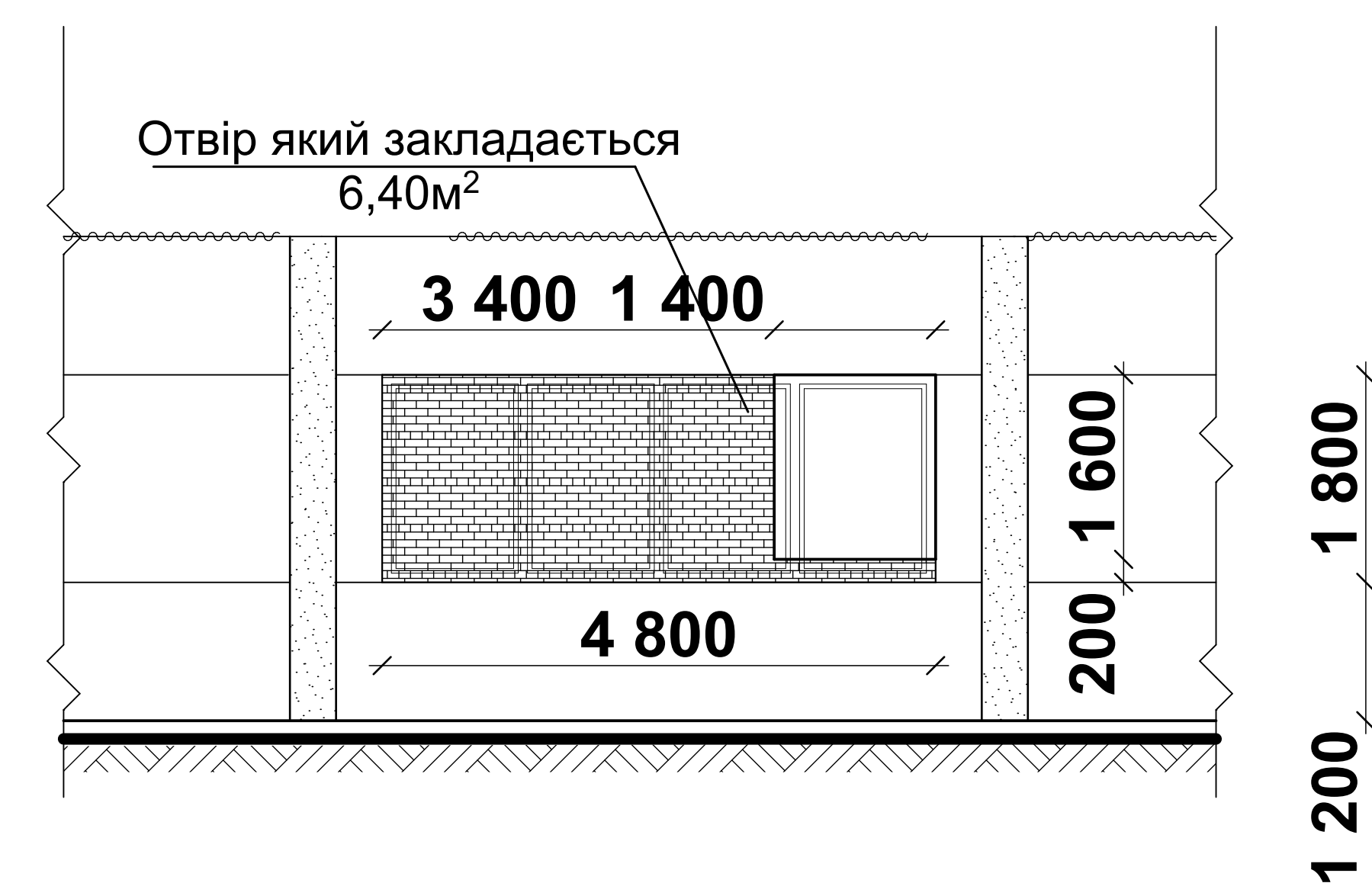
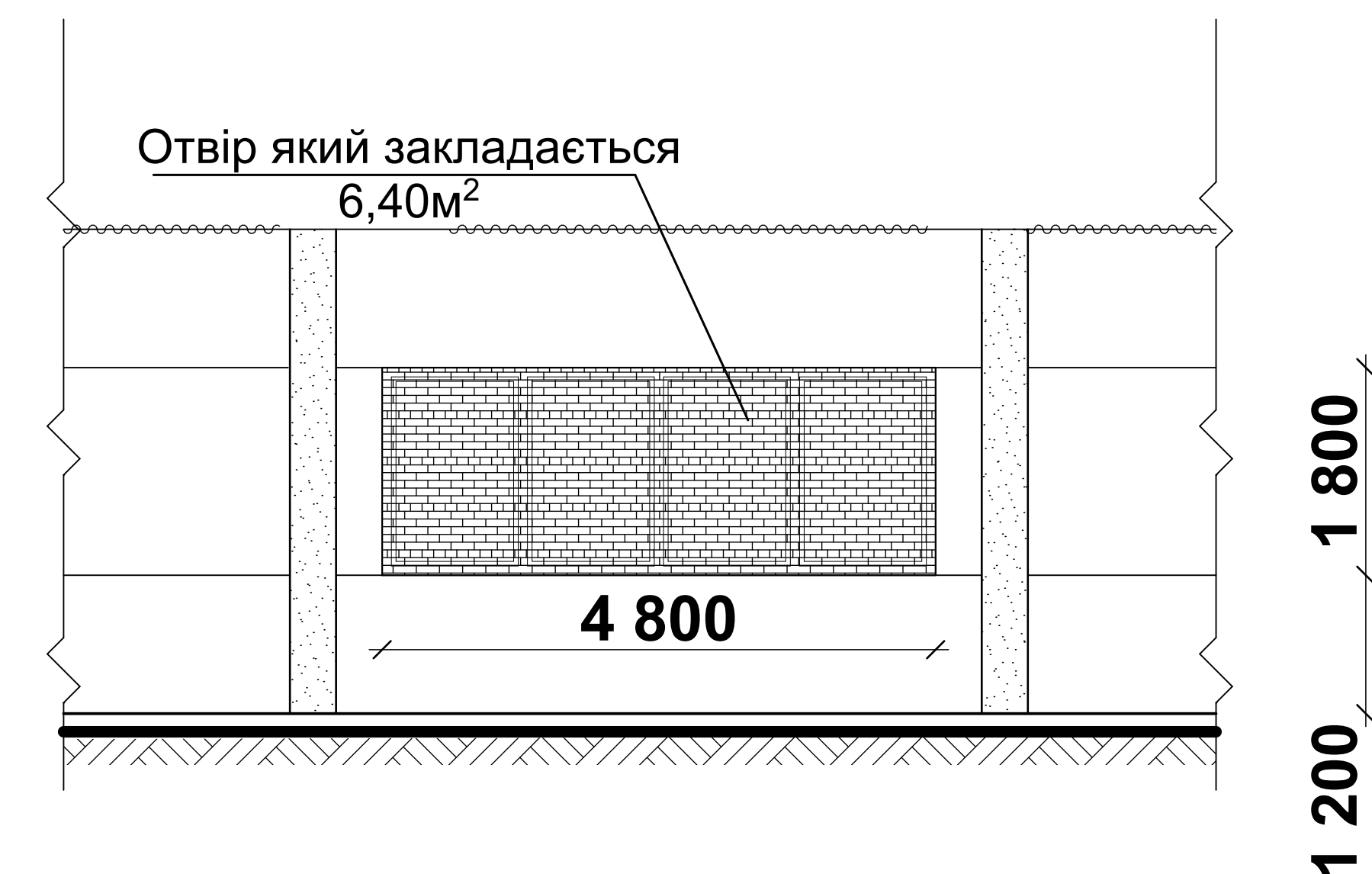
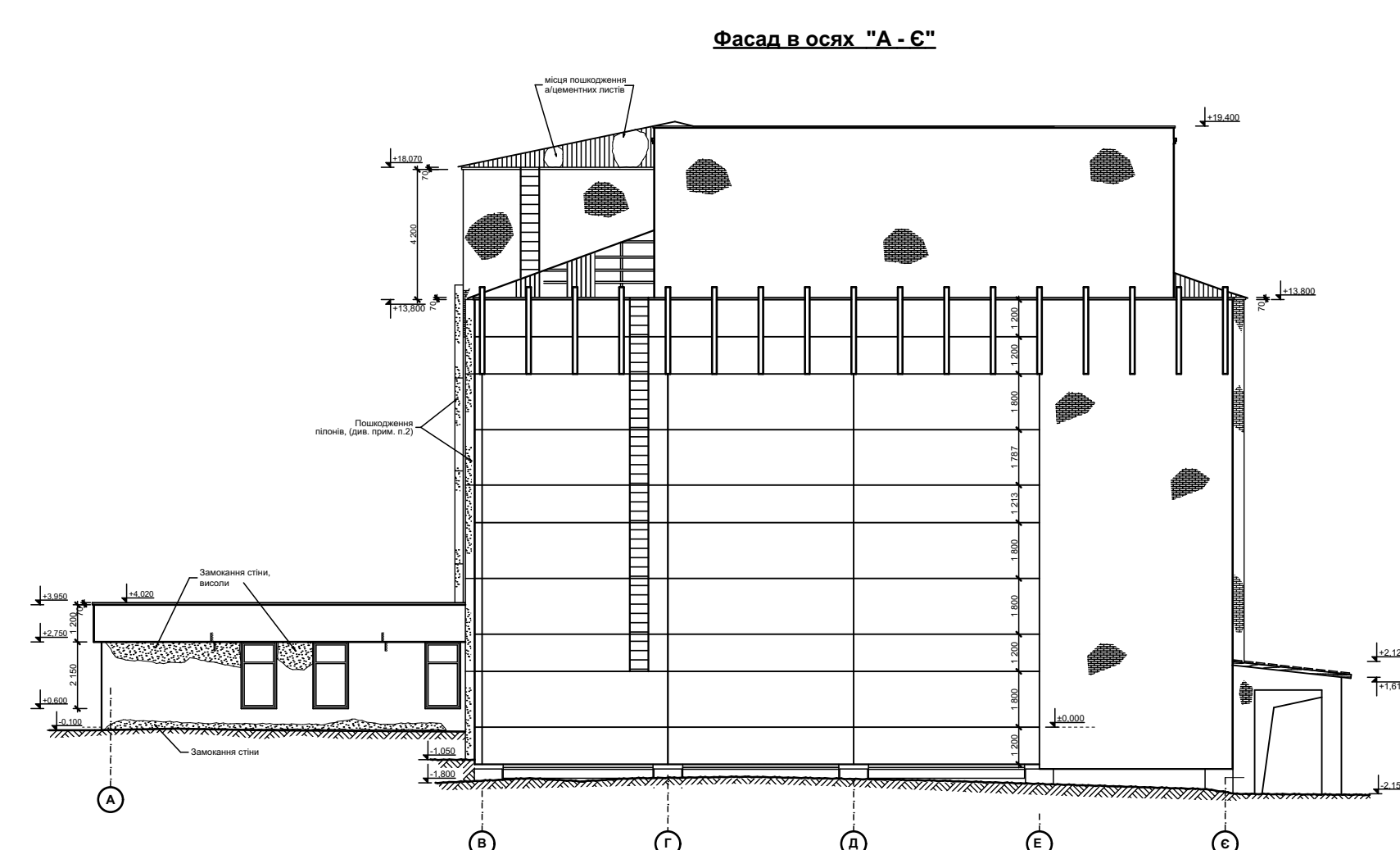
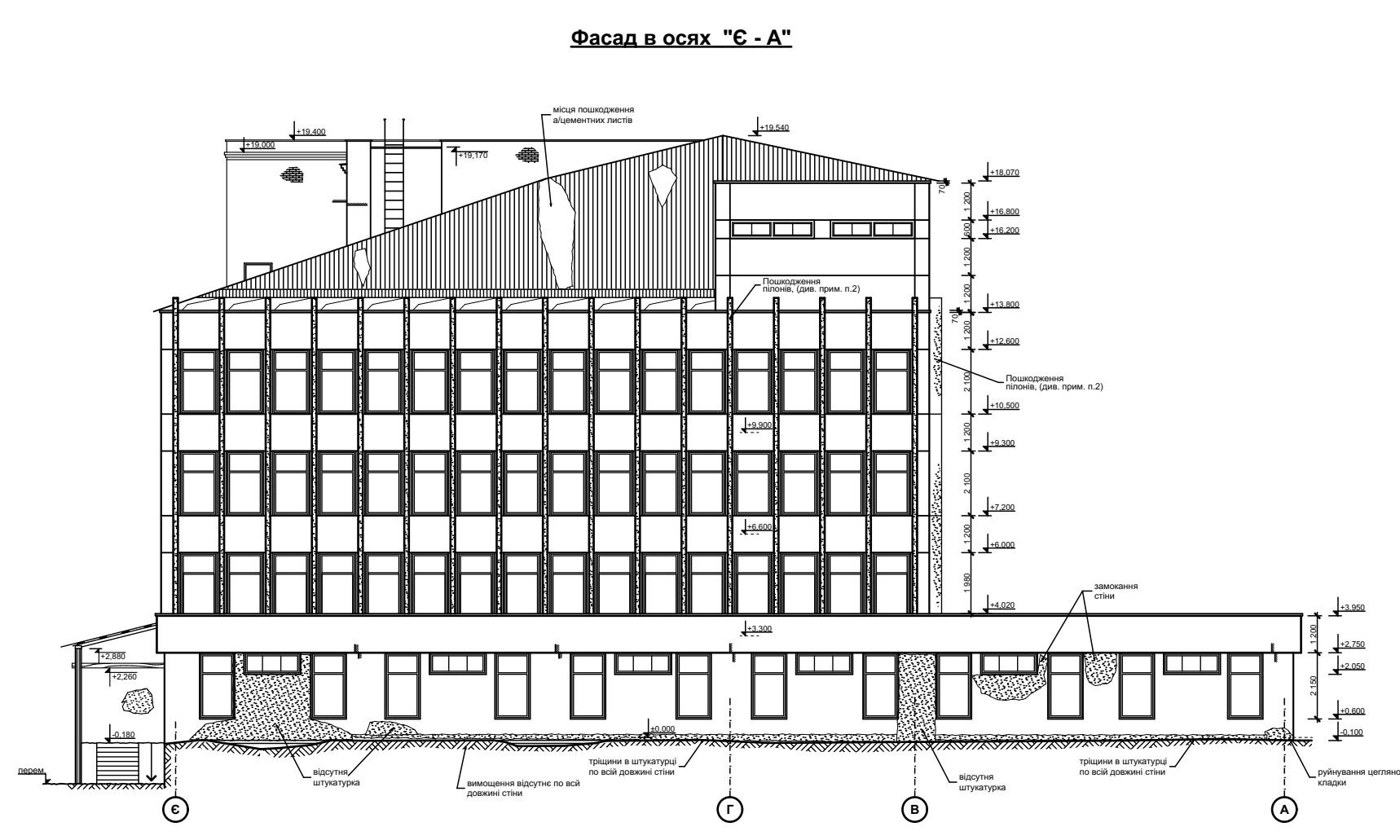
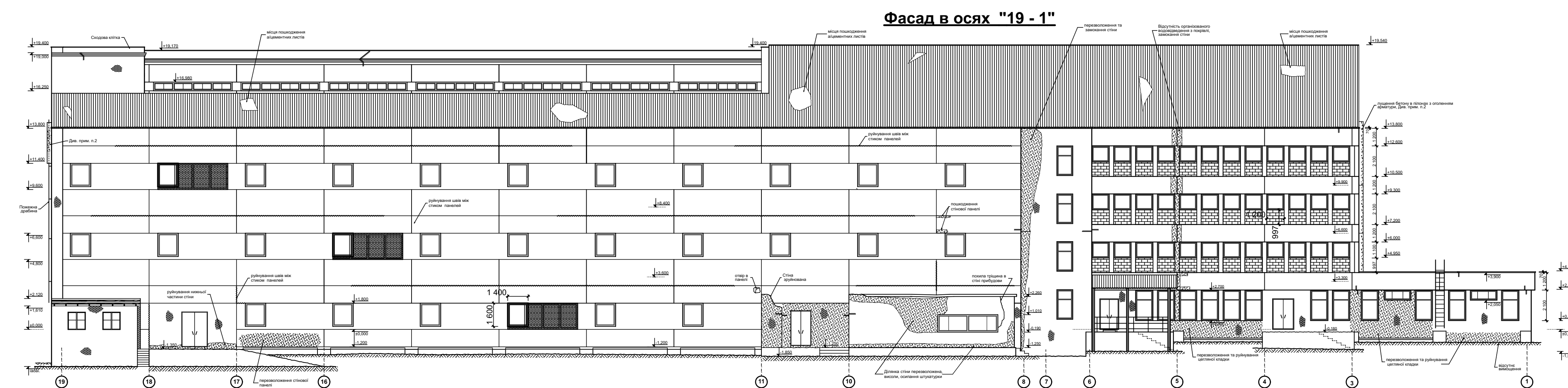
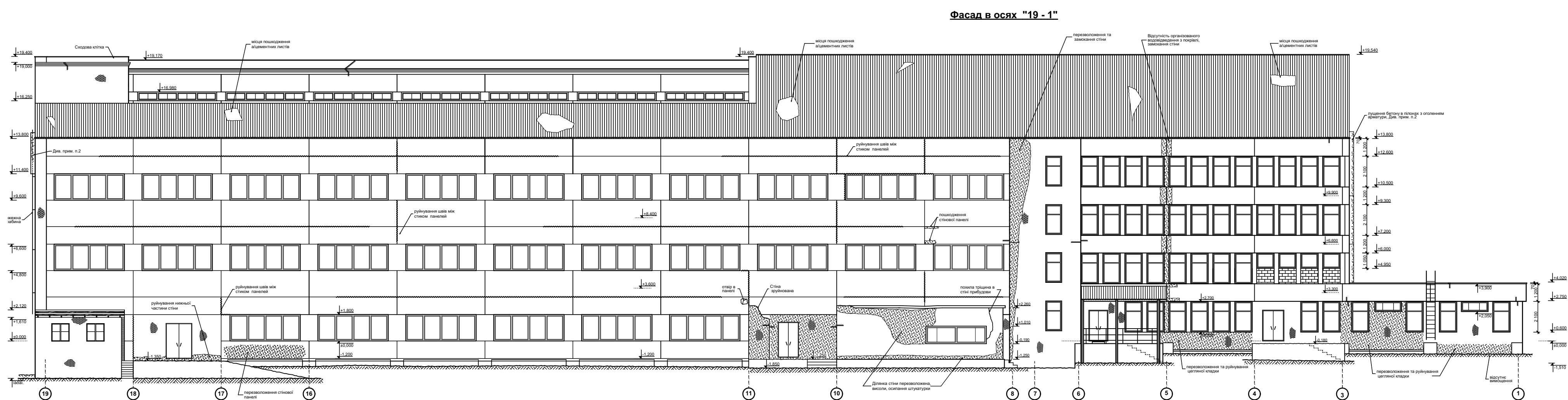
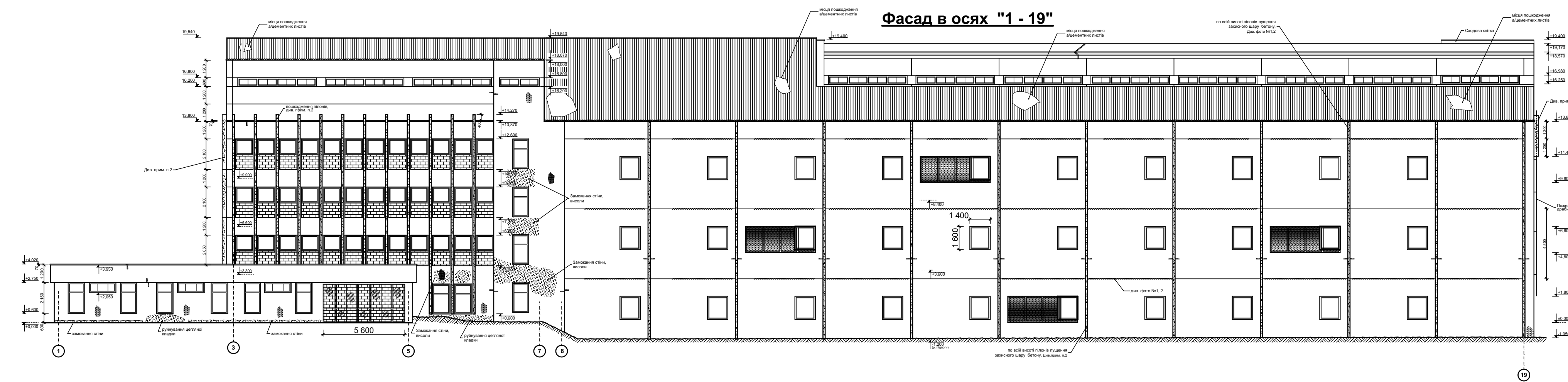
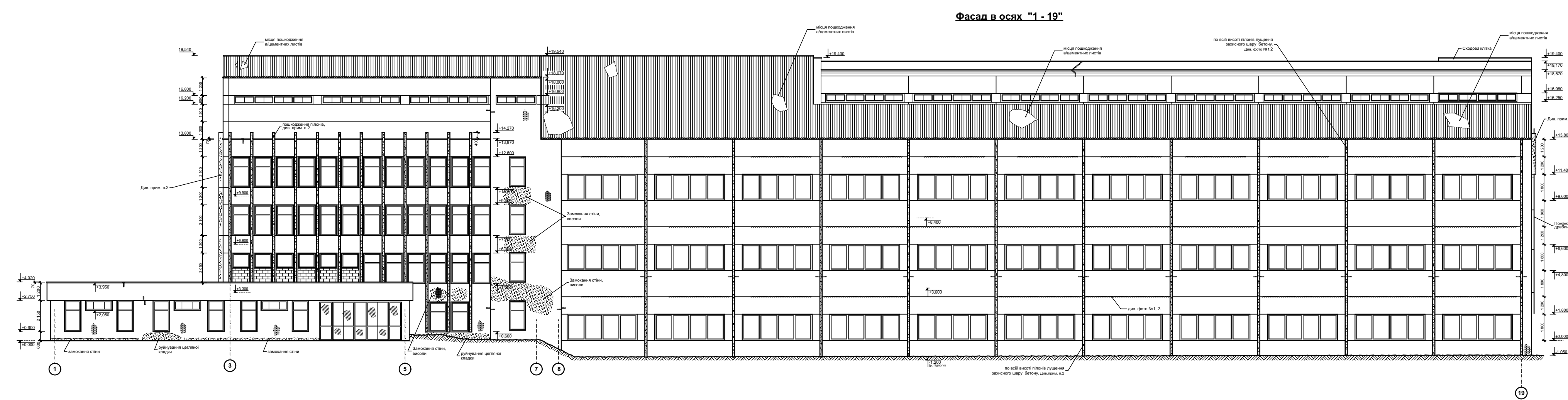
Графік залежності відношення напруження під подошвою фундаменту через додаткове вертикальне навантаження та тиску під подошвою фундаменту до реконструкції, що діяв багато років від співвідношення модулів загальної деформації ґрунту під існуючою та новою частинами підсиленого фундаменту

Поправочний коефіцієнт β

$$\overline{E}_t = \frac{1 - \overline{P}_0 + (\overline{R}_{0t} - 1) \cdot \frac{E_t^{\max}}{E_0}}{\overline{R}_{0t} - \overline{P}_0}$$

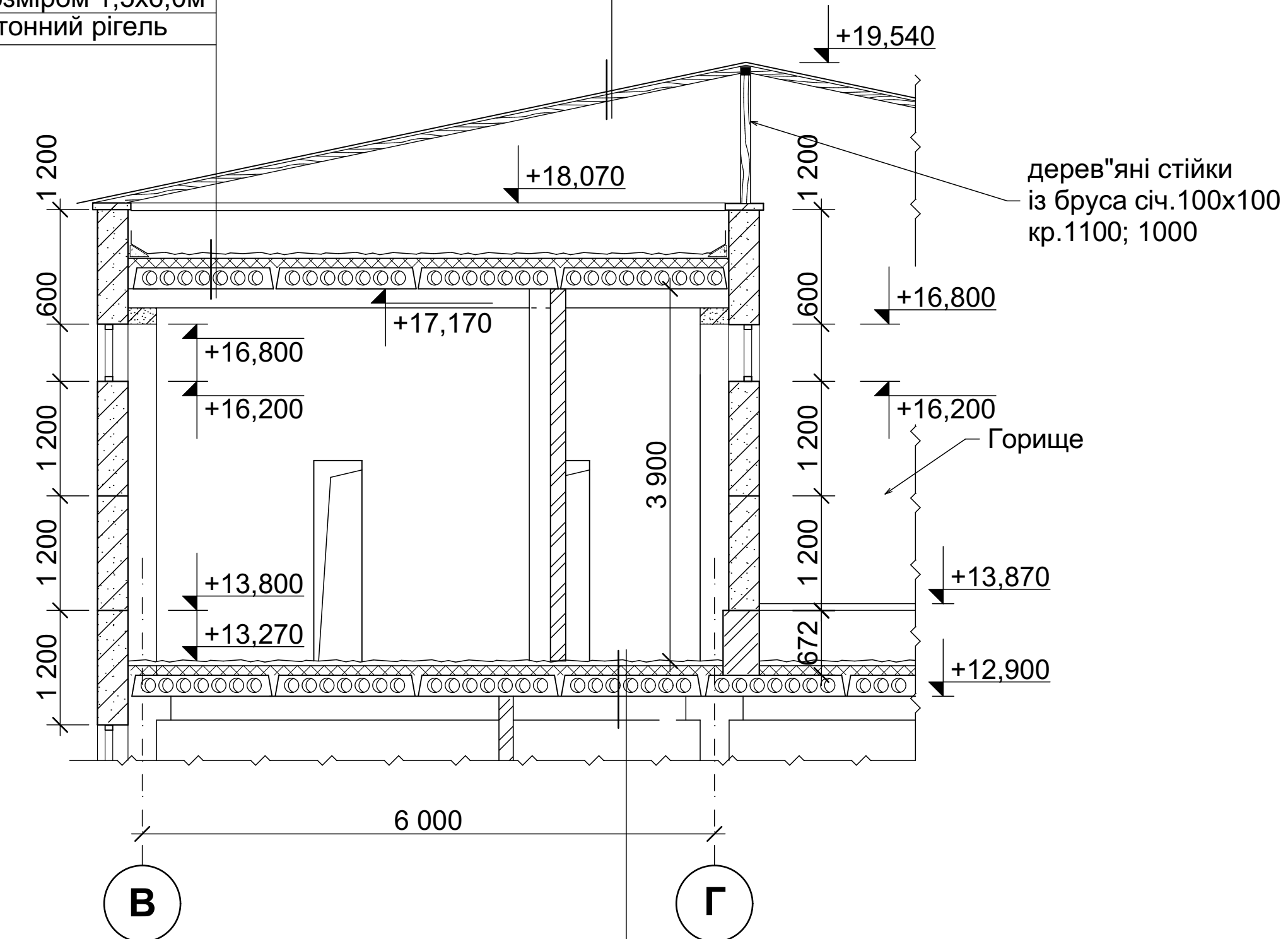


$$\overline{E}_t = \frac{E_t}{E_0 \times \beta}$$



- Азбестоцементні хвил. листи
- дерев'яні лати із дощок різного сичення
- Дерев'яна кроква сич. 150x150мм, кр.1100мм

- Рубероїдний килим
- Цементна стяжка
- Утеплювач
- Збірні з/бетонні пустотні плити розміром 1,5x6,0м
- Залізобетонний ригель



- Стяжка із цементно піщаного розчину
- Утеплювач
- Збірні з/бетонні пустотні плити
- Залізобетонні ригелі

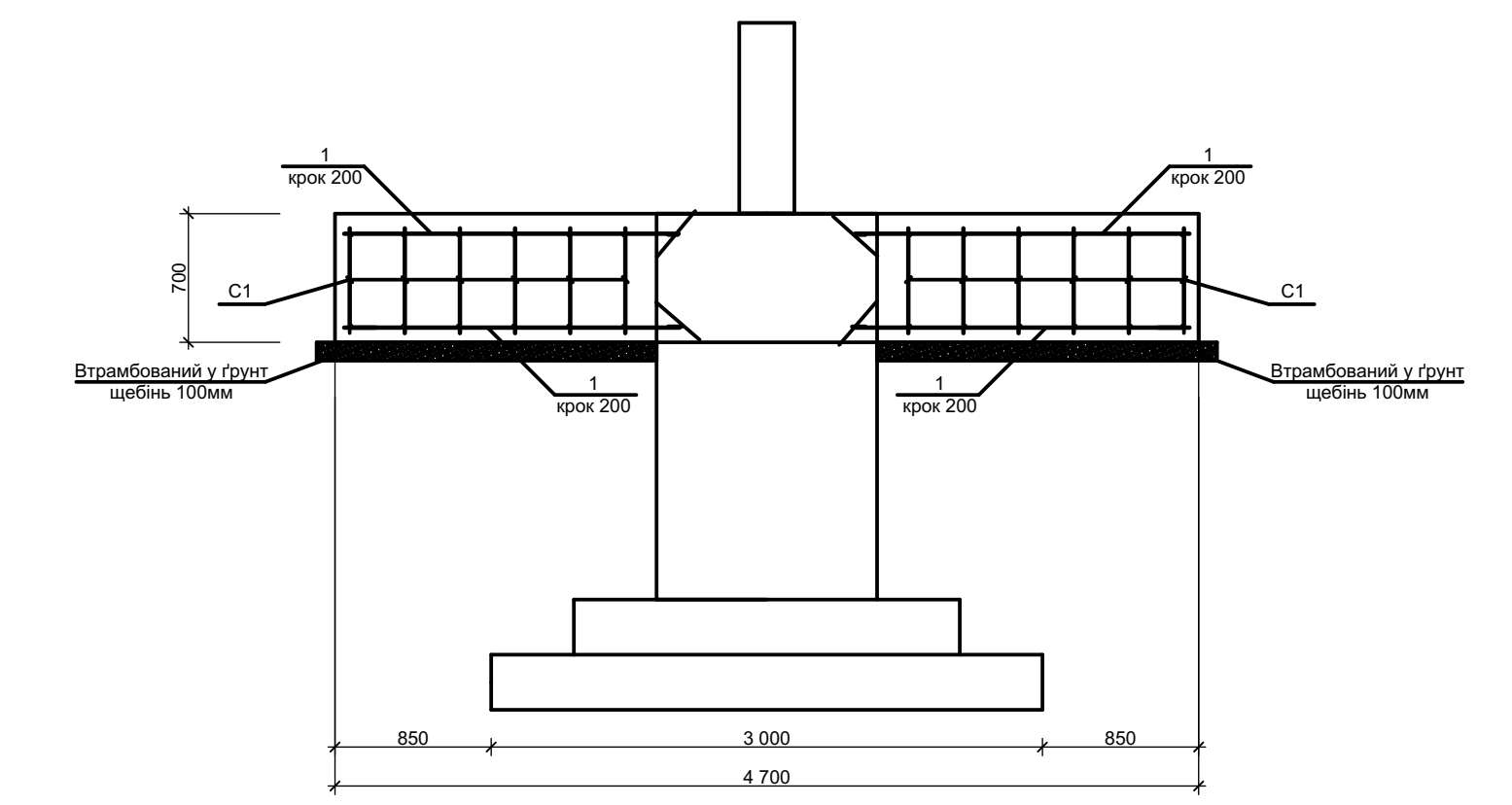
08-11.МКР.008 - АБ					
Хутора фабрика у м. Жолерика					
Зм.	Кот.	Лист	№Док.	Підпис	Дата
Розробл.	І.	Блак	М. М.		
Перевір.	Масва	І. В.			
Корект.	Масва	І. В.			
Норм. контроль.	Масва	І. В.			
Огляд.					
Затверд.	Шевць	В. В.			

Використання нетрадиційного конструктивного рішення цементів при підсиленні фундаментів мікрозакладення

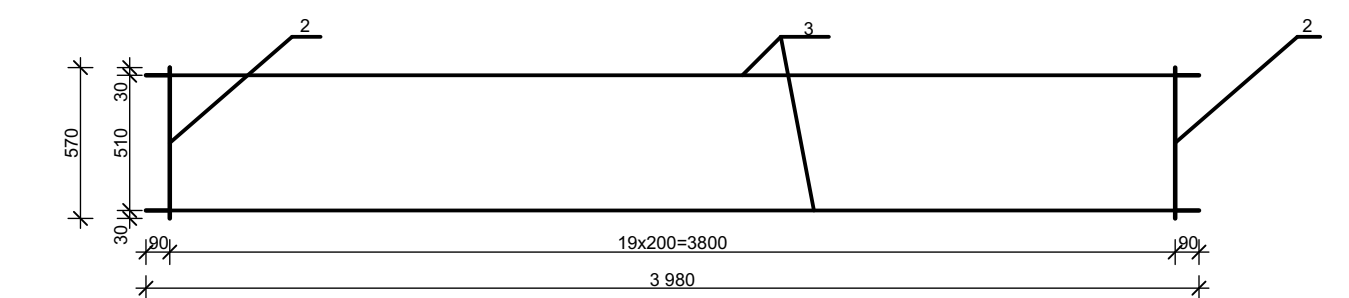
Стадія	Лист	Листів
п	3	4

Фасади будівлі ВНТУ гр. Б-21м

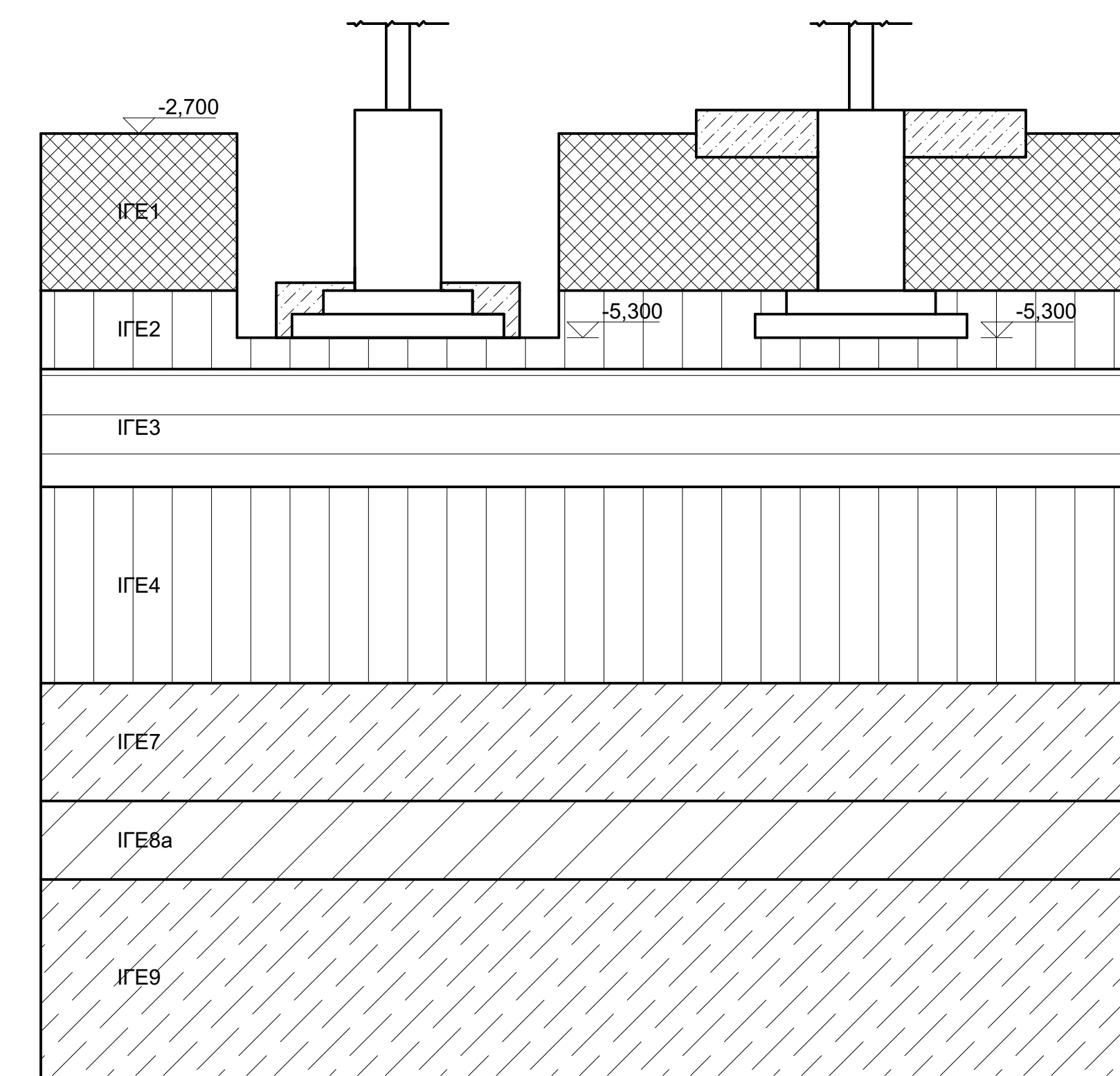
Підсилення банкетами в рівні ґрунту



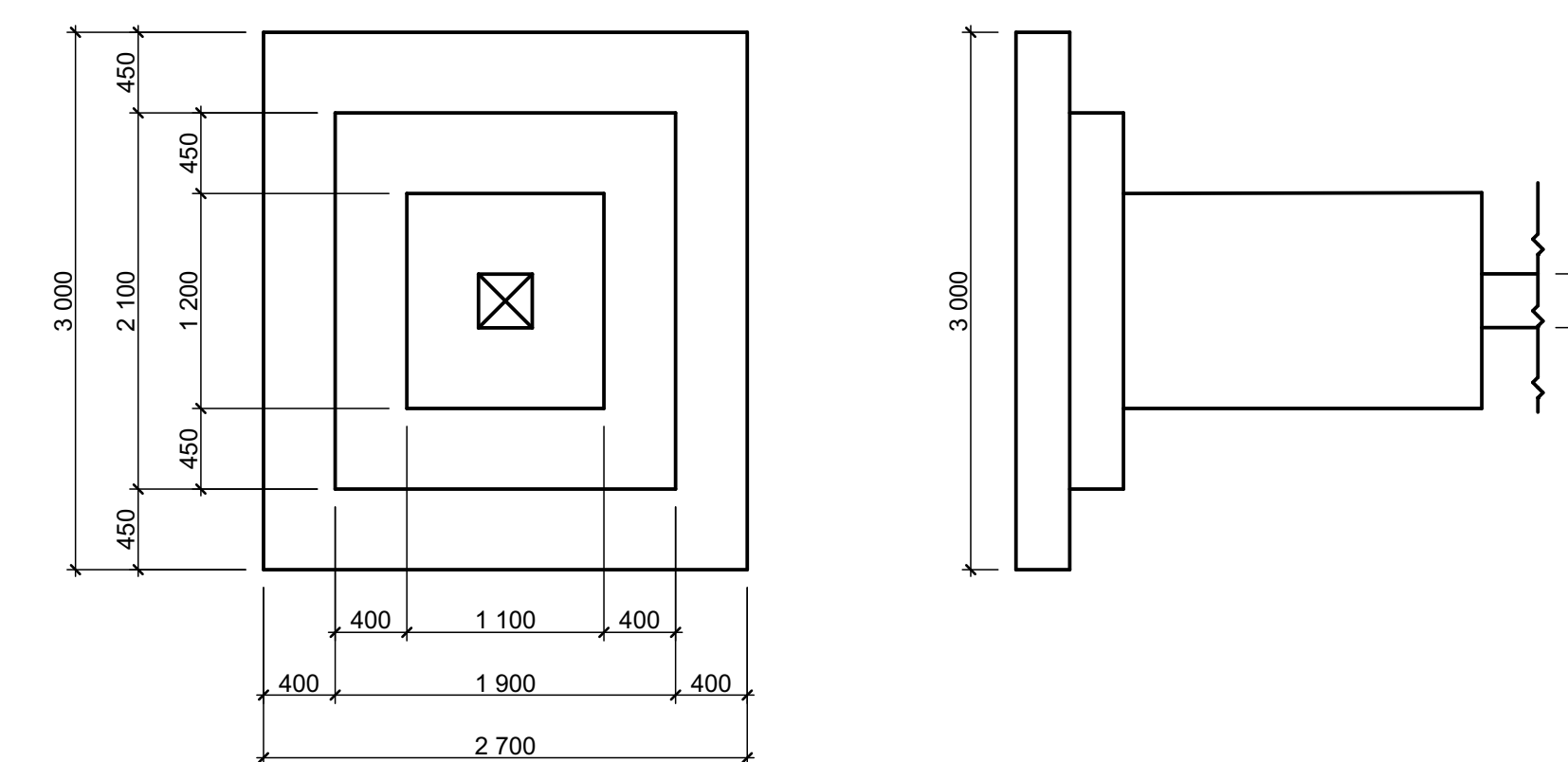
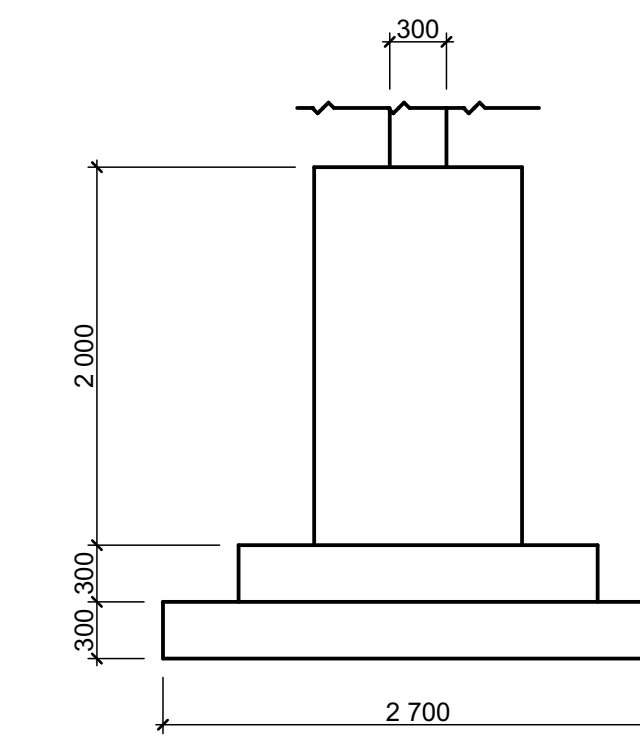
Каркас К-1



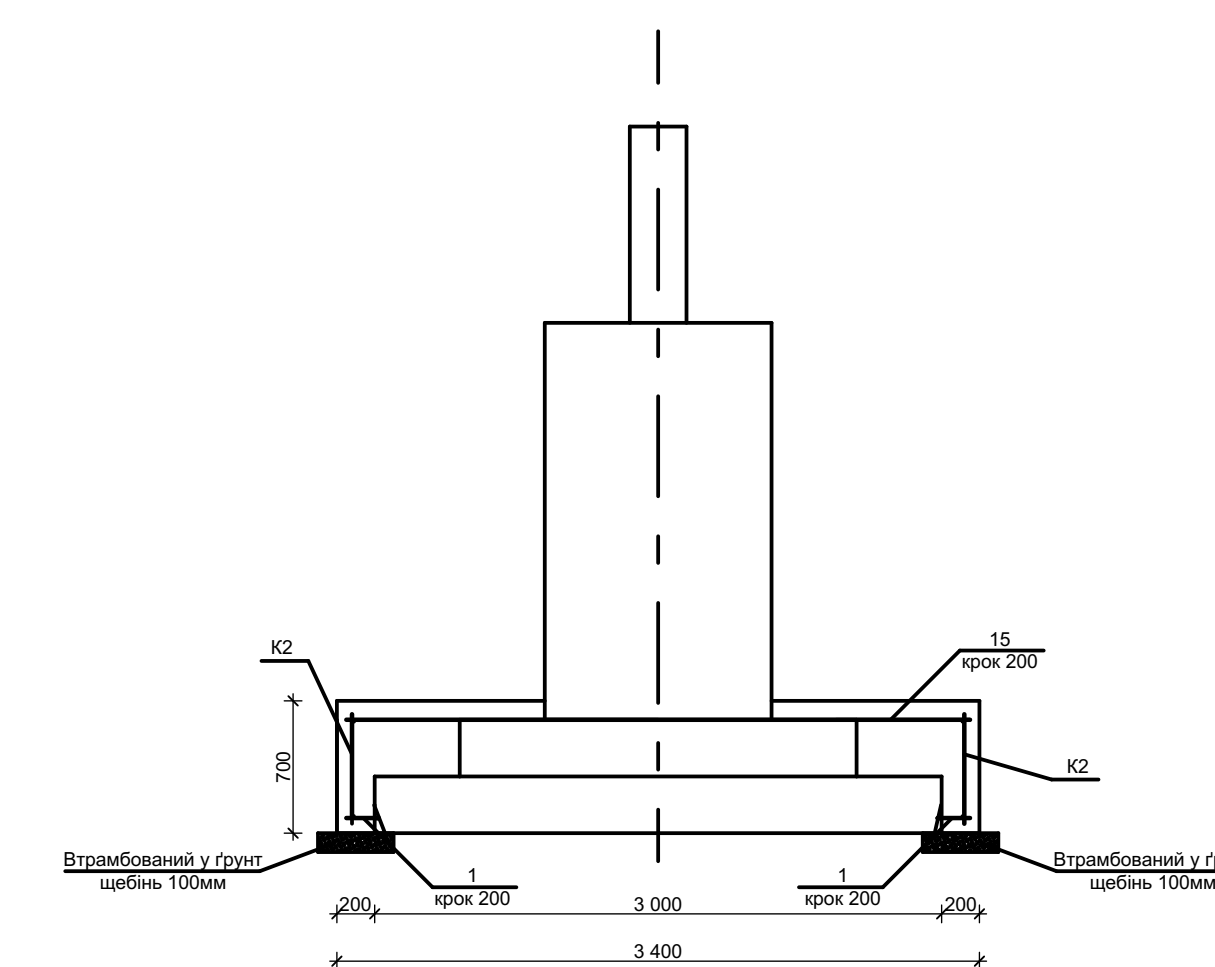
Геологічний розріз з варіантами фундаментів



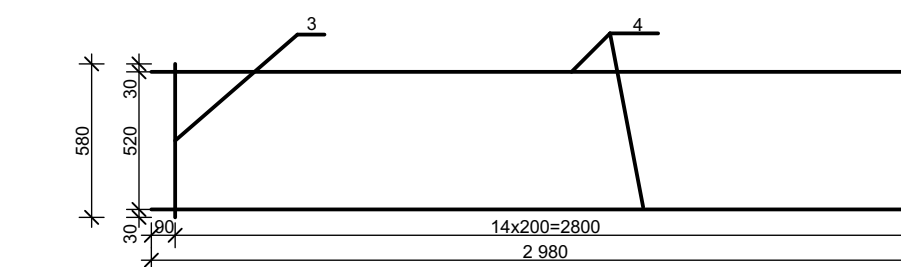
Фундамент до реконструкції



Підсилення банкетами в рівні підлоги фундаменту



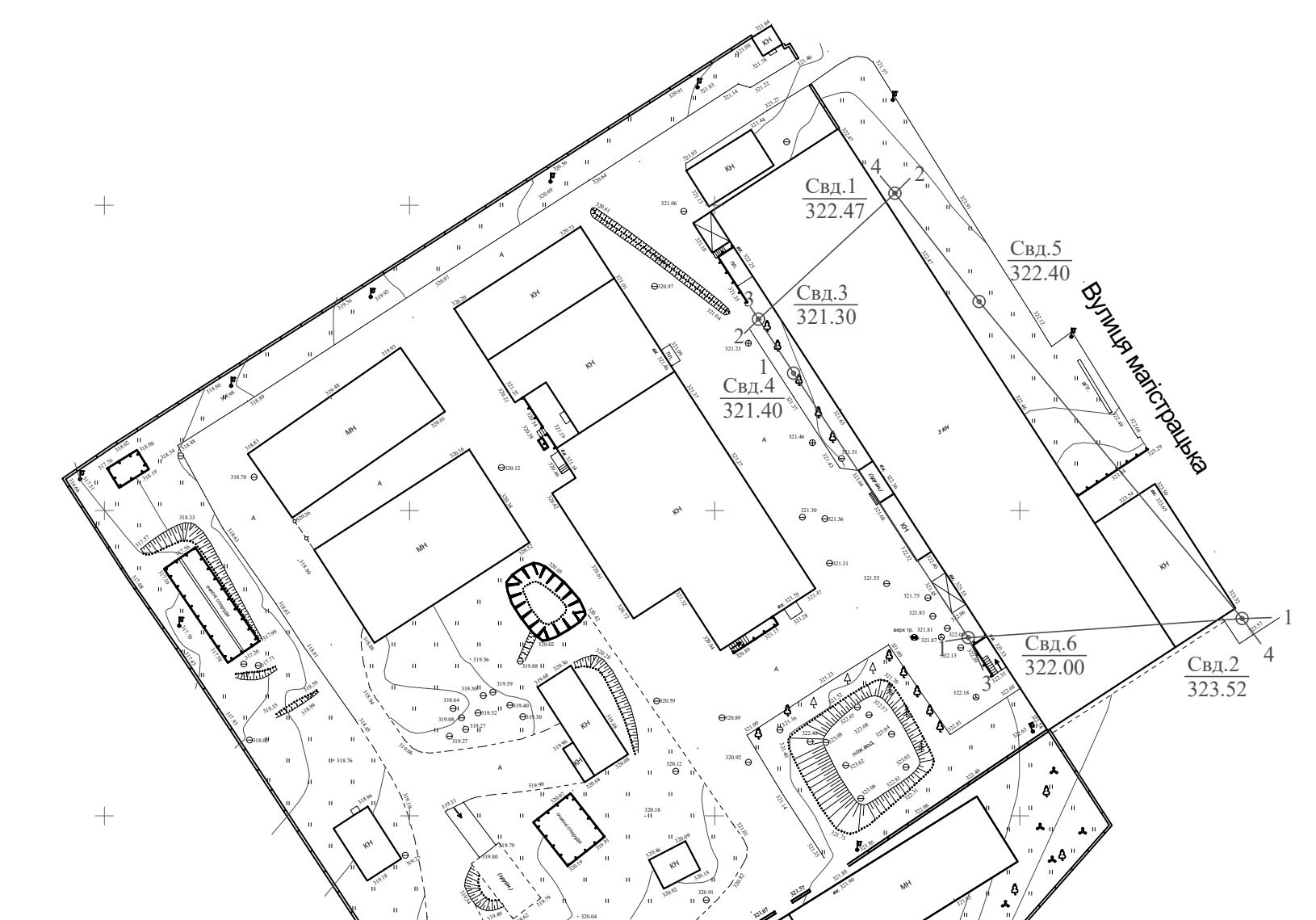
Каркас К-2



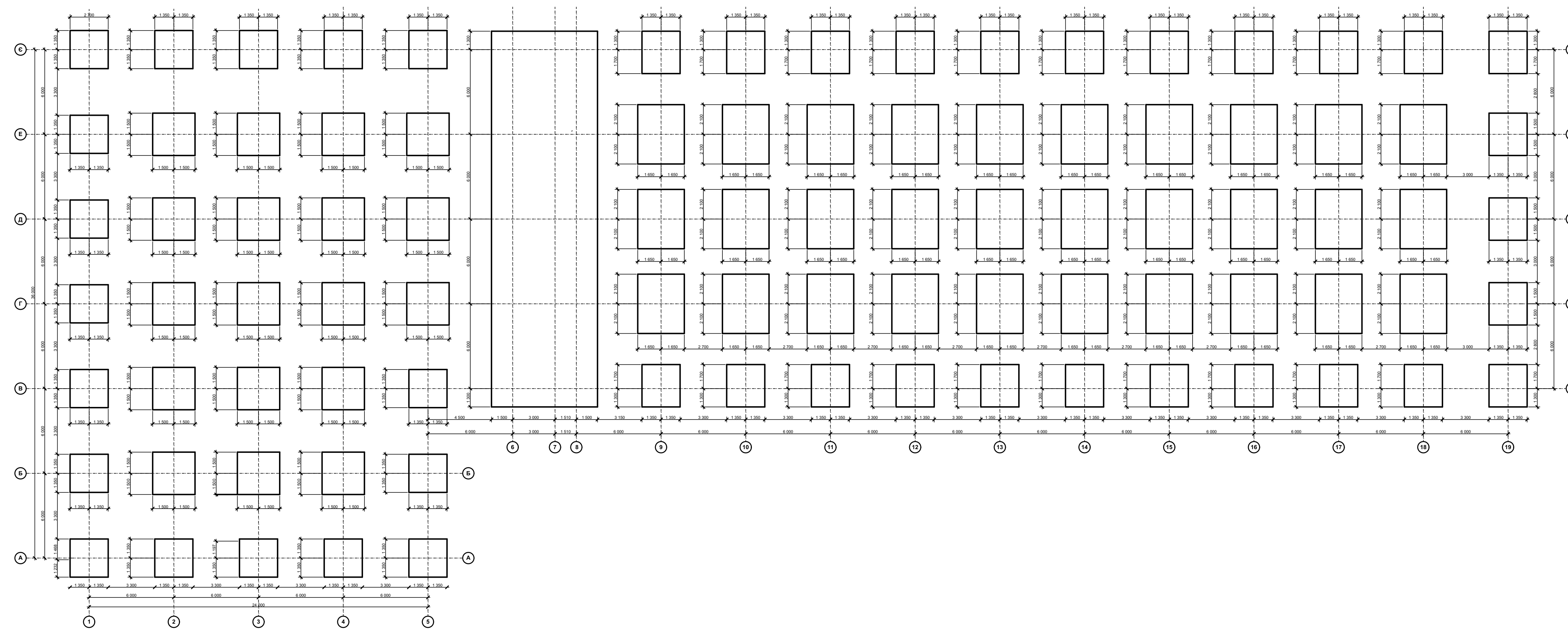
Специфікація арматурних виробів

Марка поз.	Позначення	Найменування	К-сть	Маса од, кг	Приміти
Підсилення банкетами в рівні ґрунту					
Складальні одиниці					
K-1		Каркас К-1	2	210,21	420,42 кг
Деталі					
1	ДСТУ 3760:2022	Ø25 А300С L=1900	76	7,32	555,94 кг
Каркас К-1					
2	ДСТУ 3760:2022	Ø25 А300С L=570	12	2,19	
3	ДСТУ 3760:2022	Ø25 А300С L=3980	12	15,32	210,21 кг
Матеріали					
		Бетон С12/15			12,89 м³
Підсилення банкетами в рівні основи фундаменту					
K-1		Каркас К-2	2	210,21	420,42 кг
Деталі					
1	ДСТУ 3760:2022	Ø12 А300С L=250	168	0,22	37,30 кг
2	ДСТУ 3760:2022	Ø12 А300С L=3300	84	2,93	246,15 кг
Каркас К-2					
3	ДСТУ 3760:2022	Ø12 А300С L=580	24	0,52	
4	ДСТУ 3760:2022	Ø12 А300С L=2980	24	2,65	75,87 кг
Матеріали					
		Бетон С12/15			2,33 м³

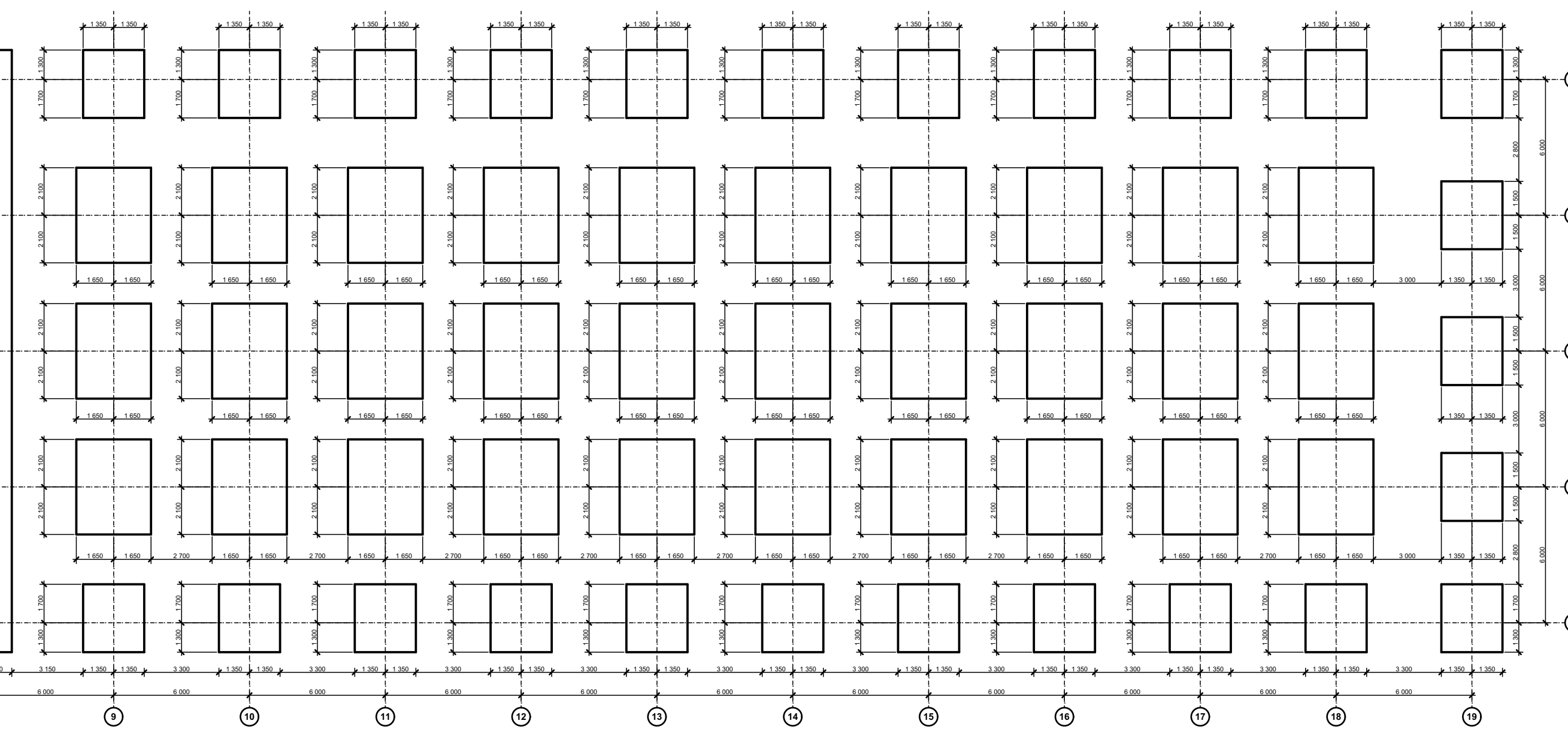
Генплан



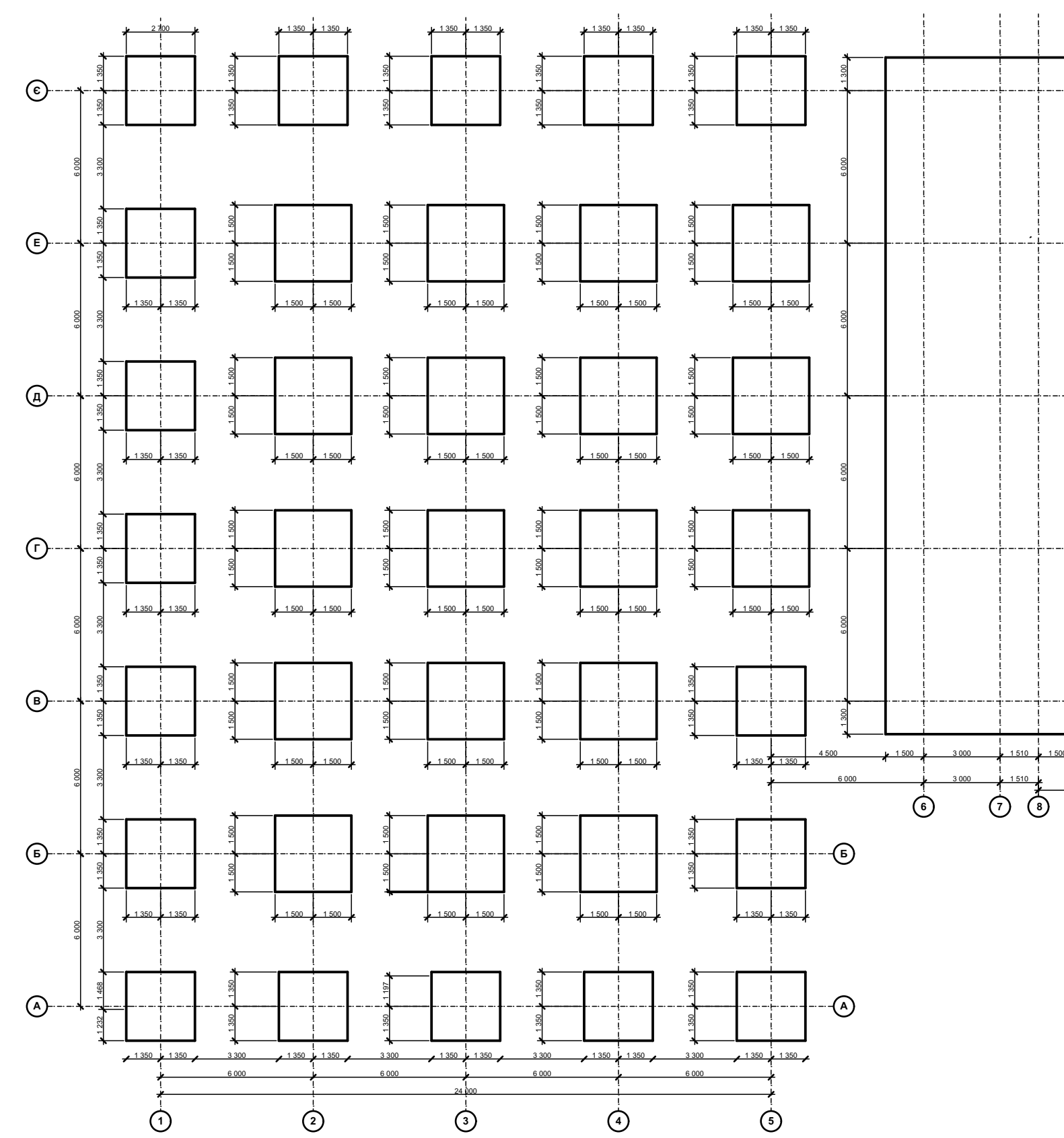
План фундаментів до реконструкції
(в осях 1...7)



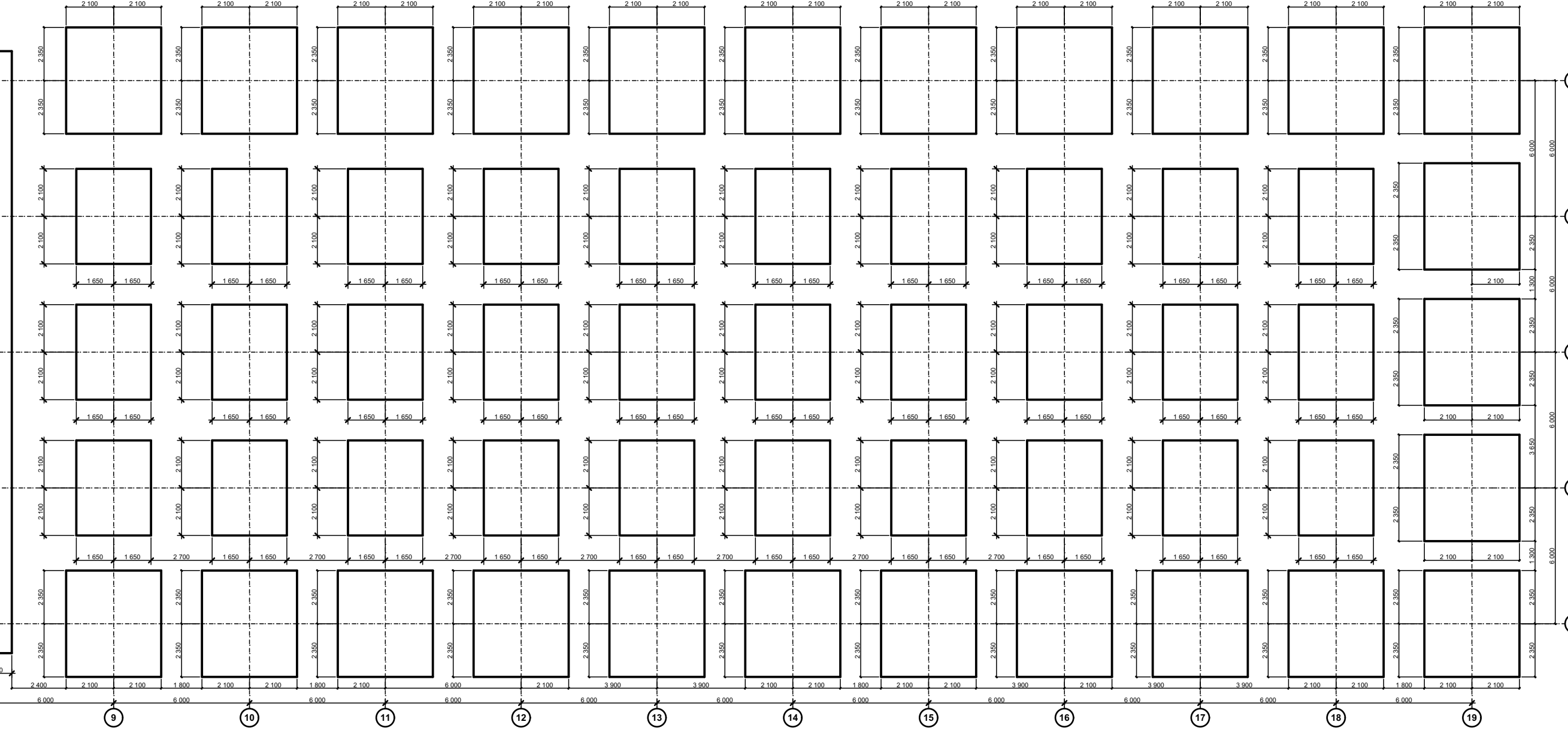
План фундаментів до реконструкції
(в осях 7...19)



План фундаментів після реконструкції
(в осях 1...7)



План фундаментів після реконструкції
(в осях 7...19)



Висновки

- Опір ґрунту зворотньої засипки фундаментів, що реконструюються менший за опір ґрунту під основою фундаментів, який був ущільнений внаслідок тривалої експлуатації будівлі, тому банкети в рівні ґрунту потребують більшої площі подошви, аніж банкети, що зводяться в рівні подошви фундаментів.
- Робота банкета в рівні ґрунту відрізняється від роботи банкета в рівні подошви фундаменту. Через ґрунт, який до цього не був під навантаженням, банкет, який розташовується в рівні ґрунту, вступає в роботу не одразу.
- Вищу вартість матеріалів, що потребують банкети, розміщені в рівні ґрунту, компенсує відсутність працезатратної ручної розкопки ґрунту.
- Тиск під подошвою підсиленого фундаменту від додаткових навантажень, що прикладаються до фундаменту потрібно розраховувати з урахуванням поправочного коефіцієнта β .

ВІДГУК

керівника магістерської кваліфікаційної роботи

студента (ки) Блаха Миколи Миколайовича
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему Використання нетрадиційного конструктивного рішення
банкетів при підсиленні фундаментів мілкого закладання

Питання підвищення ефективності конструктивного рішення фундаментів завжди залишається актуальним. Особливо це стосується їх реконструкції, оскільки вартість робіт з підсилення фундаментів зазвичай дуже висока. Традиційний спосіб підсилення фундаментів мілкого закладання банкетами полягає в розміщенні банкет в рівні подошви фундаменту, що потребує відкопування ґрунту до рівня подошви фундаменту вручну, невеликими захватками, з великою кількістю працевитрат та коштів. Тому запропоновано нетрадиційні методи підсилення, зокрема підсилення банкетами в рівні поверхні ґрунту або підлоги та варіант підсилення з поверхні з ущільненням ґрунту зворотної засипки короткими палями. Пропозиції улаштування підсилення такого типу наявні в літературних та інтернет ресурсах, але експериментальні дослідження їх не проводились, що підтверджує актуальність теми роботи.

Робота відповідає виданому завданню і вимогам до магістерських кваліфікаційних робіт.

Робота є навчальною, але відповідає сучасним потребам проектної та будівельної практики.

Магістерська робота містить розділи, присвячені фізичному моделюванню на маломасштабних моделях роботи фундаментів мілкого закладання з різним розміщенням елементів підсилення і без нього, та розрахунковий аналіз впливу різних факторів на призначення ширини банкетів. У розрахунковому розділі запропонований алгоритм визначення ширини банкетів, що улаштовуються в рівні поверхні. Студент виконав аналіз літературних джерел, показавши при цьому ерудицію та знання фахової літератури.

Студентом самостійно виконане планування експериментальних досліджень відповідно до поставлених задач. В процесі роботи набуті навички проведення фізичного моделювання.

Під час роботи студент показав високий рівень фахових знань, здатність до прийняття самостійних наукових та інженерних рішень, володіння сучасними програмними комплексами та інформаційними технологіями.

За матеріалами досліджень була зроблена доповідь на Міжнародній науково-технічній конференції ВНТУ Інноваційні технології в будівництві, проведеної 23.11.2022 – 25.11.2022, і за результатами доповіді опубліковані тези.

Студент дотримувався календарного плану, виконав великий обсяг роботи, показав відповідний рівень підготовки.

По роботі слід відзначити такі недоліки:

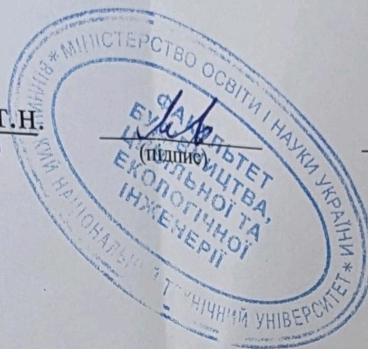
1. Не висвітлене питання з алгоритму розрахунку варіанту підсилення з використанням паль.
2. Відсутні обмеження з використання підсилення з поверхні, які стосуються якості ґрунту зворотної засипки.

Підготовка студента Блага М. М. відповідає вимогам освітньої програми.

Магістерська кваліфікаційна робота заслуговує на оцінку «А» (відмінно), а студент на присвоєння йому ступеня магістра та кваліфікації Магістр з будівництва та цивільної інженерії за освітньо-професійною програмою «Промислове та цивільне будівництво».

**Керівник магістерської
кваліфікаційної роботи**

Доц. каф. БМГА, к.т.н.
(посада, науковий ступінь, вчене звання)



І. В. Маєвська
(ініціали, прізвище)

ВІДГУК
на магістерську кваліфікаційну роботу

студента _____

Блаха Миколи Миколайовича
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Використання нетрадиційного конструктивного рішення банкетів при підсиленні фундаментів мілкого закладання

Магістерська кваліфікаційна робота відповідає затвердженій темі та завданню. Актуальність теми обумовлена відсутністю експериментальних досліджень по темі МКР.

Магістерська кваліфікаційна робота складається з шести розділів та графічної частини. В першому розділі розглянуто різні точки зору на сучасні нетрадиційні методики підсилення фундаментів мілкого закладання. Улаштування підсилення такого типу було виявлено в літературних та Інтернет ресурсах, але експериментальні дослідження не виконувались, що стало причиною для їх проведення. В другому розділі проведено лабораторні дослідження в яких виконувалось підсилення стовпчастих фундаментів мілкого закладання банкетами розміщеними в рівні підшви фундаментів та в рівні ґрунту. Третій розділ присвячений розробці методики розрахунку підсилення фундаментів мілкого закладання банкетами в рівні ґрунту. В четвертому розділі розроблені заходи з улаштування підсилення банкетами нетрадиційним методом. Розділи 5 і 6 є додатковими.

Оформлення пояснювальної записки та графічної частини відповідає вимогам стандартів; результати роботи можливо впровадити при відповідному доопрацюванні.

У магістерській кваліфікаційній роботі можна відмітити такі недоліки:

- 1) в тексті роботи не проставлено посилання на всі літературні джерела, які наведено в списку використаних джерел;
- 2) бажано в роботі використовувати нову, сучасну літературу.

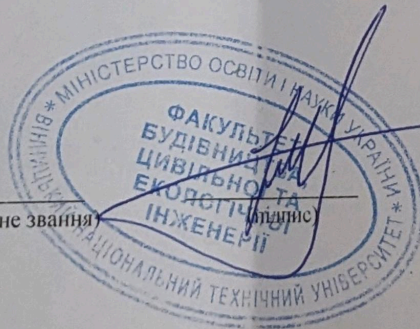
Магістерська кваліфікаційна робота студента Блаха М. М. на тему «Використання нетрадиційного конструктивного рішення банкетів при підсиленні фундаментів мілкого закладання» та її відповідність вимогам заслуговує на оцінку «відмінно».

Студент Блах М. М. заслуговує на присвоєння йому ступеня магістра зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія.

Опонент роботи

Д.е.н., проф.

(посада, науковий ступінь, вчене звання)



В'ячеслав ДЖЕДЖУЛА

(ініціали, прізвище)