

Вінницький національний технічний університет

(повне найменування закладу вищої освіти)

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:

«РОЗРОБКА НОВОГО СПОСОБУ ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ
ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ»

Виконав: студент 2 курсу, групи 1Б -23м
спеціальності

192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва напрямку підготовки, спеціальності)

Огірчук О. В.

(прізвище та ініціали)

Керівник: к.т.н., доцент

(вчений ступінь, посада)

Попович М. М.

(прізвище та ініціали)

«5» 12 2024 р.

Опонент: к.т.н., проф. каф. ІСБ

(вчений ступінь, посада)

Кос І. В.

(прізвище та ініціали)

«17» грудня 2024 р.

Допущено до захисту

Завідуючий кафедри БМГА

В. В. Швець

(підпис) (прізвище та ініціали)

«17» 12 2024 року

Факультет Будівництва, цивільної та екологічної інженерії
Кафедра Будівництва, міського господарства та архітектури
Рівень вищої освіти II-й (магістерський)
Галузь знань 19 Архітектура та будівництво
Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри БМГА
Швець В.В.
"17" 09 2024 року

ЗАВДАННЯ НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРАНТА

Огірчуку Олегу Віталійовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Розробка нового способу визначення несучої здатності паль

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

затверджені наказом закладу вищої освіти від "17" 09.2024 року №310

2. Строк подання магістрантом роботи 29.11.2024 р.

3. Вихідні дані до роботи Типові технічні рішення визначення несучої здатності паль. Результати власних попередніх досліджень, результати огляду літературних джерел.

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

1. Огляд літературних джерел, методи визначення несучої здатності фундаментів, зокрема пальових. Вітчизняний та зарубіжний досвід.

2. Методика і результати модельних досліджень несучої здатності паль в складі існуючих фундаментів фундаментів.

3. Пропозиції по визначенню несучої здатності пальових фундаментів

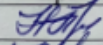
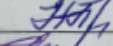
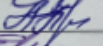
4. Технічна частина (архітектурно-будівельні рішення, розробка конструктивного рішення фундаментів на прикладі об'єкту проєктування та розробка схеми випробувань палі з використанням результатів досліджень)

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 – 8 - 10 арк. (плакати, що ілюструють результати науково-дослідної роботи)
3. Архітектурно-будівельні рішення – 2-3 арк. (фасади, плани, розрізи, генплан, робочі креслення)
3. Основи та фундаменти – 2 арк. (схема розміщення фундаментів; геологічний розріз найданчика будівництва; фундаменти під несучі конструкції; порівняння варіантів випробувань паль).

6. Консультанти розділів роботи

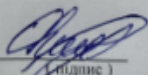
Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	виконання прийняв
Науковий розділ	Попович М.М., доц.		
Технічна частина	Попович М.М., доц.		
Економічна частина	Лялюк О.Г., доц.		

7. Дата видачі завдання 29.01.2024 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Складання вступу до МКР	14.10-17.10.24	
2	Науково-дослідна частина	02.09-13.10.24	
3	Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту	14.10-31.10.24	
4	Другий підрозділ технічної частини	01.11-12.11.24	
5	Економічна частина	13.11-24.11.24	
6	Оформлення МКР	25.11-28.11.24	
7	Подання МКР на кафедру для перевірки	29.11-30.11.24	
8	Попередній захист	02.12-03.12.24	
9	Рецензування	04.12-09.12.24	

Студент


(підпис)

Огірчук О.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи


(підпис)

Попович М. М.

(прізвище та ініціали)

АНОТАЦІЯ

УДК 624.15

Огірчук О.В. Розробка нового способу визначення несучої здатності паль. Магістерська кваліфікаційна робота зі спеціальності 192 – будівництво та цивільна інженерія, освітня програма – промислове та цивільне будівництво. Вінниця: ВНТУ, 2024. 88 с.

На укр. мові. Бібліогр.: 46 назв; рис.: 24; табл. 11.

В магістерській кваліфікаційній роботі досліджено спосіб визначення несучої здатності паль у складі пальового фундаменту із забивних паль на прикладі основи з піщаних ґрунтів. Встановлено можливість визначення несучої здатності палі у складі пальового фундаменту з використанням попередньо влаштованих ніш при влаштуванні ростверку.

В даній роботі виконано аналітичний огляд сучасного стану варіантів визначення несучої здатності паль, проведено лабораторні дослідження. На основі проведених досліджень запропоновано нову технологію та нові конструктивні рішення для визначення несучої здатності експлуатованих пальових фундаментів.

В технічній частині роботи представлено архітектурно-будівельні рішення виробничого корпусу машинобудівного заводу розташованого в смт. Квасилів, розглянуто основи та фундаменти та дані рекомендації по випробуванню. Виконано економічний розділ.

Магістерська кваліфікаційна робота містить 18 аркушів графічної частини.

Ключові слова: паля, ростверк, несуча здатність, пальові фундаменти, основа, ґрунт.

ABSTRACT

Ohirchuk O.V. Development of a new method of determining the bearing capacity of piles. Master's thesis on specialty 192 - construction and civil engineering, educational program - industrial and civil construction. Vinnytsia: VNTU, 2024. 88 p.

In Ukrainian speech Bibliography: 46 titles; Fig.: 24; table 11.

In the master's qualification work, a method for determining the bearing capacity of piles as part of a pile foundation made of driven piles was investigated using the example of a foundation made of sandy soils. The possibility of determining the bearing capacity of a pile as part of a pile foundation using pre-arranged niches when arranging a grillage was established.

This work provides an analytical review of the current state of options for determining the bearing capacity of piles, laboratory studies have been conducted. Based on the research, a new technology and new design solutions for determining the bearing capacity of operated pile foundations have been proposed.

The technical part of the work presents architectural and construction solutions for the production building of a machine-building plant located in the village of Kvasyliv, considers foundations and foundations, and provides recommendations for testing. An economic section has been completed.

The master's qualification work contains 18 sheets of the graphic part.

Key words: pile, grid, bearing capacity, pile foundations, foundation, soil.

ЗМІСТ

ВСТУП	7
1 АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ МЕТОДІВ ОЦІНКИ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ	10
1.1 Оцінка зміни напружено-деформованого стану припального ґрунту при забиванні палі	10
1.2. Методи оцінки несучої здатності паль в новому будівництві	13
1.3 Оцінка несучої здатності паль у фундаментах існуючих будівель	15
1.4 Випробування паль	17
Висновок	29
2 МЕТОДИКА І РЕЗУЛЬТАТИ МОДЕЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ	30
2.1 Конструкції дослідних модельних зразків	30
2.2 Проведення випробувань	31
Висновок	35
3 ПРОПОЗИЦІЇ ПО СПОСІБУ ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ ЕКСПЛУАТОВАНОГО ПАЛЬНОГО ФУНДАМЕНТУ	36
3.1 Спосіб визначення несучої здатності палі експлуатованого пального фундаменту	36
Висновок	42
4 ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА	43
4.1 Архітектурно-будівельні рішення	43
4.1.1 Загальна характеристика ділянки	43
4.1.2 Генплан	44
4.1.3. Об'ємно-планувальне рішення	45
4.1.4. Розрахунок освітленості приміщень	47
4.1.5 Конструктивні рішення	49
4.1.6 Теплотехнічний розрахунок стіни	51
4.1.7 Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору	53
4.1.8 Архітектурно-художнє рішення будівлі	54
4.1.9 Санітарно-технічне обладнання	54
4.1.10 Заходи з промсанітарії та охрони праці	55
4.2 Основи і фундаменти	56
4.2.1 Аналіз інженерно-геологічних умов земельної ділянки	56

4.2.2 Визначення похідних характеристик ґрунтів	57
4.2.3 Визначення розрахункових міцнісних характеристик ґрунтів	59
4.2.4 Висновки про інженерно-геологічні умови земельної ділянки	60
4.2.5 Розрахунок фундаментів під колони крайнього та середнього рядів	61
4.2.6 Розрахунок фундаментів під колону середнього ряду	64
4.2.7 Підбір дизель-молота для занурення паль	64
4.2.8 Польові випробування ґрунтів палями	66
Висновок	74
5 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА	75
Висновок	82
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	82
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	84
Додаток А. Протокол перевірки кваліфікаційної роботи на наявність текстових запозичень	89
Додаток Б. Графічна частина	90

ВСТУП

Актуальність роботи. Реконструкції будівель, зведених на пальових фундаментах, і пов'язаних зі збільшенням навантаження на них, повинна передувати оцінка несучої здатності паль. На відміну від мілкозаглиблених фундаментів, для яких існують рекомендації щодо визначення проектного опору ґрунту в основі будівель, що експлуатуються, для пальових фундаментів, незважаючи на наявність численних досліджень, таких нормативних документів немає.

Несуча здатність паль визначається, як правило, статичним навантаженням, для чого верхня частина досліджуваних паль зрізається під ростверком для встановлення механізму навантаження та реперної системи для фіксації осідання. У той же час існує ряд факторів, що ускладнюють такі випробування: високий рівень ґрунтових вод, відсутність доступу до палі або забезпечення стійкості фундаменту, наприклад, при зрізанні однієї з трьох паль в кущі і т.д.

Тому актуальними є дослідження, пов'язані дослідженням паль у фундаментах існуючих будівель та визначенням запасу їх несучої здатності, як забезпечення підвищення надійності будівель та споруд при реконструкції.

Під час роботи були вивчені методи випробування паль у фундаментах існуючих будівель. Як з'ясувалося, дослідження ефекту зняття навантаження з палі перед випробуваннями, оцінка впливу сусідніх паль і безпечно проведення статичних випробувань при виведенні однієї палі з експлуатації проводилися тільки в невеликих обсягах.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана у Вінницькому національному технічному університеті на кафедрі будівництва, міського господарства та архітектури відповідно до кафедральної науково-дослідної теми №60К6 «Удосконалення методів розрахунку і технологій автоматизованого проєктування та влаштування елементів системи будівля-фундамент-основа з врахуванням інформаційних технологій супроводу об'єктів будівництва».

Метою дослідження є визначення несучої здатності забивних паль у фундаментах існуючих будівель шляхом розробки ефективного конструктивного

та технологічного рішення.

Задачі дослідження:

- узагальнити та систематизувати результати досліджень з оцінки напружено-деформованого стану та властивостей ґрунтів фундаменту існуючих будівель із забивними палями;
- проаналізувати наявні дослідження по визначенню несучої здатності паль в палювих фундаментах, виконати їх оцінку, визначити напрямок подальших досліджень;
- виконати випробування на статичне навантаження забивних паль у фундаментах існуючих будівель на моделях;
- удосконалити методику випробування забивних паль у фундаментах існуючих будівель.

Об'єктом дослідження є забивні залізобетонні призматичні палі у складі фундаментів існуючих будівель.

Предмет дослідження - є несуча здатність забивних залізобетонних паль, які влаштовані в піщаних ґрунтах і знаходяться під навантаженням протягом тривалого часу.

Методологія дослідження. Теоретичну і методологічну основу дослідження склали наукові праці вітчизняних і зарубіжних авторів в області фундаментобудування, оцінки оптимальних технологічних рішень при визначенні несучої здатності паль експлуатованих палювих фундаментів та власні лабораторні дослідження. Лабораторні дослідження були виконані з дотриманням умов простої подібності.

Наукова новизна результатів роботи полягає в наступному:

- виявлено закономірності збільшення модуля деформації ґрунтів основи експлуатованого палювого фундаменту та зміни додаткового навантаження при різних допустимих осіданнях реконструйованої будівлі;
- експериментально визначено технологічні і конструктивні особливості статичного випробування паль в складі експлуатованого фундаменту;
- розроблено новий спосіб визначення несучої здатності паль в складі експлуатованого фундаменту.

Практична цінність роботи: практичне значення одержаних результатів дослідження полягає у оцінці несучої здатності паль експлуатованих палових фундаментів, що дозволяє обґрунтовано реалізовувати проектні рішення по використанню чи підсиленню пального фундаменту реконструйованих будівель; що дає можливість прогнозувати додаткове осідання при збільшенні навантаження на фундамент.

Особистий внесок здобувача полягає у постановці мети та завдань роботи; у розробці та експериментальному обґрунтуванні методу визначення несучої здатності; виконанні, обробці та аналізі результатів лабораторних експериментів; у розробці способу визначення несучої здатності паль в складі експлуатованого фундаменту.

Апробація результатів. Результати магістерської кваліфікаційної роботи апробовано на Міжнародній науково-технічній конференції «ІННОВАЦІЙНІ ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ (ІТБ-2024)», яка відбулася 20-22 листопада 2024 року. Секція промислового та цивільного будівництва: Огірчук О.В., Попович М.М. «Визначення несучої здатності паль». Електронний режим доступу: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2024/paper/viewFile/22537/18646> Дата звернення: 28.11. 2024.

Подано заявку на патент на корисну модель «Спосіб визначення несучої здатності паль в складі експлуатованого фундаменту» в ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО «УКРАЇНСЬКИЙ ІНСТИТУТ ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ ВЛАСНОСТІ» (УКРПАТЕНТ).

Структура та обсяг роботи. Магістерська кваліфікаційна робота складається зі вступу, п'яти розділів, висновків, двох додатків та списку використаних джерел. Робота представлена на 88 сторінках, містить 24 рисунки та 11 таблиць. Список використаних джерел налічує 46 назв творів вітчизняних та зарубіжних авторів.

1 АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ МЕТОДІВ ОЦІНКИ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛІ

1.1 Оцінка зміни напружено-деформованого стану припального ґрунту при забиванні палі

Незважаючи на великий обсяг виявлених закономірностей зміни напружено-деформованого стану ґрунту навколо палі, вони не знайшли відображення в нормах проектування. У цьому розділі представлений огляд основних праць по даній темі, виявлені загальні підходи до проблеми різних вчених і недостатньо вивчені аспекти з даної проблеми.

A.S. Vesic [1] описує поведінку ґрунту при зануренні палі так: на малих глибинах зміщений ґрунт випинається на поверхню, ущільнення ґрунту відбувається тільки в кінці палі, зі збільшенням глибини зникає можливість випинання на поверхню і відбувається ущільнення ґрунту (рис. 1.1). Несуча здатність палі досягається тоді, коли тертя об бічну поверхню досягає граничного значення, а під торцем палі утворюються ділянки зсуву. Як тільки досягається максимальне значення, тертя знижується до постійного граничного значення. Автор також зазначив, що між палею і навколишнім ґрунтом товщиною близько 1 см відбувається тертя. У всіх палях частка навантаження, що передається через нижній кінець, тим тим щільніше ґрунт під наконечником. Площа розподілу напружень на рівні кінчика дорівнює площі конуса з формуванням дорівнює $\phi_{cp}/4$, де ϕ_{cp} – середній кут внутрішнього тертя шарів ґрунтів, яких проходить паля. Це припущення знайшло підтвердження в численних польових експериментах [2-7].

A. Kezdi [2] виділяє чотири деформовані зони навколо забивних палей: 1 – «оболонка» навколо палі товщиною 3–10 мм дуже щільного ґрунту; 2 – найбільш порушений ґрунт навколо палі товщиною близько $3d$; 3 – зона зі значним порушенням властивостей ґрунту в межах $(5...6)d$; 4 – незначне порушення структури ґрунту в межах $(8...12)d$. Як зазначає автор, на роботу однієї палі впливає ґрунт перших трьох зон. Для стрічкового фундаменту з кроком палей, що в два рази і більше перевищує розмір поперечного перерізу, ділянки

напружень в площині кінчика палі не перетинаються.

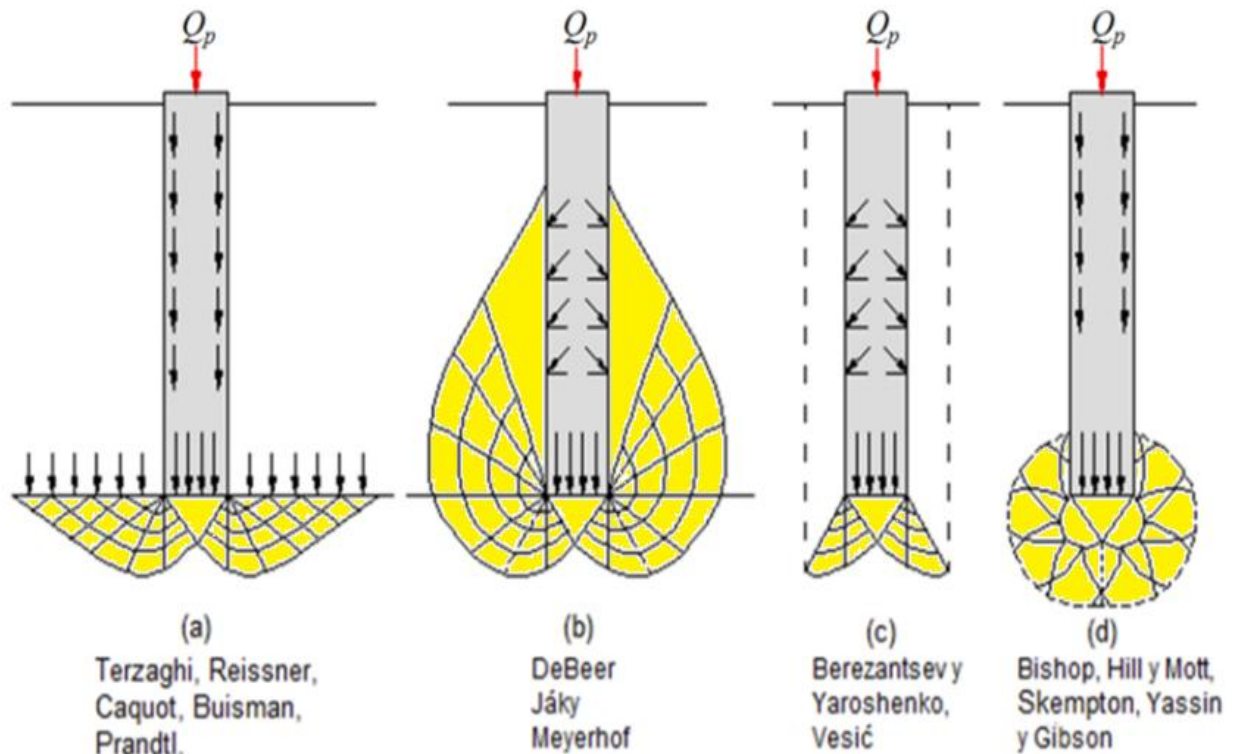


Рис. 1.1 Розміри поверхонь руйнування ґрунту навколо основи палі [1]

Найбільш поширеним методом оцінки зміни напружено-деформованого стану ґрунту при зануренні палі є лоткові випробування. Для фізичного моделювання роботи палі в лабораторних умовах, які найбільш точно будуть збігатися з даними натурних випробувань, необхідно розробити оптимальну модель «палі-ґрунт» з фізико-механічними характеристиками, геометричними параметрами і способом облаштування, еквівалентним натурним умовам будівельного майданчика.

Практично у всіх відомих дослідженнях форма, розміри, матеріал палі встановлювалися без достатнього обґрунтування, а їх схожість була приблизною. При підборі ґрунтової суміші враховувалися лише деформаційні та міцнісні характеристики ґрунтів, ігнорувалося геометричне моделювання стисливих пластів, товщина шарів ґрунту, розмір частинок та фізичні показники. Також не було порівняння натурних і модельних палі.

У роботі [8] автори, ґрунтуючись на численних даних з експериментальних ділянок, прийшли до висновку, що в околопальном ґрунтовому масиві можна виділити кілька зон:

- перша - це простір між палями, питома вага ґрунту в цих зонах збільшується на 26-27%, а зчепленість до 300%;
- друга - міжпальовий простір крайнього ряду паль, питома вага ґрунту тут на 20-22% вище початкової, а зчеплення - 200-250%;
- третя і четверта зони розташовані в радіусах $(2...3)d$ і $(5...7)d$ відповідно, де d - розмір поперечного перерізу стовбура палі; питома вага ґрунту в цих зонах на 10-12% і 6-7% вище початкової, відповідно, питома адгезія близька до початкових значень;
- п'ята зона не має чіткої межі і фізико-механічні властивості ґрунту в ній мало відрізняються від вихідної.

Так, дослідженнями [8] встановлено, що ділянки деформації ґрунту в горизонтальному напрямку досягають радіусів $(6...7)d$ для однієї палі і $(10...11)d$ для паль, розташованих в один ряд. У площині наконечника ущільнені зони простягаються на глибину $(3...3.5)d$ і $(4...5)d$ в першому і другому випадках відповідно.

У натурних експериментах з палями вимірювали поровий тиск, його максимальне значення реєструвалося месдозами, коли кінчик палі проходив рівень їх розташування. Це пов'язано з тим, що при зануренні палі глинистий ґрунт зміщується в сторони, утворюючи під її кінчиком ущільнене ядро. В результаті уздовж стовбура палі утворюється зона ущільнення, всередині якої зменшується обсяг пор.

Британські вчені В. М. Lehane, R. J. Jardine, A. J. Bond [9] виміряли опір на бічній поверхні палі і ефективні напруження в піщаних ґрунтах. Вони встановили, що максимальні радіальні ефективні напруження та опір ґрунту на бічній поверхні спостерігалися на рівні верхівки палі.

Така ж тенденція спостерігалася і при зміні напружень зсуву з глибиною за даними E.P. Heerema [10], A.De Nicola і M.F. Randolph [11] і M.J. Tomlinson

[12].

У дослідницькій програмі А. J. Bond і R. J. Jardine [13], показано, що в глинистих ґрунтах і пісках сумарні радіальні напруження зменшувалися в міру занурення палі, під час проходки спостерігалось максимальне тиск пір, потім воно монотонно знижувалося до початкових значень. Швидкість зниження тиску в порах залежала від властивостей ґрунтів фундаменту і була обернено пропорційна квадрату діаметра палі. Радіальні ефективні напруги мали короточасний мінімум через короткий час після проходки, тому мінімальна несуча здатність палі знаходилася в цьому часовому інтервалі. Збільшення радіальних напружень залежало від коефіцієнта переущільнення глинистого ґрунту.

Таким чином, отримане авторами різноманіття напружень в навколопальному ґрунті і їх розміри визначаються відмінностями в міцнісних і деформаційних характеристиках ґрунтової маси і розмірах поперечного перерізу палі. До загальних висновків слід віднести те, що при заглибленні палі відбувається збільшення тиску пір, яке з часом зменшується до початкових значень одночасно зі збільшенням ефективних напружень. Зміна характеристик маси ґрунту, що містить палю, носить зональний характер і залежить від вихідних властивостей фундаменту.

1.2 Методи оцінки несучої здатності палі в новому будівництві

Одна з перших робіт, пов'язаних з узагальненням даних досліджень по підвищенню несучої здатності палі за короткий проміжок часу після проходки, була опублікована Soderberg, L. O. в 1962 р [14]. Він зробив такі висновки:

- несуча здатність висячої палі залежить від часу розсіювання надлишкового тиску пор, викликаного зануренням палі;
- час, необхідний для розсіювання, пропорційний квадрату поперечного розміру стовбура і обернено пропорційний коефіцієнту консолідації;
- несуча здатність одиночної палі відрізняється за інших рівних умов від несучої здатності палі в кущі;

- відсутні дані польових випробувань для визначення часу розсіювання порового тиску для паль, що знаходяться в кущі.

Встановлено, що під час забивання та відразу після його завершення ущільнене ядро нижче вістря палі та зона ущільнення навколо її стовбура є нестабілізованою системою по відношенню до навколишнього природного ґрунту за рахунок витіснення води з пор. При цьому відновлюється міцність структурних зв'язків. Наслідком цих процесів є збільшення несучої здатності паль. У будівельній практиці цей процес називають «відпочинком» палі.

Як показали дослідження К. Karlsrud [15], у міру ущільнення навколопальового ґрунту сумарні напруження і надлишковий тиск в порах в ньому зменшуються, в той час як ефективні напруження мають тенденцію до зростання.

Підвищення міцності і деформаційних властивостей навколопальового ґрунту вперше було продемонстровано А. W. Skempton і R. D. Northey [16] і розглянуто J. K. Mitchell. Вони висунули гіпотезу, що ефект часу пов'язаний з відновленням зв'язків між частинками. К. Н. Andersen і Н. Р. Jostad [17] провели випробування на недренований прямий зсув на м'якопластичних глинах. Зразки випробовувалися в різний час після їх формування, а обсяг зразків зберігався постійним. Досліди показали, що ефект загартовування в 1,4-1,5 рази спостерігається через 60-100 днів.

У дослідженнях К. Karlsrud, Т. Lunne, D. A. Kort і S. Strandvik [18] найбільше збільшення опору на бічній поверхні палі в часовому інтервалі близько трьох місяців спостерігалось в малопластичних суглинках.

У датських нормативних документах одним із способів визначення несучої здатності є «геостатичні» формули, які описують збільшення несучої здатності на бічній поверхні палі з плином часу. Зокрема, при знаходженні палі в глинистих ґрунтах в формули вводиться коефіцієнт регенерації r , який враховує ефект розсіювання порового тиску. В роботі J. L. Jensen, A. Augustesen і С. Sorensen [19] вказують залежність цього коефіцієнта від часу (до 70 днів):

$$r = 2,31c_u^{-0,26} \left(\frac{t}{t_{ref}} \right), \quad (1.1)$$

де c_u - опір недренованому зсуву;

t - час, за який знаходять коефіцієнт, $t \leq 70$ днів;

t_{ref} – це референтний час, що дорівнює 70 дням.

Крім того, дані, наведені в цій роботі відомості, які свідчать про збільшення швидкості регенерації протягом 25 і 30 років.

Американські вчені Н.Н. Titi і G.W. Wathugala [20] вивчали збільшення несучої здатності паль протягом трьох місяців. Дві дослідні палі перерізом 0,3 і 0,5 м, довжиною 10 м в глинистих ґрунтах були навантажені статичним навантаженням. Під час дослідів вимірювали поровий тиск у навколопальовому ґрунті. Збільшення несучої здатності паль склало близько 40%, в основному за рахунок опору на бічній поверхні. Автори намагалися створити алгоритм вирішення цієї проблеми методом чисельного моделювання в програмному пакеті ABAQUS, але самі наголошують, що для перевірки алгоритму необхідні додаткові польові експерименти.

Переважає більшість дослідників вважає, що емпіричні залежності, представлені в нормативних документах, дають великі розбіжності з даними польових спостережень. В даний час пропонуються аналітичні та чисельні рішення для оцінки несучої здатності паль з урахуванням зміни напружено-деформованого стану фундаменту при їх проходінні. Запропоновані методи апробовані на невеликій кількості ділянок і поки не можуть бути застосовані скрізь.

1.3 Оцінка несучої здатності паль в фундаментах існуючих будівель

Проблеми, пов'язані з оцінкою несучої здатності паль під навантаженням, стали вирішувати дослідники в різних країнах.

Грунтуючись на результатах проведених експериментів в піщаних ґрунтах, встановлено, що збільшення коефіцієнта бічного тиску ґрунту призводить

до збільшення опору на бічній поверхні палі. Випробування пилювато-глинистих ґрунтів показали, що в результаті тиксотропного зміцнення після порушення структури під час руху збільшення питомої когезії відбувається пропорційно логарифму часу, при цьому кут внутрішнього тертя змінюється незначно. Натурні експерименти, а саме випробування паль зі статичним навантаженням у фундаментах існуючих будівель у різні періоди експлуатації, також показали зростання несучої здатності пропорційно логарифму часу, що пояснюється автором збільшенням адгезії ґрунту. Аналіз багаторічних випробувань паль дозволив запропонувати підвищувальні коефіцієнти до розрахункового опору ґрунту на бічній поверхні і під наконечником палі для умов реконструкції для різних типів ґрунтів.

Збільшення несучої здатності палі з часом позначається різними авторами. Час в даному випадку - це просто час, що минув з моменту закінчення забивання паль. Таким чином, час не пов'язаний з циклічним навантаженням, швидкістю навантаження і інерцією. Прийнято вважати, що збільшення несучої здатності викликається двома різними ефектами (Augustesen et al., 2005c) [21]:

- *Розсіювання надлишкового порового тиску води за рахунок забивки.* Це призводить до збільшення ефективних напруг по горизонталі діючи проти стовбура палі, що має на увазі підвищене мобілізоване тертя бокової поверхні з часом.
- *Старіння.* Несуча здатність збільшується з часом у зв'язку зі зміною характеристик скелета ґрунту, зміною взаємодії палі-ґрунт та/або зміною режиму напружень у ґрунті, що оточує дану палю. Для паль в глинах також грає роль тиксотропія, цементація або склеювання глинистих частинок з часом.

До теперішнього часу в літературі повідомлялося про кілька досліджень, що стосуються впливу часу на несучу здатність паль. Bullock et al. (2005a,b) [22, 23], Long et al. (1999) [24], Augustesen et al. (2005b) [25] і нещодавно Jardine et al. (2006) [26] представляють огляди щодо величин спостережуваних

налаштувань, причин налаштування (ефекти розсіювання надлишкового тиску в порах і старіння) та емпіричних співвідношень, також позначених часовими функціями, які були запропоновані для кількісної оцінки установки. Важливо кількісно оцінити налаштування, тому що процедури розрахунку, які не враховують час, будуть схильні до значної похибки, якщо вони не враховують чітко визначений віковий діапазон. Крім того, тимчасові ефекти пропонують потенційні практичні переваги, якщо палі були або можуть бути забиті за місяці або навіть роки до того, як можуть відбутися будь-які критичні навантажувальні явища – як при ретельно поетапному будівництві або при повторному використанні вже встановлених старих фундаментів.

1.4 Випробування паль

Проектні організації при розробці конструкторської частини документації із застосуванням пальових фундаментів розраховують несучу здатність палі на підставі даних інженерно-геологічних вишукувань.

Для отримання ж фактичного значення несучої здатності палі, перед початком масового забивання, проектом передбачаються т.зв. пробні палі, після отримання результату випробувань яких, проектувальник приймає рішення про підтвердження прийнятих проектом довжин паль їх кількості, або вносить зміни в проект пального поля, змінюючи довжину, або крок паль.

Також важливе значення визначення несучої здатності паль має при реконструкції будівель при збільшенні навантажень на існуючі палові фундаменти.

Після забивання паль, перед випробуваннями, палі повинні відстоятися для того щоб відновилися структурні зв'язки в ґрунтах та, відповідно, паля показала реальні результати. Час т.зв. "відпочинку" палі перед випробуваннями згідно ДСТУ [27] становить:

1 день - у разі якщо під вістрям палі великоуламкові ґрунти, або щільні піски;

3 дні - для піщаних ґрунтів;

6 днів - для глини і різнорідних ґрунтів;

10 днів - для водонасичених пісків.

Для визначення несучої здатності паль за результатами польових досліджень для кожного будинку або споруди повинно бути проведено не менше:

статичних випробуванні палі і паль-штампів	2
динамічних випробуванні паль	6
випробувань ґрунтів еталонної палею	6
випробувань паль-зондів	6
випробувань статичним зондуванням	6

Останні дві методики по-іншому називають випробуванням ґрунтів палями. Проводити такі процедури можна на будь-яких етапах будівництва - під час пошуків, при проектуванні, при зануренні самих опор і т. д.

У більшості випадків при визначенні несучої здатності паль проводяться одночасно і розрахунок їх опору по формулі, і випробування. Далі за основу приймається найменше з отриманих значень. Це дозволяє в кінцевому підсумку звести максимально надійний фундамент. Конкретні методи випробування палі в польових умовах вибираються зазвичай в залежності від складу ґрунту.

Що входить в програму польових випробувань. На підставі визначеного переліку документації, різних характеристик і вимог складається програма випробування ґрунтів палями. ДСТУ вказує, що на етапі інженерних вишукувань повинні враховуватися:

- результати аналогічних досліджень, що проводилися раніше для блізарасположених будівель;
- прогноз можливої зміни гідрогеологічних умов;
- конструктивні особливості проектуваного об'єкта;
- розрахункові навантаження на конструкцію фундаменту;
- проектні відмітки низу ростверку і рівень планування території;
- передбачувані переміщення фундаментних конструкцій з урахуванням експлуатаційних умов.

Програма для контрольних випробувань ґрунтів палями складається, спираючись на прийняті в проектній документації:

- види і розміри паль;
- варіанти занурення конструкцій;
- розрахункові зусилля і навантаження;
- ґрунтові умови майданчика.

У число регламентованих пунктів програми входить:

- кількість паль, що піддаються перевірці;
- точки випробувань в плані;
- максимальні навантаження, мінімальні переміщення і деформації;
- способи і глибина занурення, включаючи проектну відмову;
- тривалість «відпочинку» або набору міцності для буронабивних паль;
- схеми випробувальних установок, спрямованість і характер навантажень.

Динамічні випробування.

Плюсами цього способу є дешевизна і невеликі тимчасові витрати. Однак по точності одержуваних результатів динамічні випробування поступаються статичним. Проводять їх дуже часто і практично на всіх значущих об'єктах одночасно з виконанням математичних розрахунків несучої здатності паль. Устаткування при цьому в більшості випадків використовується те ж, що і власне при виконанні робіт зі зведення фундаменту (рис. 1.2).

У міру занурення палі в ґрунт відбувається ущільнення останнього. Проявляється це в тому, що одночасно із заглибленням вістря зменшується відмова палі. В кінцевому підсумку паля і зовсім припиняє входити в ґрунт. Динамічний метод розрахунку, по суті, являє собою спробу пов'язати величину відмови палі і її несучу здатність.

Суть динамічного випробування полягає в вимірі відмови (осідання палі) при скиданні дизель-молота на оголовок вже зануреної на проектну від-

мітку палі. Даний тип випробувань може використовуватися для будь-яких типів забивних палей. Також можна випробувати несучу здатність забитих труб (шпунта).



Рис. 1.2 Динамічні випробування палей

Дизель-молот, без подачі палива, тобто "вхолосту" скидається з певної висоти (для молотів з ударною частиною 2,5 тонни висота скидання - 1,8 метра). Далі лаборант заміряє осадку палі за допомогою спеціального приладу відказоміра, або звичайним нівеліром. У разі якщо осідання занадто мале, записується значення осідання (відмови) з 10 «холостих» ударів. На підставі отриманих результатів, лабораторія розраховує несучу здатність палі і видає звіт встановленої форми з усіма графіками та розрахунками.

Особливості проведення динамічних випробувань на різних видах ґрунту.

Пісок при застосуванні такої технології в міру забивання палей рівномірно ущільнюється. На глинистих ґрунтах ж спостерігається зовсім інша картина. Спочатку, як і в піску, відбувається поступове зменшення відмов. Але з певної глибини цей показник змінюватися припиняє. Іноді навіть спостерігається збільшення відмов. У зв'язку з цим може скластися враження, що забивання палей не дає підвищення їх несучої здатності. Однак це, звичайно ж, не так. Зменшується опір глини насамперед через її ударне розрідження.

Саме через цей ефект польові випробування ґрунтів палями на таких ділянках прийнято проводити статичним методом. У деяких випадках можна використовувати і динамічний. Але при цьому після розрідження ґрунту слід зробити перерву в роботі на тиждень-другий.

На піщаних ділянках під час динамічних випробувань іноді спостерігається зворотний ефект. Після перерви в забивання паль на деякий час, відмови починають збільшуватися. Пов'язано це насамперед з переущільненням ґрунту під вістрям палі. У зв'язку з цим за нормативами динамічні випробування на піщаних ділянках проводиться через три доби після забивання паль, а на глинистих - через 6 днів.

Динамічне випробування паль в певних ситуаціях може показувати або занадто завищений результат несучої здатності, або навпаки - занижений. Пов'язано це насамперед з шаруватою структурою ґрунту. Паль може прорізати щільний шар і увійти в більш пухкий або ж навпаки. На таких складних ґрунтах часто неточні результати показують навіть і статичні випробування. Саме тому перед початком проведення робіт на ділянці обов'язково слід проводити ретельні геологічні вишукування.

Статичні випробування паль. Ця методика дозволяє визначити несучу здатність паль максимально точно. Однак обходяться статичні випробування зазвичай досить-таки дорого. Також недоліком цієї технології є те, що вона займає дуже багато часу. Від початку проведення робіт до отримання конкретного результату при використанні такої методики зазвичай проходить не менше тижня. Але частіше цей часовий проміжок буває ще більш тривалим.

Проводяться статичні випробування зазвичай тільки в разі особливої необхідності. Наприклад, при загрозі обвалення будівель старої споруди. Також за цією технологією часто перевіряються глинисті ґрунти. Методи польових випробувань палями на таких ділянках можуть використовуватися різні, в тому числі і динамічні. Але статичні дають все ж найбільш вірогідний результат. Те ж саме стосується і насипних ґрунтів (з будівельного сміття) або лессових.

Загальна схема проведення статичних випробувань.

Визначають несучу здатність паль за цією технологією шляхом моделювання механізму їх роботи на спеціально відведеному майданчику - з найгіршими для даного конкретного об'єкта ґрунтовими умовами. Це дозволяє отримати максимально точний результат. Проводяться польові випробування ґрунтів палями по статичній технології в кілька етапів. Спочатку палі забиваються в землю до умовного рівня (рис. 1.3). Потім їм дають вистоятися протягом 3-20 днів, в залежності від складу землі. Це необхідно для того, щоб в ґрунті відновилися структурні зв'язки.



Рис. 1.3 Статичні випробування паль

Далі випробувану палю поетапно (ступенями), також з вистоюванням, навантажують, кожен раз вимірюючи осадку за допомогою спеціальних інструментів. Загальна тривалість цієї процедури становить зазвичай близько 1-2 дні.

Необхідне навантаження при випробуванні паль може створюватися з використанням установок:

- з анкерними палями і системою балок (рис. 1.3);
- з вантажною платформою, використовуваною в якості упору для домкрату (рис.1.4а);
- з тарованим вантажем (рис.1.4б);
- комбінованих.



Рис. 1.4 Схеми привантажень

Крім цього, статичні випробування паль можуть проводитися з використанням висмикуючих навантажень. В даному випадку в якості основного обладнання застосовуються домкрати.

Суть статичного випробування палі полягає в тому, щоб "навантажити" забиту палю зверху і відстежити її осадку при ступінчастому збільшенні навантаження. Варіантів як навантажити на палю існує кілька. Можна спорудити спеціальний стенд і, наприклад, краном, додавати бетонні блоки зверху. Але набагато простіше створити систему за допомогою анкерних паль. Саме таку систему випробувань застосовують частіше (рис. 1.5).

Посередині невеликий синій пристрій - це гідравлічний домкрат. Він стоїть між випробуваної палею і великою металевою балкою. При збільшенні тиску, домкрат спираючись про балку (або систему балок) тисне на нашу випробувану палю із заданим навантаженням. У свою чергу балка кріпиться до т.зв. "анкерним" палям, для чого оголовки анкерних паль розбиваються, а арматура паль приварюється до балки (рис.1.3). Анкерних паль, в залежності від передбачуваного навантаження може бути від 2 до 6 штук. Домкрат оснащений манометром. Паля навантажується ступенями. Показники осідання на кожному

ступені фіксуються. У разі якщо осідання перевищує певне значення, випробування припиняють і в результат випробувань записують значення тиску попереднього ступеня.

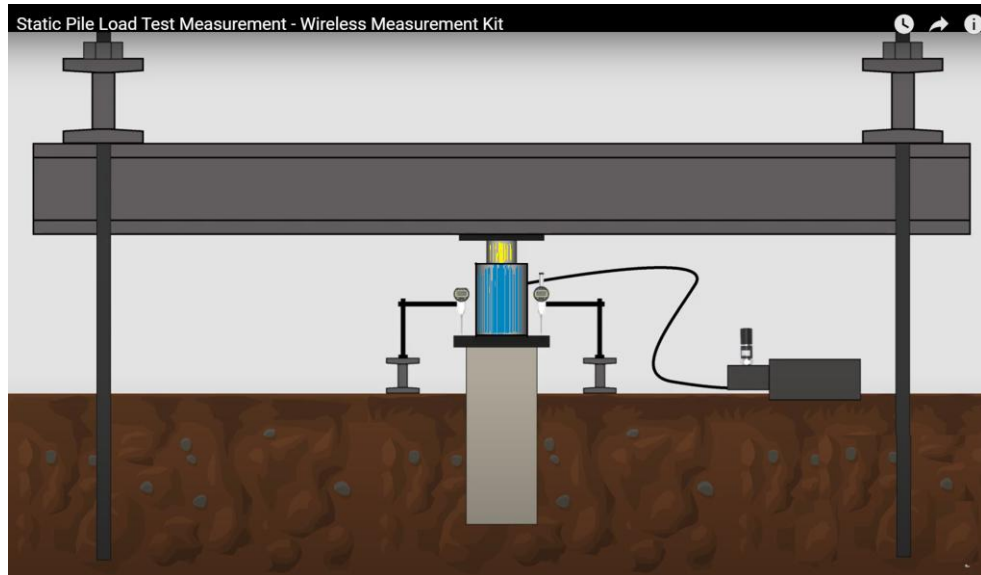


Рис. 1.5 Схема статичного випробування паль

Основна перевага статичних випробувань полягає в тому, що при випробуванні імітується реальна робота палі в фундаменті. Зате вартість такого випробування приблизно в 10 разів більше в порівнянні з "динамікою".

Визначення несучої здатності паль за результатами статичного зондування. Статичне зондування проводиться шляхом втиснення (за допомогою домкрата і штанг) в ґрунт зонда у вигляді конуса. Параметри, що вимірюються в процесі використання методу статичного зондування:

- лобовий опір – реєструється параметр дії на конус зонда при вдавлюванні;
- бокове тертя – реєструється параметр дії на бічну поверхню зонда при вдавлюванні;
- інклінометрія – реєструється параметр відхилення осі колони від вертикалі. Служить до розрахунку дійсної глибини зондування;
- Поровий тиск – знімається параметр впливу водяного середовища. Служить до розрахунку впливу водного середовища на витіснення (виштовхування) палі.

- окремо вимірюється електричний опір, температура, природний гамма-фон.

Схема випробувань продібна до статичних випробувань паль. Існують конструкції зонда, в яких вимірювання опору ґрунту під нижнім його кінцем q_s і на бічній поверхні f_s проводиться поперемінно (зонд I-го типу (рис. 1.6а) - після завантаження зонда для оцінки граничного опору ґрунту під його нижнім кінцем проводять втиснення його нижнього кінця, а потім для оцінки граничного опору ґрунту на бічній поверхні зонда проводять втиснення чи витягування його кожуха В цьому випадку визначається опір ґрунту під нижнім кінцем зонда на певній глибині і загальний опір ґрунту на бічній поверхні зонда на всій його довжині і ті, які дозволяють одночасно фіксувати опір ґрунту під нижнім його кінцем і на бічній поверхні - зонди II-го і III-го типу (рис. 1.6б).

За результатами експеримента будується графік питомого опору ґрунту під нижнім кінцем зонда з глибиною (рис. 1.6в).

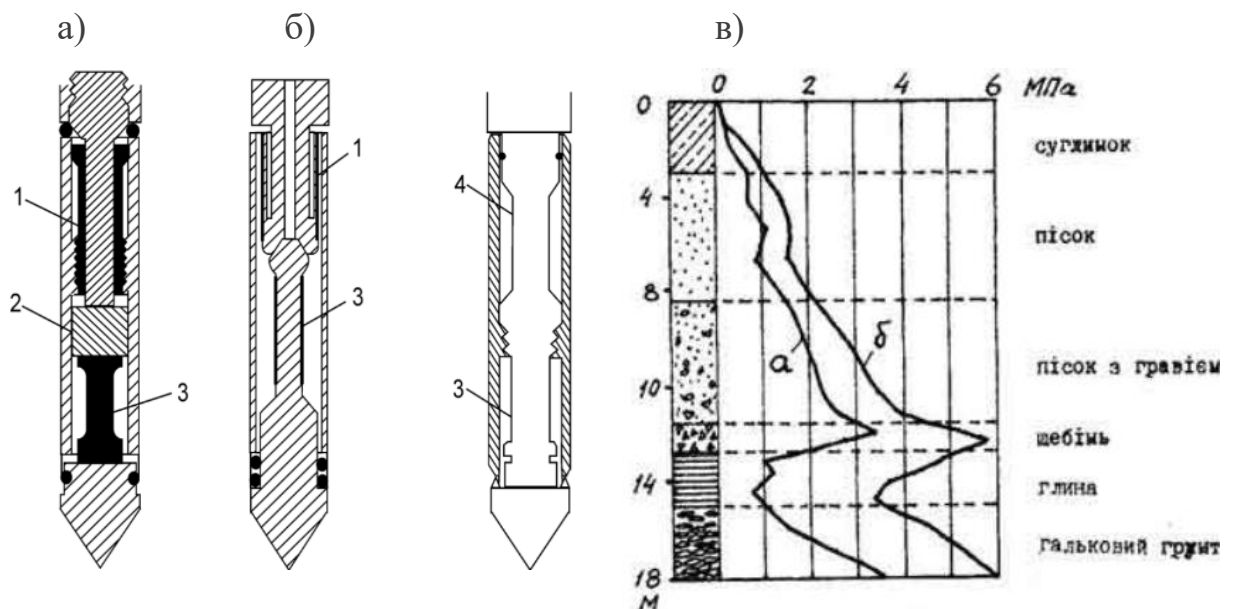


Рис.1.6 Типи зондів для випробування ґрунтів

а – датчики лобового опору (3) та тертя (1) працюють на стиск;
 б - датчик лобового опору (3) працює на стиск, а тертя (1) на розтяг; в – два датчики сили, перший (3) вимірює лобовий опір, а другий (4) лобовий опір плюс тертя; в- графік статичного зондування

Методика випробувань ґрунтів статичним зондування викладена в [28].

Результати статичного зондування ґрунтів використовують для визначення несучої здатності забивних паль. Несучу здатність забивної палі в цьому випадку визначають за формулою

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_{i=1}^n F_{ui}}{n \gamma_g}, \quad \text{де} \quad (1.2)$$

γ_c - коефіцієнт умов роботи; n - кількість точок зондування; γ_g - коефіцієнт надійності для ґрунту, який визначається за результатами статистичної обробки експериментальних результатів зондування; F_{ui} - окреме значення граничного опору палі в точці зондування, яке визначається за формулою

$$F_{ui} = R_s A + f h_{ui}, \quad \text{де} \quad (1.3)$$

R_s - граничний опір ґрунту під нижнім кінцем палі, який визначається за формулою

$$R_s = \beta_1 q_s \quad (1.4)$$

f - середнє значення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі в точці зондування, яке визначається для зонда I-go типу за формулою

$$f = \beta_2 f_s \quad (1.5)$$

для зонда II-go і III-go типу за формулою

$$f = \frac{\sum_{i=1}^n \beta_2 f_{s,i} h_i}{h} \quad (1.6)$$

В наведених формулах використані позначення з ст. 18 [28] (β_1 - коефіцієнт переходу від q_s до R_s і приймається за табл. 15; q_s - середнє значення питомого опору ґрунту під нижнім кінцем зонда на ділянці, розміщеній в межах одного діаметра d вище і чотирьох діаметрів нижче відмітки нижнього кінця проектуємої палі (де d - діаметр круглого чи більша сторона попереч-

ного перерізу палі); A - площа поперечного перерізу палі; u - периметр поперечного перерізу палі; h - глибина заглиблення палі; β_2, β_i - коефіцієнти, які приймаються за табл 15; $f_{s,i}$ - середнє значення питомого опору i -го шару ґрунту на бічній поверхні зонда; f_s - середнє значення питомого опору ґрунту на бічній поверхні зонда I-го типу).

Випробування інвентарних паль. Суть таких випробувань полягає в тому, що замість паль натурних розмірів випробовують *інвентарні пальі*, що представляють собою трубу з наконечником діаметром 114мм. Довжина таких паль відповідає довжині натурних. Після випробувань палі виймаються з ґрунту і використовуються повторно. Схема випробувань така сама, як і схема випробувань натурних паль. Розрахункові опори ґрунту під нижнім кінцем та на бічній поверхні інвентарних і натурних паль відрізняються між собою.

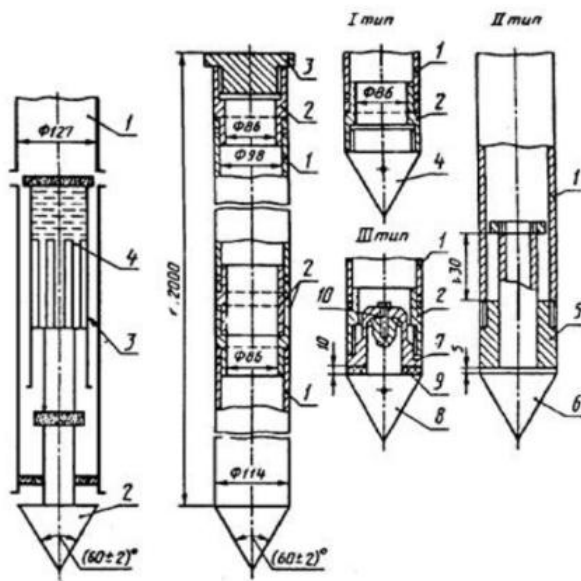


Рис. 1.7 Еталонна (інвентарна) паля

Це пояснюється, в основному, різницею в площах поперечного перерізу, матеріалів паль, умов їх занурення та ін. Тому для визначення несучої здатності використовують систему поправочних коефіцієнтів, що суттєво знижує достовірність результатів випробувань. Але вартість таких робіт значно нижча ніж вартість випробувань натурних паль.

Існують три типи інвентарних паль: I-й – з наконечником, наглухо з'єднаним з стовбуром палі, для вимірювання загального опору ґрунтів заглибленню палі; II-й – з наконечником, який може вільно переміщатися вздовж стовбура палі, для поперемінного вимірювання опору ґрунтів заглибленню палі на бічній поверхні і під нижнім кінцем палі (після проведення досліджень (зрив палі) для оцінки граничного опору ґрунту під нижнім кінцем палі проводять втиснення її нижнього кінця на 20мм, а потім для оцінки граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі проводять втиснення чи витягування її стовбура на 12мм); III-й – з наконечником, який з'єднаний з стовбуром палі через датчик, для одночасного роздільного вимірювання опору ґрунтів заглибленню палі на бічній поверхні і під нижнім кінцем палі (крім загального навантаження на палю на кожному ступені завантаження, знімають навантаження з датчика, який реєструє опір ґрунту під нижнім кінцем палі).

Несучу здатність забивної палі в цьому випадку визначають за формулою (1.2). Окреме значення граничного опору забивної палі $F_{u,i}$, в точці випробування ґрунтів еталонною палею, визначається за формулою

$$\text{I типу} \quad F_u = \gamma_{sp} \frac{u}{u_{sp}} F_{u,sp} \quad (1.7)$$

$$\text{II і III типу} \quad F_u = \gamma_{cR} R_{sp} A + \gamma_{cf} f_{sp} u h \quad (1.8)$$

В наведених формулах використані позначення з ст. 17 [28] (γ_{sp} - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; γ_{cR}, γ_{cf} - коефіцієнти умов роботи ґрунту, відповідно, під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі; u, u_{sp} - периметр поперечного перерізу, відповідно, натурної і інвентарної палі; $F_{u,sp}$ - несуча здатність інвентарної палі; A - площа поперечного перерізу нижнього кінця палі; R_{sp}, f_{sp} - розрахунковий опір ґрунту, відповідно, під нижнім кінцем і на бічній поверхні інвентарної палі; h - величина заглиблення натурної палі в ґрунт).

Висновок

1. Значення несучої здатності паль, знайдені за чинними нормативними документами, не завжди збігаються з даними натурних випробувань, що обумовлює необхідність коригування емпіричних коефіцієнтів.
2. У діючих нормативних документах відсутня методика оцінки несучої здатності паль в фундаментах існуючих будівель. Численні дослідження показали, що несуча здатність паль в глинистих ґрунтах може збільшуватися протягом десятиліть.
3. Визначення несучої здатності палі в складі фундаменту існуючої будівлі на даному етапі не досліджувалося, хоча має важливе значення у випадках реконструкції чи аналізу причин деформацій.

2 МЕТОДИКА І РЕЗУЛЬТАТИ МОДЕЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1 Конструкції дослідних модельних зразків

Під час моделювання використовувався металевий лоток з геометричними розмірами $1800 \times 1200 \times 1000$ мм, наповнений ґрунтом (рис.2.1). Для здійснення модельного експерименту застосовувалися такі види обладнання: експериментальна установка, ручна трамбівка, набір ріжучих кілець та будівельний рівень. Для передачі навантаження під час експерименту в якості упорної системи використовувалася металева рама з прокатних профілів, здатна передавати навантаження на модель до 50 кН.



Рис. 2.1 – Ґрунтовий лоток з ущільненим піском

Для моделювання натурних паль використано дерев'яні моделі з поперечним перерізом 20×20 мм, довжиною 20 см і 40 см (рис. 2.2).



Рис. 2.2 – Моделі паль та ростверка

Навантаження на ростверк передається через металеву модель фундаменту (рис.2.3) з допомогою гідравлічного домкрату вантажопідємністю 50кН і контролюється зразковим динамометром стиску.



Рис. 2.3 – Конструкція силового механізму

Для створення моделі експериментального масиву було обрано середньозернистий пісок як основний матеріал. Шляхом пошарового заповнення лотка піском формувалася ґрунтова основа з необхідною вологістю, причому кожен шар ущільнювався до встановленої щільності. Контроль щільності здійснювався методом ріжучого кільця в трьох точках кожного шару ґрунту товщиною 20 см..

2.2 Проведення випробувань

Випробування здійснювалися в спеціально побудованому прямокутному ґрунтовому лотку, використовуючи опорну раму, дві рами для закріплення прогиномірів, модель механізму ущільнення ґрунту, силовий динамометр на 3 тс і гідравлічний домкрат. Стадії випробувань документувалися за допомогою фотографій та запису показників навантаження-деформації.

Вибрані співвідношення площ ґрунтового лотка та досліджуваного зразка дали можливість створити модель умов, які лише трохи відрізняються від природних умов роботи фундаментів. В експериментальних дослідженнях виконано серію дослідів, для перевірки працездатності запропонованої технології визначення несучої здатності експлуатованих пальових фундаментів.

Горизонтальність встановлення ростверку контролювали з допомогою будівельного рівня, для забезпечення передачі вертикального навантаження без ексцентриситету (рис. 2.4).

На першому етапі проведено випробування пального фундаменту з високим ростверком, що складається з шести паль, палі забиті з допомогою гравітаційного молота з кроком 3d (рис. 2.4).



Рис. 2.4 – Підготовка моделей пального фундаменту

Процес випробування з високим і низьким ростверком показано на рис. 2.5.

При випробуванні навантаження прикладалося на палі, при цьому високий ростверк не контактував з ґрунтом основи. Проводилося навантаження пального фундаменту з високим ростверком для визначення несучої здатності паль без врахування несучої здатності ростверку. На наступному етапі включався в роботу ростверк, який сприймав частину навантаження своєю підшвою.



Рис. 2.5 – Процес випробування пальового фундаменту

Потім проводилося довантаження фундаменту з включеним в роботу ростверком, що моделювало умови роботи пальового фундаменту і експлуатованій будівлі.

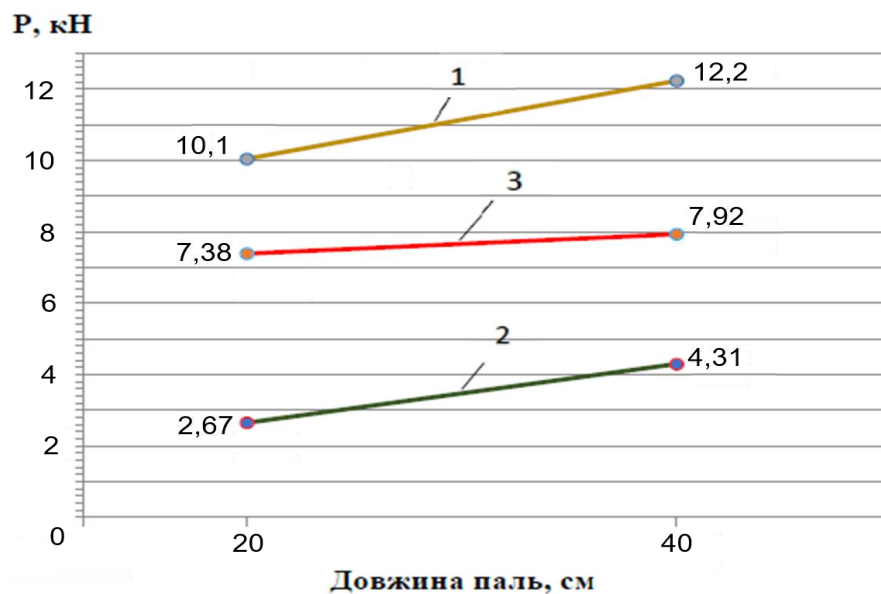


Рис. 2.6 - Графік залежності несучої здатності фундаменту в залежності від довжини паль при кроці паль 3d

- 1 – несуча здатність фундаменту в цілому;
- 2 – несуча здатність паль;
- 3 – несуча здатність ростверку.

На другому етапі проводили випробування несучої здатності однієї палі, розташованої в складі пального фундаменту. Для цього використовували додаткову важільну систему навантаження та зразковий динамометр ДОСМ-3-0,2 (рис. 2.7).



Рис. 2.7 – Визначення несучої здатності палі в складі фундаменту

Після проведення процесу навантаження пального фундаменту та визначення несучої здатності палі в складі експлуатованого пального фундаменту виконали побудову графіків навантаження-осідання (рис. 2.8).

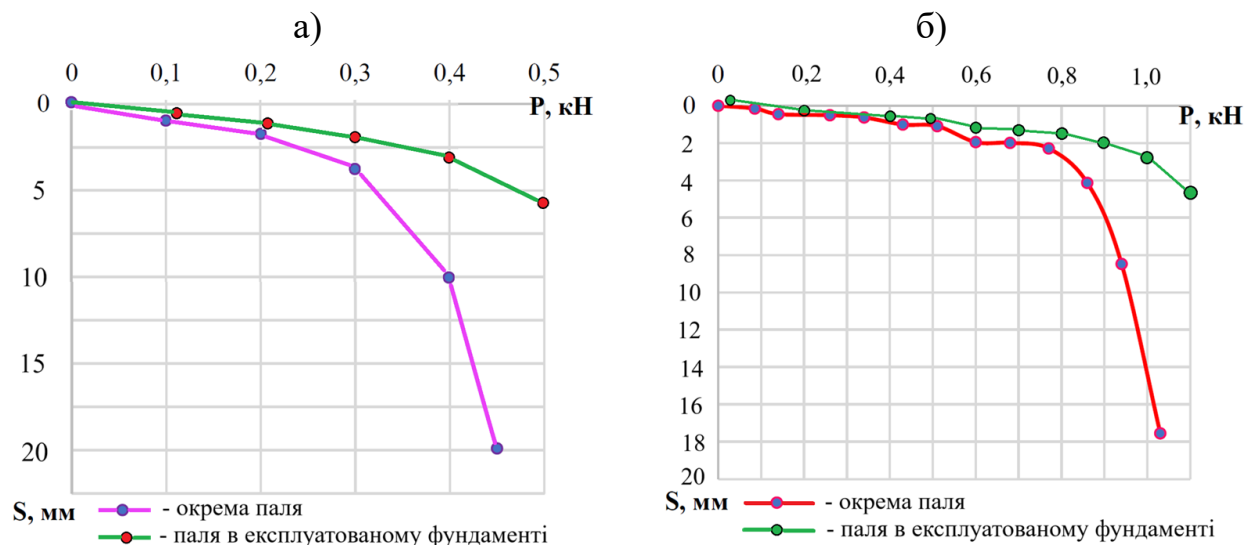


Рис. 2.8 – Графіки залежності навантаження – осідання для палей довжиною:
а) 200 мм б) 400 мм

Висновок

1. Визначення несучої здатності паль в складі експлуатованого пальового фундаменту є важливим питанням при реконструкції чи перепрофілювання будівель та споруд.
2. Несуча здатність окремої палі експлуатованого пальового фундаменту вища на 27% несучої здатності окремої палі.
3. Необхідність визначати несучу здатність паль в складі експлуатованого пальового фундаменту не порушуючи НДС фундаменту є важливим завданням в фундаментобудуванні.

3 ПРОПОЗИЦІЇ ПО СПОСОБУ ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ ЕКСПЛУАТОВАНОГО ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ

3.1 Спосіб визначення несучої здатності палі експлуатованого пальового фундаменту

Розробка відноситься до галузі будівництва, зокрема до способів визначення несучої здатності палі, для готової палі, яка утворює основу старої будівлі. або будівлі, в якій відбулася часткове осідання, і може бути використана при кущовому і стрічковому розташуванні палі у фундаменті.

Несуча здатність бетонної палі була умовно виміряна шляхом розміщення домкрата на верхньому кінці палі та підтримки реакції домкрата земляними анкерами та/або подібними палями, розташованими навколо бетонної палі, що підлягає випробуванню. Необхідне навантаження вниз може бути прикладене до бетонної палі за допомогою домкрата, а реакція, що діє на домкрат, може підтримуватися опором земляних анкерів та/або навколишніх анкерних палі. Щоб усунути потребу в масивній конструкції для підтримки сили реакції, що виробляється домкратом, було запропоновано передбачити гідравлічний домкрат на нижньому кінці палі, і подачу гідравлічної рідини з поверхні ґрунту. Наприклад, слід посилатися на японську патентну публікацію № 48-27007 (Nakayama et al), японську патентну публікацію № 53-12723 (Sumii) та американський патент № 4614110, виданий 30 вересня 1986 року Остербергу. Висуваючи гідравлічний домкрат у нижній частині шахти, можна визначити несучу здатність кінця та опір стовбура одиниці палі, вимірявши зміщення двох кінців гідравлічного домкрата щодо фіксованої точки відліку, яка зазвичай визначається на поверхні землі.

Відомий спосіб визначення несучої здатності забивної палі, поміщеної в земляний стовбур, що включає етапи: розміщення палі в ґрунті за допомогою

гідравлічного домкратного вузла для прикладання осьового навантаження, розміщеного в довільній точці зазначеної палі; розміщення вимірювальних засобів у поєднанні із зазначеним гідравлічним домкратом у зборі для вимірювання зміщення та осьової сили зазначеного гідравлічного домкрата; облаштування безлічі тензометричних датчиків у різних частинах зазначеної палі, розташованих вище зазначеного гідравлічного домкрата; подовження зазначеного гідравлічного домкрата в зборі; вимірювання переміщення та осьової сили зазначеного гідравлічного домкратного вузла та отримання показань із зазначених об'ємних або тензометричних датчиків; обчислення одиничного опору палі множини точок зазначеної палі над зазначеним гідравлічним домкратом від зазначеного зміщення та осьової сили зазначеного гідравлічного домкрата та зазначених показань переміщення або деформації; і визначення осьової сили та зміщення кожної точки зазначеної палі при навантаженні зазначеної палі на її верхній кінець згідно з аналізом перенесення навантаження (рис. 3.1) [29].

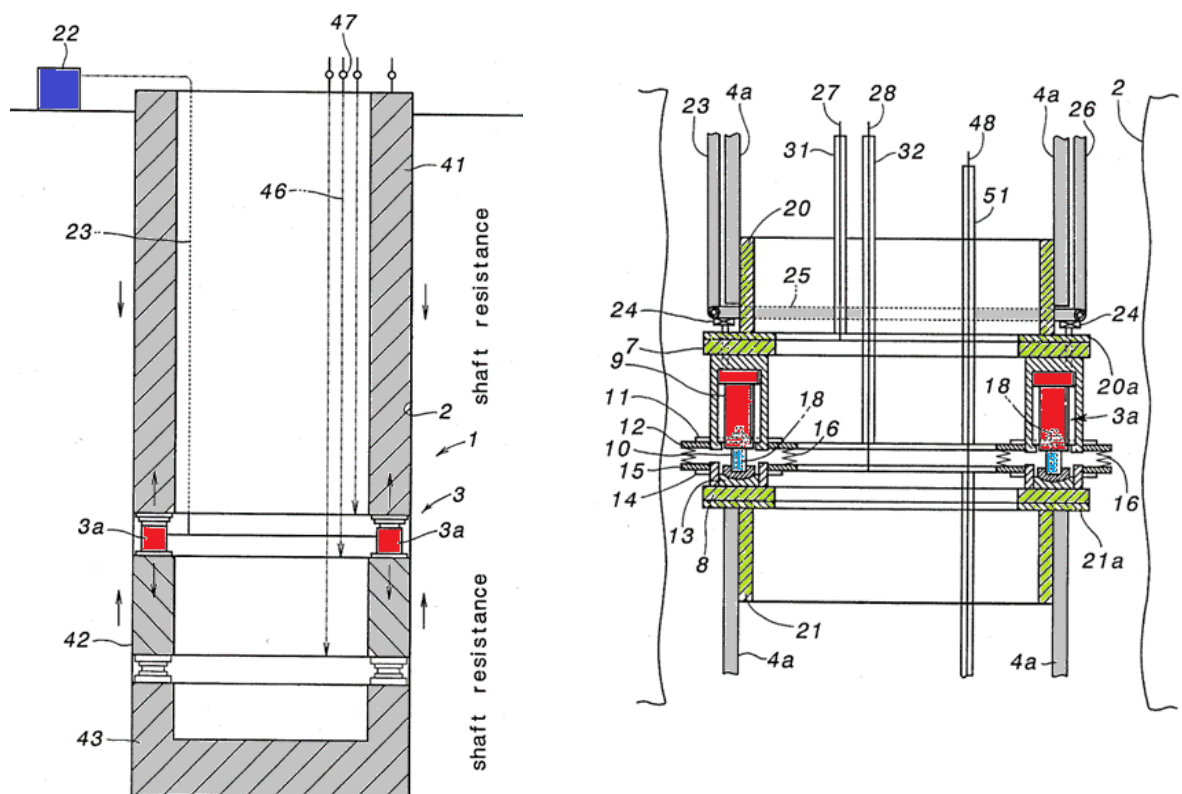


Рис.3.1 - Пристрій і методика випробування несучої здатності паль

Недоліком відомого способу є те, що він може бути використаний лише для визначення несучої здатності паль, на етапі зведення пальових фундаментів, і не може бути використаним для експлуатованих пальових фундаментів.

Відомий спосіб і апаратура для випробування несучої здатності з використанням кільцевої комірки. До складу комірки входять: верхня частина, розташована нижче першої секції палі; і нижня частина, розташована безпосередньо під верхньою частиною, в якій зона поділу створюється таким чином, що впрскування рідини під тиском в зону поділу викликає силу, яка прагне розштовхувати верхню частину і нижню частину, і змушує верхню частину виштовхуватися вгору на першій секції палі, при цьому принаймні частина поперечного перерізу верхньої частини і поперечний переріз нижньої частини виконані таким чином, щоб забезпечити прохід матеріалів зверху верхньої частини до нижньої частини, при цьому, якщо відбувається відділення верхньої та нижньої частини, верхня частина та нижня частина зберігають відносне бічне положення під час випробування (рис. 3.2) [30].

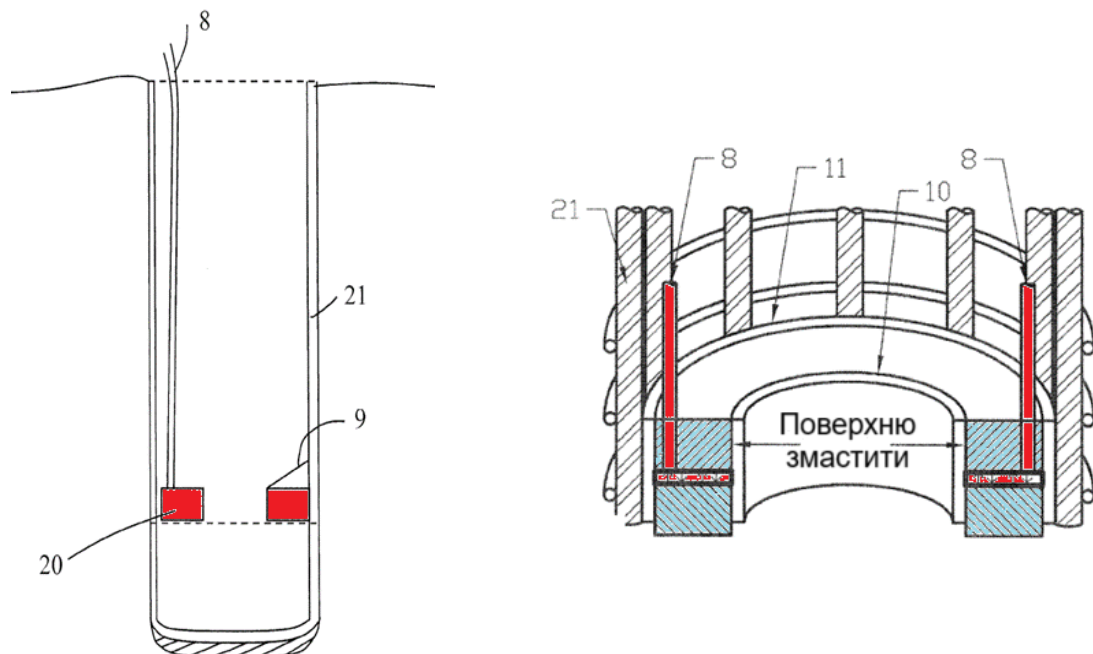


Рис. 3.2 - Метод і апаратура для випробування несучої здатності з використанням кільцевої комірки

Недоліком такого способу є неможливість використання для забивних паль через використання кільцевої комірки, яка не передбачає використання динамічних навантажень і відсутня можливість використання способу для експлуатованих фундаментів.

Найбільш близькими є спосіб визначення несучої здатності палі експлуатованого пальового фундаменту при якому знімається верхній шар бетону ростверку навколо торцевої частини збірної палі, встановлюється в шар бетону ростверку навколо торцевої частини відкритої збірної палі анкерний елемент, у якому встановлюється домкрат, що створює тиск на палі, випробування навантаженням проводиться шляхом прикладання зовнішньої сили домкратом в напрямку забивання палі (рис. 3.3) [31].

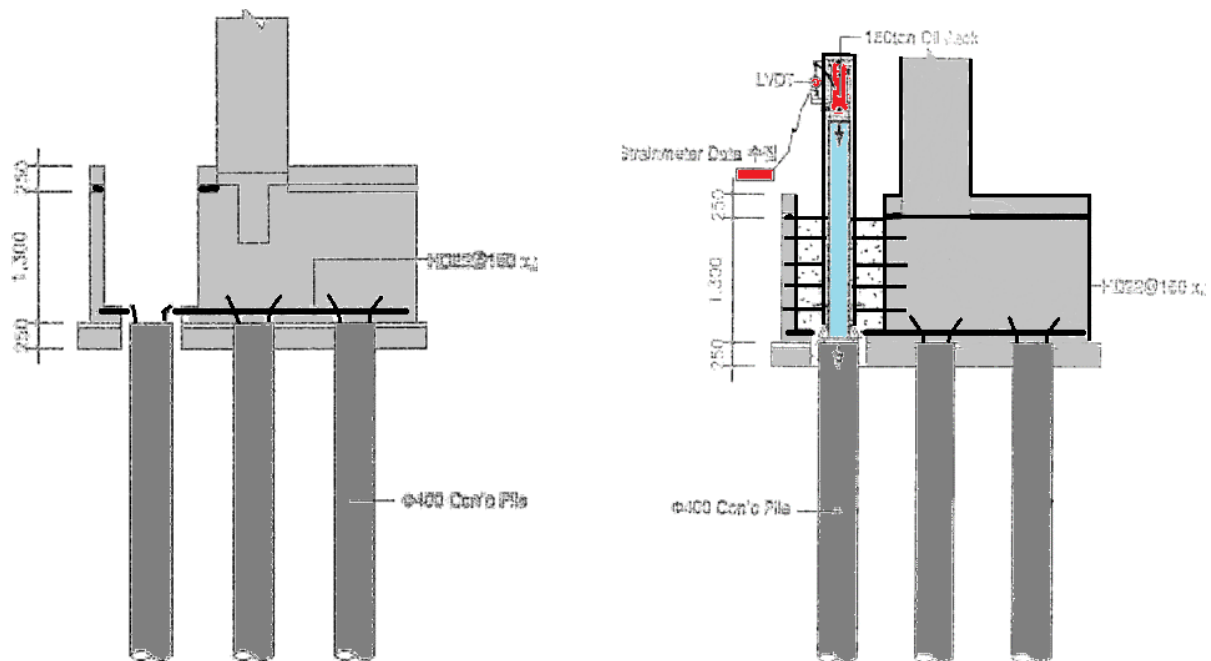


Рис. 3.3 - Випробування навантаженням збірної палі

Недоліком відомого способу є підвищені витрати на випробування через необхідність зняття верхнього шару бетону ростверку навколо торцевої частини збірної палі, що також зменшує надійність експлуатованого фундаменту і не може бути використано при стрічковому розташуванні паль.

В основу корисної моделі поставлена задача створення способу визначення несучої здатності паль експлуатованого пальового фундаменту, в якому за рахунок нових операцій та їх послідовності досягається підвищення надійності пальових фундаментів та зменшення витрат на випробування.

Поставлена задача вирішується тим, що в способі визначення несучої здатності палі експлуатованого пальового фундаменту, при якому знімається верхній шар бетону ростверку навколо торцевої частини збірної палі, встановлюється в шар бетону фундаменту навколо торцевої частини відкритої збірної палі анкерний елемент, у якому встановлюється домкрат, що створює тиск на палі, випробування навантаженням проводиться шляхом прикладання зовнішньої сили домкратом в напрямку забивання палі, в якості анкерного елементу використовується тіло ростверку, а переміщення палі реєструють вимірюючи відстань між опорними поверхнями домкрату.

Спосіб пояснюється фігурами (рис. 3.4), де на фіг. 1 показано вид пальового фундаменту; на фіг. 2 - вузол прикладання навантаження на палю в процесі випробування; на фіг. 3 показано вид пальового фундаменту зі сторони випробуваної палі.

Експлуатований пальовий фундамент в якому палі 2 об'єднані ростверком 1, містить вкладку 3, розташовану над палею 2, яка підлягає випробуванню і виконану з можливістю видалення при необхідності визначення несучої здатності палі 2 та домкрат 4, який передає тиск на випробувану палю опираючись на тіло ростверка 1.

Спосіб визначення несучої здатності палі експлуатованого пальового фундаменту полягає в наступному. Проводять забивку паль 2 і об'єднують їх ростверком 1, причому верхню частину палі, яку планують для проведення випробувань по визначенню несучої здатності покривають антифрикційним матеріалом для створення шару ковзання палі та ростверку щодо один одного, на торцеву частину палі 2 встановлюють вкладку 3, яку при необхідності визначення несучої здатності палі виймають з зовнішнього боку ростверку 1, на місце вкладки 3 встановлюють домкрат 4 і навантажують палю 2 в напрямку забивання, використовуючи як упор тіло ростверку 1, контролюючи перемі-

щення випробуваної палі заміром відстані між опорними поверхнями домкрату. Після проведення випробувань, домкрат 4 виймають, на його місце встановлюють вкладку 3, а простір що утворився при переміщенні палі заповнюють бетоном.

При виготовленні пальового фундаменту передбачається можливість визначення несучої здатності палі, без руйнування в результаті влаштування вкладки 3, з можливістю видалення її при необхідності визначення несучої здатності палі 2 та встановлення домкрату 4 для проведення випробувань.

Підвищується надійність пальового фундаменту та зменшуються витрати на випробування за рахунок відсутності операцій по руйнуванню бетону навколо торцевої частини збірної палі та необхідності влаштування анкерного елемента.

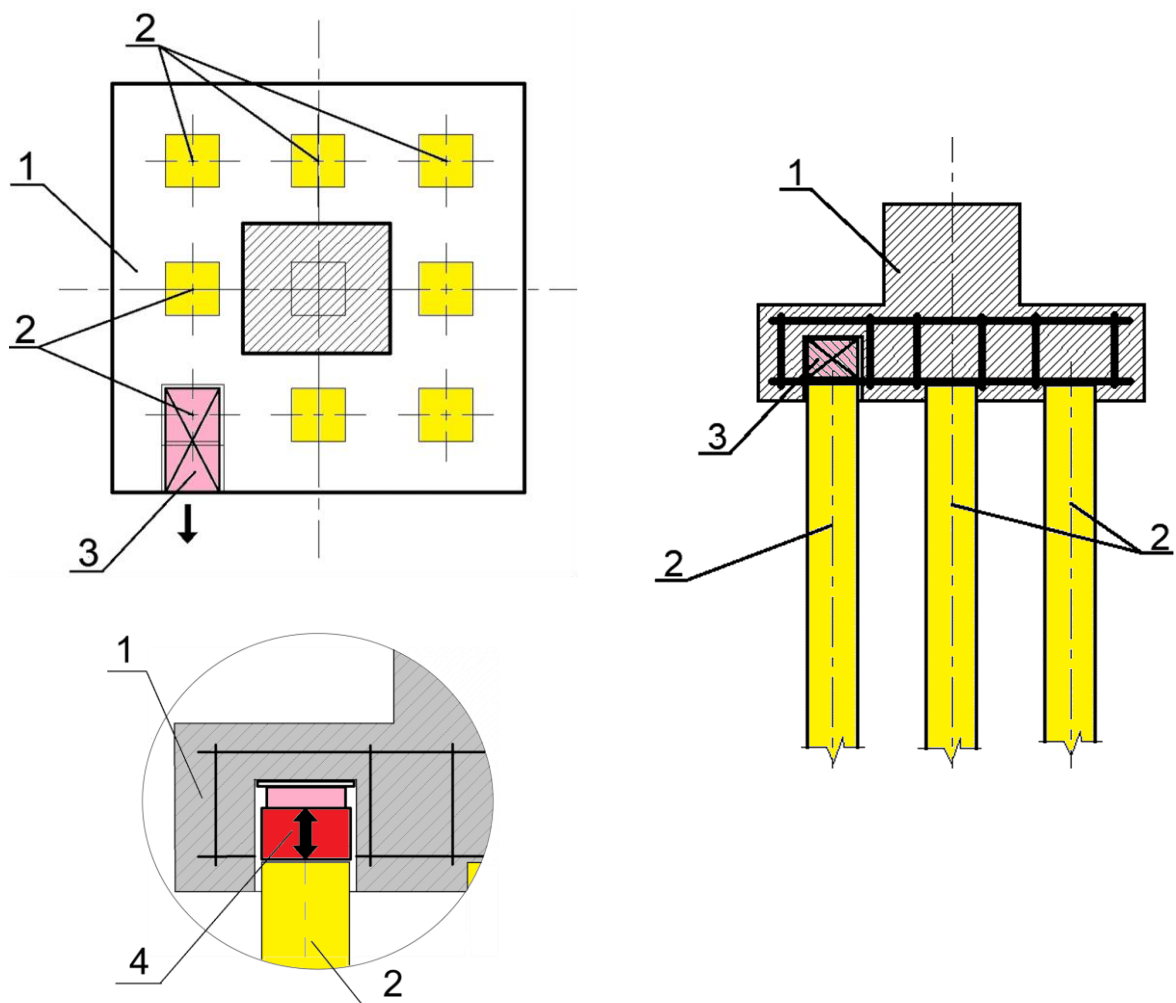


Рис. 3.4 - Спосіб визначення несучої здатності паль експлуатованого пальового фундаменту

Висновок

1. На базі лабораторії механіки ґрунтів, основ та фундаментів кафедри БМГА ВНТУ із застосуванням лабораторних установок та виготовленого обладнання були проведені модельні випробування технологічних і конструктивних рішень визначення несучої здатності паль в складі пальових фундаментів. Моделювання експерименту проводилося з максимальним наближенням до реальних умов, з використанням реальних ґрунтів та моделей.

2. При дослідженні конструкції та технологій було проведено серію досліджень. Показано, що при проектуванні пальових фундаментів можливо передбачити конструктивні особливості для визначенні несучої здатності паль на різних етапах експлуатації будівель.

3. Запропоновано новий спосіб визначення несучої здатності паль експлуатованого пальового фундаменту. Подано заявку на корисну модель.

4 ТЕХНІЧНА ЧАСТИНА

4.1 Архітектурно-будівельні рішення

4.1.1 Загальна характеристика ділянки.

Географічне положення ділянки. Кліматичні умови.

Ділянка під будівництво виробничого корпусу машинобудівного заводу розташована із східного боку території заводу АТ «Рівнесільмаш», розташованого в смт. Квасилів на південь від м. Рівне.

З заходу ділянка обмежена заводоуправлінням, з півночі і з сходу – житловими квартирами, з півдня – корпусом №2 заводу. Таке розташування ділянки (в безпосередній близькості з іншими виробничими, а також адміністративними і господарчими корпусами заводу) сприяє скороченню транспортних зв'язків, відповідає принципу концентрації виробничих корпусів в промисловій зоні.

Температурний режим території забудови характеризують [34]:

- середньорічна температура зовнішнього повітря $t_{\text{річ.сер}} = 6,9 \text{ }^{\circ}\text{C}$;
- середня температура повітря найбільш холодного місяця (січня) $t = -5,4 \text{ }^{\circ}\text{C}$;
- середня температура повітря найбільш теплого місяця (липня) $t = 18,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$;
- абсолютна максимальна температура повітря $t_{\text{max}} = 38 \text{ }^{\circ}\text{C}$;
- абсолютна мінімальна температура повітря $t_{\text{min}} = -36 \text{ }^{\circ}\text{C}$;

Вітрові впливи характеризуються середньою швидкістю вітру по напрямках і повторюваністю (в %) по румбах. Ці характеристики наведені в додатку 4[32].

Транспортні зв'язки.

На території заводу існують склади різного призначення. До більшості з них підведені залізничні колії, які мають вихід на залізничну магістраль між м. Рівне і м. Здолбунів. Таким чином завод має транспортні зв'язки з північними регіонами України через ст. Рівне і з іншими регіонами – через ст. Здолбунів. Також виробничий корпус, що проектується має під'їзні

шляхи з боку с.м.т. Квасилів і з боку заводу(внутрішньозаводські зв'язки) для автомобільного транспорту.

Технологічні процеси виробництва супроводжуються утворенням пилу, забрудненням стічних вод нафтопродуктами, розчинниками, утворенням вибухонебезпечних аерозолів в цеху пофарбування, які також шкідливі для органів дихання.

Енергетичне забезпечення виробництва виконується від ГПП 110/10 кВ, розташованої на території заводу. Потреби в воді – технічній і питній – задовольняються з відповідних систем заводу.

Таким чином, обрана площадка для будівництва вигідна тим, що поряд з нею розташовані майже всі потрібні для виробництва транспортні, енергетичні системи, очисні споруди, складські приміщення, будівлі побутового призначення, адміністративні будівлі. Забезпечення робочою силою - з с.м.т. Квасилів, при необхідності- з м. Рівне, м. Здолбунів, інших близько розташованих населених пунктів.

Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівництва.

Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівельної ділянки будуть наведені в розділі основи та фундаменти.

4.1.2 Генплан

Обґрунтування прийнятого рішення.

Проектуєма будівля розташована на ділянці довгим боком паралельно напрямку на північ, з додержанням протипожежних і санітарних розривів від розташованих поряд будівель-заводоуправління і корпусу №2. Від заводу-управління будівлю відокремлює тупикова вулиця, вздовж якої розташована автостоянка. Навкруг будівлі розташовані ділянки озеленення [37]. Для задовільнення протипожежних вимог навкруги будівлі забезпечений проїзд автотранспорту по дорогах з твердим покриттям.на територію, відведена під будівлю, підведені внутрішньозаводські автошляхи, також є два виїзди за межі

заводу. Між будівлею і корпусом №2 розташований демонстраційний майданчик. Вздовж узбіч шляхів передбачені пішохідні доріжки. Креслення розбивочного плану див. гр. частину, аркуш 1.

При проектуванні плану організації рельєфу використаний метод проектних позначок, який дозволяє раціонально використати особливості рельєфу, що має ухил в південно-західному напрямку. Приймаючи для деяких характерних точок проектні позначки i задаючись ухилами (наприклад, вздовж автошляхів $i_{\min}=0.003$), можна визначити перевищення над вихідною точкою точки, що розташована на відстані L :

$\Delta h = i L$; наприклад, при $i=0,003$, $L=114$ м, $\Delta h = 0,003 \cdot 114 = 0,34$ м. Ухили автошляхів поперек осі прийняті $i=0,02$.

Заходи з дотримання санітарних і пожежних норм та охорони навколишнього середовища.

Для задовільнення санітарним нормам передбачені ділянки озеленення навколо будівлі. За рекомендаціями ([37], табл.5.2) передбачені захисні смуги на ділянках озеленення (1 ряд дерев + 2 ряди живої огорожі), які знижують концентрацію аерозолів в повітрі на 25-30 %. При проектуванні проти пожежних розривів врахована категорія будівлі «Б» [36].

Таблиця 4.1 - ТЕП генплану

№ п/п	Назва показника	Значення, м ²
1	Площа ділянки	31050
2	Площа забудови	10586
3	Площа замощення	12694
4	Площа озеленення	7770

4.1.3. Об'ємно-планувальне рішення

Характеристика технологічного процесу.

Проектуємий корпус призначений для складання великих сільськогосподарських машин (зокрема комбайнів). При цьому деякі деталі і механізми виготовляються на існуючих потужностях корпусів №1 і №2, зокрема ходова

частина (крім двигуна), механізм вимолоту зерна. В проектуючому корпусі розташовані: заготівельний цех, металообробний цех, складально-зварювальний цех, фарбувальний цех, контрольно-випробувальна станція. Наявність фарбувального цеху обумовлює необхідність потужної вентиляції, яку доцільно розташовувати в окремо виділених камерах. Також необхідні допоміжні приміщення для обслуговування потреб різних цехів, зокрема склади покупних деталей, закалювальні ділянки, трансформаторна підстанція, ділянки комплектації і обслуговування станків з ЧПУ, заточна ділянка, лекальна ділянка обробки, проміжні склади і складові. Також необхідні побутові приміщення: туалети, кімнати відпочинку, адміністративні приміщення: диспетчерська, контрольно-пропускний пункт. Приміщення допоміжного і побутового характеру, запроектовані вбудованими перпендикулярно довшій стороні будівлі, над ними розташовані вентиляційні камери. Потрібну висоту до низу крокв'яних конструкцій знайдемо як

$$H_k = h_{ст} + 0,5 + h_{комб} + h_{кр} = 3 + 0,5 + 3,5 + 3 = 20\text{м};$$

приймаємо найнижчу стандартну висоту $H_k = 10,8\text{ м}$.

Тут:

$h_{ст} = 3\text{ м}$ – максимальна висота обладнання (станків);

$0,5\text{ м}$ – просвіт між обладнанням і вантажем (комбайном), який переміщується краном;

$h_{комб} = 3,5\text{ м}$ – висота комбайна;

$h_{кр} = 3\text{ м}$ – висота крану від верха візка до вантажу, що переміщується, з врахуванням довжини стропа.

Потрібна вантажопідємність крану з врахуванням встановлення ним технологічного обладнання $Q_{кр} = Q_{мах} = 6\text{ т}$, де $Q_{мах}$ – найбільша вага станка.

Приймаємо $Q_{кр} = 10\text{ т}$.

Опис прийнятого рішення та його обґрунтування.

Виходячи з міркувань, викладених в п.1.3.1, приймаємо розміри в плані $144 \times 72\text{ м}$, висоту до низу крокв'яних конструкцій $10,8\text{ м}$. Для досягнення більшої гнучкості об'ємно-планувального рішення призначаємо крок колон 12 м по

крайніх і середніх рядах. Для кожного цеху передбачаємо ворота 3,6х4,2м. Прольоти несучих конструкцій (ферм) приймаємо 24м. Допоміжні приміщення розташовані на відм. 0.000, вентиляційні камери – над ними на відм. 6.000. Крім того, на відм. 3.000 розташовані кімнати відпочинку. Туалети обладнані напільними чашами, пісуарами, умивальниками.

Об'ємно-планувальне рішення розташування цехів, ділянок інших допоміжних приміщень-моноблок, тобто приміщення розташовуються в одній будівлі. Склад побутових приміщень призначений мінімально необхідним, з огляду на використання існуючих адміністративно-побутових корпусів. Передбачено по 2 чоловічих і жіночих туалета, обладнаних також умивальниками. Запроектовані кімнати відпочинку та психологічного розвантаження, розташовані на відм. 3.000, мають тамбури для зменшення проникнення шуму і пилу, умивальники.

Для організації евакуації призначені проходи, розташовані в північній частині будівлі, при необхідності також можуть бути використані ворота, рівномірно розташовані по всьому периметрі.

Розташування допоміжних приміщень в вигляді блоків, вбудованих в торцях будівлі і посередині, забезпечує гнучкість об'ємно-планувального рішення в випадку зміни технологічних процесів і призначення цехів.

Межі цехів огорожуються легкотрансформуєними перегородками каркасно-гратчастої конструкції, які розташовуються в небезпечних місцях і ізолюють, таким чином, місця проїзду внутрішньоцехового транспорту від робочих місць.

4.1.4. Розрахунок освітленості приміщень

Розрахунок освітленості виконується для 13-ти точок, які розташовані на висоті 0.8 м від рівня чистої підлоги по осі 19 (вздовж поперчного перерізу будівлі). Крайні точки розташовані на відстані 1м від поздовжніх розбивочних осей. Нормативне значення коефіцієнта природної освітленості (КЕО за ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення [39]) приймаємо за табл. 1[39]:

для робіт високої точності $e_{\text{н}}^{\text{IV}} = 5\%$ (III розряд зорової праці). Нормативне значення КЕО:

$$e_{\text{н}}^{\text{IV}} = e_{\text{н}}^{\text{III}} \times m \times c = 5 \times 0.9 \times 0.8 = 3.6 \%$$

де: $m=0,9$ -коефіцієнт світлового клімату для IV поясу світлового клімату

(м. Рівне);(табл.4[34]);

$c=0,8$ (табл.5 [34])-коефіцієнт сонячності клімату.

Значення КЕО в кожній точці визначаємо за формулою 9[39]:

$$e_{ki} = e_{\text{Ві}} + e_{\text{Бі}},$$

де: $e_{\text{Ві}}$ - КЕО в i -ій точці за рахунок верхнього освітлення (ліхтарі);

$e_{\text{Бі}}$ - КЕО в i -ій точці за рахунок бічної освітленості (вікна);

При двосторонньому освітленні:

$$e_{\text{Бі}} = \sum \varepsilon_{\text{Бі}} \times \tau_0^{\text{Б}} \times q;$$

де: $\sum \varepsilon_{\text{Бі}}$ - геометричний КЕО в i -ій точці при бічному освітленні, що враховує пряме світло небосхилу (визначається за графіками I, II [39]);

$\tau_0 = \tau_1 \times \tau_2 \times \tau_3 \times \tau_4 \times \tau_5$ - загальний коефіцієнт світло пропускання;

τ_1 - к-нт світло пропускання матеріалу (табл.28[39]), для подвійного віконного скла і склопакетів ліхтарів $\tau_1=0,8$;

τ_2 - к-нт, враховуючий витрати світла в переплетах (табл. 28[39]), $\tau_2=0,6$ для подвійних роздільних переплетів вікон і $\tau_2=0,9$ для одинарних глухих переплетів ліхтарів.

τ_3 - к-нт, враховуючий втрати світла в несучих конструкціях (табл. 28[39]), $\tau_3 = 1,0$ –для вікон, і $\tau_3=0,9$ –для ліхтарів при сталевих фермах покриття;

τ_4 - к-нт, враховуючий втрати світла в сонцезахисних пристроях (при їх відсутності $\tau_4=1,0$);

τ_5 - к-нт, враховуючий втрати світла в захисній сітці, яка встановлюється під ліхтарями ($\tau_5=0,9$).

Таким чином, для бічного освітлення:

$$\tau_0^{\text{Б}} = \tau_1 \times \tau_2 \times \tau_3 \times \tau_4 \times \tau_5 = 0,8 \times 0,6 \times 1 \times 1 \times 1 = 0,48;$$

для верхнього освітлення:

$$\tau_0^B = \tau_1 \times \tau_2 \times \tau_3 \times \tau_4 \times \tau_5 = 0,8 \times 0,9 \times 0,9 \times 1 \times 0,9 = 0,648;$$

q_i - к-нт, враховуючий нерівномірну яскравість захмареного неба (табл.35 [34]).

$$e_{Bi} = \varepsilon_{Bi} \times \tau_0^B \times q_i,$$

де: ε_{Bi} - геометричний КЕО в і-й точці при верхньому освітленні.

Значення ε_{Bi} , ε_{Bi} визначаються за формулами;

$$\varepsilon_{Bi} = 0,01 \times (n_{1i} \times n_{2i}) \quad ((13), [39]),$$

$$\varepsilon_{Bi} = 0,01 \times (n_{3i} \times n_{2i}) \quad ((15), [39]),$$

де; n_{1i} - кількість променів за графіком I [39], які проходять з небосхилу через світлові отвори в і-ту точку на поперечному перерізі приміщення;

n_{2i} - кількість променів за графіком II [39], які проходять з небосхилу через світлові отвори в і-ту точку на плані приміщення;

n_{3i} - кількість променів за графіком III [39], які проходять з небосхилу через світлові отвори в і-ту точку на поперечному перерізі приміщення;

Всі розрахунки виконуємо в табличній формі (див. додаток Б).

Середнє значення КЕО знаходимо за формулою 11[39]:

$$e_{\text{сеп}} = [1/(N-1)] \times \left(\frac{e_1}{2} + e_2 + e_3 + \dots + \frac{e_N}{2} \right) = [1/(13-1)] \times$$

$$\times \left(\frac{4,17}{2} + 2,55 + 4,42 + 6,03 + 6,02 + 7,56 + 7,80 + 6,02 + 6,03 + 4,42 + 2,55 + \frac{4,17}{2} \right) = 5,43\%$$

$$e_{\text{н}}^{\text{IV}} = 3,6\%,$$

тобто природнього освітлення достатньо при роботі в світлу пору доби.

4.1.5 Конструктивні рішення

Несучі конструкції. Обґрунтування їх вибору.

Конструктивна схема будівлі – стійково-балочна.

При проектуванні каркасу будівлі були обрані металеві конструкції, у зв'язку із перевагами, що їх мають МК: легкість, менші в порівнянні з залізо-бетонними конструкціями транспортні витрати при доставці елементів кар-

касу на будівельний майданчик, менший час монтажу, відсутність мокрих процесів під час монтажу, можливість демонтажу каркасу після закінчення експлуатації будівлі.

Для основних несучих елементів каркасу будівлі застосовані традиційні рішення: колони одноступінчасті, наскрізного перерізу в нижній частині і суцільного в верхній; ферми з ГСП, з паралельними поясами (ухил верхнього поясу $i=0,015$), які забезпечують істотну економію металу в порівнянні з фермами з паралельних кутиків і в той же час не такі складні в виготовленні як ферми з труб. Ферми з ГСП також мають меншу площу горизонтальних поверхонь, на які можливе осідання технологічного пилу, набагато простіші в пофарбуванні, менш чутливі до корозії (при герметизації кінців ГСП). В покрівлі застосований перемінний крок ферм (5м та 7м) при кроку колон 12 м, що дозволяє застосовувати раціональну схему опирання прогонів на ферми (розрахункова схема прогона – балка з двома консолями з однаковими моментами на опорах і в прольоті). Огороджуючі елементи покрівлі вкладаються на профільований настил зі сталюого оцинкованого листа. Підкранові балки – прольотом 12м, розрізні.

Просторова жорсткість будівлі забезпечується системами в'язей: вертикальних-портальні в'язі між колонами посередині будівлі, які сприймають навантаження від горизонтального гальмування кранів вздовж будівлі і тиск вітру на торці будівлі; горизонтальних – між вузлами нижніх поясів ферм (хрестові в'язі), які забезпечують стійкість нижніх поясів ферм, а також спільну роботу поперечних рам при місцевих навантаженнях.

Огороджуючі конструкції . Обґрунтування прийнятих конструкцій.

Враховуючи підвищені останнім часом вимоги до теплотехнічних якостей огороджуючих конструкцій, доцільно використати в якості стін легкі металеві панелі, які відрізняються від традиційних залізобетонних стінових панелей істотно меншою власною вагою при можливості досягнення більших термічних опорів при використанні ефективних утеплювачів (мінераловатних

плит, тощо). Конструкція таких панелей передбачає використання сталюого оцинкованого профільованого листа в зовнішній і внутрішній обшивках; утеплювач до обтиснення обшивками має товщину 130 мм, після обтиснення – 100 мм. Довжина панелей 1м, при монтажу вони опираються на несучий каркас з гнутих профілів, який в свою чергу опирається на колони і фахверкові стійки, розташовані на відстанях по 6м.

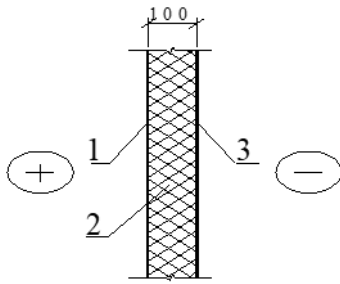
В конструкції покрівлі також використані ефективний утеплювач, який при порівняно при невеликій власній вазі ($\approx 26\%$ від навантаження на профільований настил) забезпечує високий термічний опір конструкції покриття. В якості водо-ізолюваного шару використаний 4-х шарів рубероїдний килим з захистним шаром гравію. Водоізоляційний, термоізоляційний шари і пароізоляція-1 шар руберойду лежить на сталюому профільованому настилі, який опирається на двох прольотній нерозрізній схемі на розташовані з кроком 3м прогони.

В конструкціях заповнення отворів використані: вікна-сталюні віконні панелі з подвійним заклінням склопакетами за серією 1.436.2-17; ворота, двері-дерев'яні;зенітні фон арі-типу ЗФГ-М, герметичні, за серією 1.464.2-18, ворота за серією 1.435.2-20, двері за ГОСТ 6629-74, серією 2.435-6. Внутрішні сітчасті сталюні перегородки-за серією 1.431-10. Зовнішні стінові панелі-полистового збирання за серією 1.432.2-19.

4.1.6 Теплотехнічний розрахунок стіни

Вихідні дані:

1. Район будівництва – м. Квасилів.
2. Призначення будівлі – складання техніки сільськогосподарського призначення.
3. Температура внутрішнього повітря – $+16^{\circ}\text{C}$.
4. Вологісний режим будівлі нормальний.
5. Конструкція огороження: тришарова стінова панель типу «сендвіч» товщиною 100мм.



1. Зовнішній металевий лист панелі.
2. Утеплювач із мінераловатної плити.
3. Внутрішній металевий лист панелі

Рисунок 4.1 – Конструкція стінового огородження

Таблиця 4.2 – Характеристики стінового огородження

№ шару	Назва матеріалу, шару	Густина γ_i , кг/м ²	Товщина δ_i , м	λ_{ip} , Вт/м·°C	Терм. опір R_i , м ² ·°C/Вт
1	Зовнішній металевий лист панелі.	7850	0,0005	58	0,00001
2	Утеплювач із мінераловатної плити	50	0,0985	0,048	2,05
3	Внутрішній металевий лист панелі.	7850	0,001	58	0,00002
					2,05

Розрахункові значення коефіцієнтів теплопровідності λ визначаємо згідно ДБН В.2.6-31:2021 [33], та заносимо у таблицю 4.2.

Опір теплопередачі термічно однорідної непрозорої огорожувальної конструкції розраховується за формулою:

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum_{i=1}^n R_i + \frac{1}{\alpha_{\text{з}}} = \frac{1}{8,7} + 1,76 + \frac{1}{23} = 2,21.$$

де $\alpha_{\text{в}}$, $\alpha_{\text{з}}$ – коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь огорожувальної конструкції, Вт/(м² .К), які приймаються згідно з додатком Е. У нашому випадку $\alpha_{\text{в}}=8,7$ Вт/(м² .К), $\alpha_{\text{з}}=23$ Вт/(м² .К) відповідно.

$$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} \text{ – термічний опір } i\text{-го шару конструкції, м}^2 \cdot \text{К/Вт;}$$

δ_i – товщина i -го шару конструкції в м;

λ_{ip} – теплопровідність матеріалу i -го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації (згідно з додатком Л), Вт/(м · К);

Теплова інерція огорожувальних конструкцій визначається за формулою:

$$D = \sum_{i=1}^n R_i s_{ip},$$

де S_{ip} – коефіцієнт теплосвоєння матеріалу i -го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м²·К), (згідно з додатком Л);

для мінераловатної плити $S_{ip} = 0,39$ Вт/(м² · К);

для металевих листів «сендвіч» панелі $S_{ip} = 126,5$ Вт/(м² · К);

$R_i = \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}}$ – термічний опір i -го шару конструкції, м² · К/Вт;

$$D = \sum_{i=1}^n R_i s_{i\delta} = 0,00001 \cdot 126,5 + 1,76 \cdot 0,39 + 0,00002 \cdot 126,5 = 0,80$$

Оскільки будівля експлуатується в І температурній зоні (згідно додатку В) та при нормальному режимі внутрішнього середовища (згідно додатку Г), а теплова інерція огорожувальних конструкцій $D < 1,5$, то мінімально допустиме значення опору теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції $R_{qmin} = 2,2$ м² · К/Вт (за табл.2).

Оскільки $R_{\Sigma pr} = 2,21 > R_{qmin} = 2,2$, то умова виконується.

Висновок: прийнята конструкція зовнішньої стіни, у вигляді тришарової панелі типу «сендвіч», товщиною $\delta = 100$ мм задовільняє вимоги [33] та придатна для застосування при будівництві даної будівлі в м. Квасилів.

4.1.7 Матеріали для зведення будівлі. Обґрунтування їх вибору

Для зведення залізобетонних покриттів будівлі використані залізобетонні плити за серією ИИ24-2170, крім плит, що примикають до колон, ці плити виготовляються за індивідуальними кресленнями.

В конструкціях внутрішніх перегородок використані залізобетонні перегородки за серією 1.431-2, а в місцях з чисельними отворами-цегляні перегородки. В конструкціях легкоз'ємних перегородок використані вигороджуючі сітчасті сталіні перегородки. В якості службових сходів-всередині будівлі, і евакуаційних-зовні використані сталіні сходи за серією 1.459-2.

В вентиляційних камерах для організації примусової витяжної вентиляції передбачені отвори в стінах, закриті жалюзійною ґраткою.

В якості несучого каркасу вбудованих технічних поверхів використані сталіні двотаврові балки, що опираються на додаткові колони-стійки, розташовані з кроком 6м.

Конструкція підлог визначається особливостями технологічних процесів в тих чи інших цехах. В цеху пофарбування, де є небезпека вибуху повітряних сумішей аерозолів, конструкція підлоги повинна виключати утворення іскр. В тих цехах, де на підлогу діють великі навантаження від технологічного обладнання, машин і механізмів, потрібна підсилена конструкція підлоги з високоміцних матеріалів; особливо це стосується місць для проїзду. Таким чином, в кожному цеху з огляду на економію матеріалів доцільно використати конструкцію підлоги, яка б найбільш відповідала технологічним умовам.

4.1.8 Архітектурно-художнє рішення будівлі

Принцип пропорційності при моноблочній структурі будівлі знаходить вираз в пропорційному відношенні довжини будівлі до її ширини (2:1), а також в відношенні ширини будівлі до її висоти ($\approx 5:1$).

Тектоніка будівлі утворюється вертикальними і горизонтальними швами між стіновими панелями. Наявність ребер і западин в зовнішній обшивці панелей підсилює загальний вираз легкості панельних стін.

Архітектурний масштаб створений розташуванням будівлі поблизу 9-ти поверхового адміністративно-побутового комплексу порівняно невеликих розмірів в плані, що полегшує для спостерігача перехід від крупного масштабу

будівлі до більш мілкового масштабу житлових і допоміжних будівель, розташованих навкруги проектує мого корпусу.

Принцип художнього контрасту знайшов вираз в пофарбуванні ділянок стін, за якими в середині будівлі розташовані венткамери, в салатово-жовтий колір, який зменшує одноманітність стінових панелей сірого кольору.

Ритмічний порядок створюється виділенням вентиляційних жалюзі і вікон в венткамерах, утворюючих горизонтальний ритм.

4.1.9 Санітарно-технічне обладнання

В проектуємій будівлі передбачена водяна система опалення від центральної котельні. Виробнича вентиляція-витяжна, побутова-комбінована, приточно-витяжна природна. Туалети і кімнати відпочинку обладнані системами як холодного, так і гарячого водопостачання. Каналізація-роздільна для побутових і виробничих стоків; дощова каналізація спільна з побутовою. Електропостачання забезпечується від заводської системи 10 кВ через трансформаторну станцію, розташовану в будівлі.

4.1.10 Заходи з промсанітарії та охрони праці

Технологічні процеси в будівлі виконуються з утворенням пилу-металобробка і аерозолів-пофарбування. Для зменшення шкідливого впливу цих утворень передбачена примусова витяжна вентиляція цехів. Небезпечні зони цехів огорожуються стійкими огорожами, пофарбованими в попереджувальні кольори; також доцільне використання попереджуючих знаків. Оголені токоведучі частини машин і механізмів огорожуються для запобігання випадкового дотику. Мостові крани обладнуються звуковою і світловою сигналізацією.

З умови рівномірного розташування евакуаційних виходів ворота і двері будівлі розташовані по всьому периметрі будівлі. Площа, розміри і розташування світлових отворів забезпечують нормальні умови зорової праці в світлу

пору доби: при двозмінній праці використовуються світлотехнічне обладнання, при чому в пофарбованому цеху - в вибухонебезпечному виконанні. Пофарбувальний цех обладнаний установкою автоматичного пожежогасіння.

4.2 Основи і фундаменти

4.2.1 Аналіз інженерно-геологічних умов земельної ділянки

План земельної ділянки

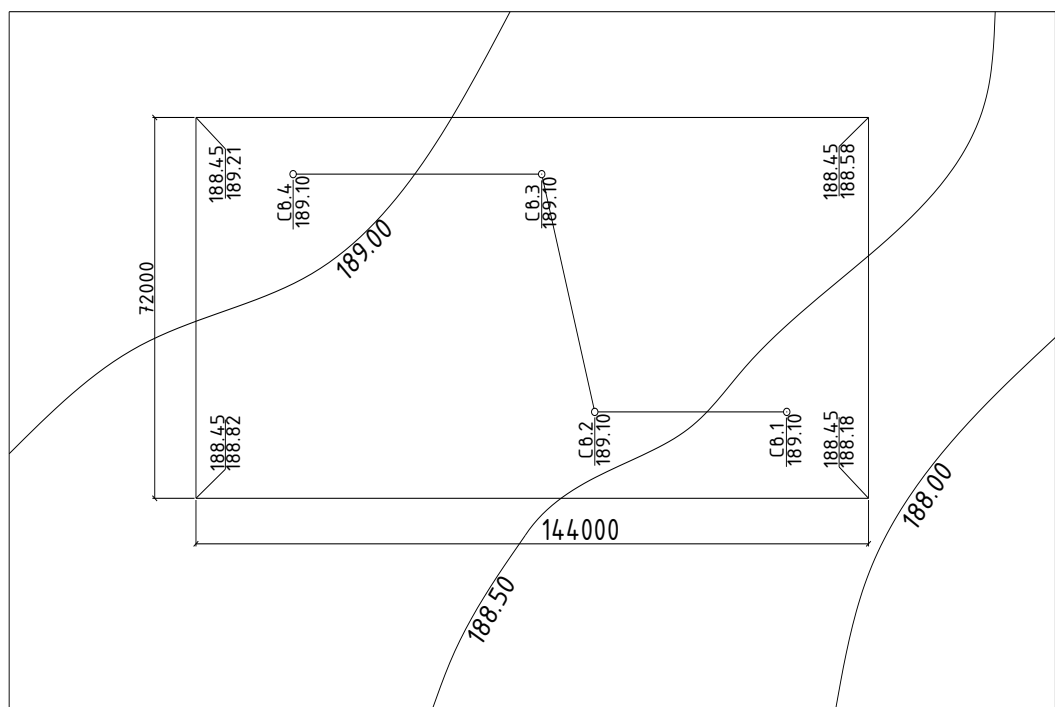


Рис. 4.2. Схема розміщення свердловин на будівельному майданчику [41]

На будівельному майданчику розміром 138×225 метрів, який показано на рис. 4.2, було виконано буріння чотирьох свердловин глибиною 20, 5 м. Встановлено 5 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ). Для надання рекомендацій на проектування основ і фундаментів необхідно визначити фізичні характеристики ґрунтів, розрахункові механічні характеристики ґрунтів, дати назву ґрунтам, дати загальне заключення про інженерно-геологічні умови.

4.2.2 Визначення похідних характеристик ґрунтів

Аналізуємо дані лабораторних досліджень ґрунтів.

ІГЕ-1 - насипний ґрунт – суглинистий з вмістом гравію, щебеню і будівельного сміття. Характеризується щільністю в верхній зоні та зниженням її з глибиною. Товщина шару до 1, 2 м, колір світло-сірий.

ІГЕ-2 – рослинний шар-суглинистий, гумусований з залишками коріння, рослин, чорного кольору, товщина 1, 7-2, 3 м;

ІГЕ-3 – глинистий ґрунт, товщиною 2, 5м;

Дані лабораторних аналізів наведені в таблиці 4.3

Таблиця 4.3 - Дані лабораторних аналізів ІГЕ-3

Фізико-механічні характеристики										
ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W , %	W_L , %	W_P , %	E , мПа	ϕ , град	c , кПа	Відносне просідання ϵ_{sl} при тиску p , кПа		
								100	200	300
2, 68	1, 84	18, 2	26, 0	22, 3	11	21	13	---	---	---

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту:

Число пластичності:

$$I_p = W_L - W_P = 26 - 22,3 = 3,7\%;$$

Глинистий ґрунт з числом пластичності $I_p = 3,7\%$, називається **супісок**.

Показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{18,2 - 22,3}{26,0 - 22,3} = -1,1;$$

Супісок з показником текучості $I_L = -1,1$ називається **твердий**.

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho}(1 + w) - 1 = \frac{2,68}{1,84}(1 + 0,182) - 1 = 0,72;$$

Коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s w}{e \rho_w} = \frac{2,68 \cdot 0,182}{0,72 \cdot 1,0} = 0,67;$$

Назва ґрунту: Супісок твердий.

ІГЕ-4 – глинистий ґрунт, товщиною 1, 7 – 2, 2 м. Дані лабораторних аналізів наведені в таблиці 4.4

Таблиця 4.4 - Дані лабораторних аналізів ІГЕ-4

Фізико-механічні характеристики										
ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	E, мПа	ϕ , град	с, кПа	Відносне просідання ε_{sl} при тиску p, кПа		
								100	200	300
2, 68	1, 98	14, 1	25, 3	22, 3	16	26	14	---	---	---

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту:

Число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 25,3 - 22,3 = 3\%;$$

Глинистий ґрунт з числом пластичності $I_p = 3\%$, називається супіском.

Показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{14,1 - 22,3}{25,3 - 22,3} = -2,73;$$

Супісок з показником текучості $I_L = -2,73$ називається твердим.

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,68}{1,98} (1 + 0,141) - 1 = 0,55;$$

Коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s w}{e \rho_w} = \frac{2,68 \cdot 0,141}{0,55 \cdot 1,0} = 0,69;$$

Назва ґрунту: Супісок твердий.

ІГЕ-5 – суглинок, товщиною 11,2 – 12,3 м. Дані лабораторних аналізів наведені в таблиці 4.5

Таблиця 4.5 - Дані лабораторних аналізів ІГЕ-5

Фізико-механічні характеристики										
ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	E, мПа	φ , град	с, кПа	Відносне просідання ε_{sl} при тиску p, кПа		
								100	200	300
2, 72	1, 92	18, 2	25, 1	13, 2	32	24	39	---	---	---

Визначаємо похідні фізичні характеристики ґрунту:

Число пластичності:

$$I_p = W_L - W_p = 25,1 - 13,2 = 11,9 \%;$$

Глинистий ґрунт з числом пластичності $I_p = 11,9 \%$, являється сугликом.

Показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{18,2 - 13,2}{25,1 - 13,2} = 0,42;$$

Суглинок з показником текучості $I_L = 0,42$ являється тугопластичним.

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + w) - 1 = \frac{2,72}{1,92} (1 + 0,182) - 1 = 0,67;$$

Коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s w}{e \rho_w} = \frac{2,72 \cdot 0,182}{0,67 \cdot 1,0} = 0,74;$$

Назва ґрунту: Суглинок тугопластичний.

4.2.3 Визначення розрахункових міцнісних характеристик ґрунтів

Значення міцнісних характеристик ґрунтів: кута внутрішнього тертя φ та питоме зчеплення C а також щільності ґрунтів лабораторією видані як нормативні. У розрахунках основ і фундаментів використовуємо розрахункові характеристики.

Всяка розрахункова характеристика визначається за виразом:

$$A = \frac{A_n}{\gamma_g};$$

де A_n – нормативне значення;

γ_g – коефіцієнт надійності для ґрунту для розрахунків за 2-ю групою граничних станів $\gamma_g = 1,0$ для розрахунків за 1-ю групою граничних станів при визначенні питомого зчеплення $\gamma_g = 1,5$, при визначенні кута внутрішнього тертя в пісках $\gamma_g = 1,1$ у глинистих ґрунтах $\gamma_g = 1,15$, при визначенні питомої ваги $\gamma_g = 1,05$.

Для ІГЕ –3

$$\varphi_{II} = 19^0;$$

$$c_{II} = 9 \text{ кПа};$$

$$\gamma_{II} = \rho \cdot 10 = 1,84 \cdot 10 = 18,4 \text{ кН} / \text{м}^3;$$

$$\text{tg } \varphi_I = \frac{\text{tg } \varphi_n}{\gamma_g} = \frac{\text{tg } 19^\circ}{1,1} = 0,313; \quad \varphi_I = 17^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{9}{1,5} = 6 \text{ кПа};$$

$$\gamma_I = \frac{\rho \cdot 10}{\gamma_g} = \frac{1,84 \cdot 10}{1,05} = 17,52 \text{ кН} / \text{м}^3.$$

Для ІГЕ - 4

$$\varphi_{II} = 24^\circ; \quad c_{II} = 9 \text{ кПа};$$

$$\gamma_{II} = \rho \cdot 10 = 1,98 \cdot 10 = 19,8 \text{ кН} / \text{м}^3;$$

$$\text{tg } \varphi_I = \frac{\text{tg } \varphi_n}{\gamma_g} = \frac{\text{tg } 24^\circ}{1,15} = 0,39; \quad \varphi_I = 21^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{9}{1,5} = 6 \text{ кПа};$$

$$\gamma_I = \frac{\rho \cdot 10}{\gamma_g} = \frac{1,98 \cdot 10}{1,05} = 18,86 \text{ кН} / \text{м}^3.$$

Дані лабораторних аналізів і дані розрахунки для всіх ІГЕ зводимо в таблицю (таблиця 4.7).

4.2.4 Висновки про інженерно-геологічні умови земельної ділянки

Для будівництва виділено вільний від забудов майданчик прямокутної форми в плані з розмірами $b=138$ м, $l=225$ м. Рельєф місцевості спокійний зі схилом з західної сторони ділянки від абсолютної позначки 189, 10 до східної сторони ділянки до позначки 188, 30. На майданчику пробурено чотири свердловини глибиною 20,5 м кожна. Бурінням свердловин та аналізом результатів лабораторних досліджень зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова майданчика має такий вигляд:

ІГЕ-1 – насипний ґрунт товщиною 0, 0-1, 2 м;

ІГЕ-2 – рослинний, товщиною 1, 7 – 2, 3 м;

Грунтових вод не знайдено .

Таблиця 4.7 - Фізико-механічні характеристики будівельного майданчика

Назва ґрунту	Товщина шару , м	Основні фізичні характеристики					Похідні фізичні характеристики					Міцнісні характеристики			Деформаційні характеристики					
		ρ _s , г/см ³	ρ, г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	I _P , %	I _L , д.о.	ε, д.о.	S _r , д.о.	γ _l , кН/м ³	γ _п , кН/м ³	φ _l , град	φ _п , град	c _l , кПа	c _п , кПа	Відносне просідання при тиску σ , МПа			E, мПа
																	0, 1	0, 2	0, 3	
Насипний ґрунт	1, 2	'	'	'	'	'	'	'	'	'	19, 00	'	'	'	'	'	0, 1	0, 2	0, 3	'
Рослинний ґрунт	1, 7 – 2, 2	'	'	'	'	'	'	'	'	'	19, 00	'	'	'	'	'	'	'	'	'
Супісок твердий	2, 5	2, 68	1, 84	18, 2	26, 0	22, 3	3, 7	-1, 1	0, 72	0, 67	18, 52	18, 4	17	19	6	9	'	'	'	11
Супісок твердий	1, 7 –	2, 68	1, 98	14, 1	25, 3	22, 3	3	-2, 7	0, 55	0, 69	18, 86	19, 8	21	24	6	9	'	'	'	16
Суглинок тугоплатичний	6, 0 – 6, 3	2, 72	1, 92	18, 2	25, 1	13, 2	11, 9	0, 42	0, 67	0, 74	18, 29	19, 2	19	22	26	17, 3	'	'	'	32

4.2.5 Розрахунок фундаментів під колони крайнього та середнього рядів

Розраховуємо пальові фундаменти під колони крайнього та середнього рядів. Зусилля що передаються на фундаменти вибираємо зі статичного розрахунку рами.

Розрахунок фундаментів під колону крайнього ряду.

Навантаження на колону крайнього ряду:

$N_I = -678, 99 \text{ кН}$; $M_I = 222, 44 \text{ кНм}$; $Q_I = 46, 41 \text{ кН}$.

Приймаємо залізобетонну забивну палю квадратного перерізу

Приймаємо занурення дизель-молотом.

Визначаємо розрахункову глибину промерзання ґрунтів:

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h \cdot (d_0/23) = 1, 0 \cdot 0, 58 \cdot (28/23) = 0, 71 \text{ м};$$

d_{fn} – нормативна глибина промерзання ґрунту $d_{fn} = 1, 0 \text{ м}$.

k_h – коефіцієнт, що враховує тепловий режим роботи будівлі, приймаємо за табл.1, [11]. $k_h = 0, 58$.

d_0 – величина, приймаємо рівною, м, для (супісків, пісків мілких і пілуватих – 28); п.2.27, [11].

Призначаємо глибину закладення розтверку, враховуючи конструктивні особливості будівлі та розтверку, а також розрахункову глибину промерзання ґрунтів. Приймаємо глибину закладення розтверку $d_p = 0, 8 \text{ м}$.

Визначаємо вид защемлення палі в розтверку. Так як у нас присутні поперечні сили та згинальні моменти, приймаємо жорстке защемлення палі в розтверку.

Виходячи з інженерно-геологічних умов будівельного майданчика та величини і характеру навантажень назначаємо глибину заглиблення нижнього кінця палі у ґрунт і визначаємо розміри палі. Приймаємо 13-ти метрову палю перерізом 40×40 , марка палі С 13×40 . Приймаємо занурення палі нижнім кінцем в ІГЕ-5 на 7, 2 м.

Визначаємо несучу здатність палі за формулою як для висячої забивної палі [40]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} R A + u \sum \gamma_{Cfi} f_i h_i),$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, і рівний 1.

γ_{CR} – коефіцієнт умови роботи під нижнім кінцем палі, $\gamma_{CR} = 1.0$.

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, визначається за властивостями ґрунту під нижнім кінцем палі та глибиною занурення нижнього кінця палі від поверхні ґрунту. У нашому випадку занурення нижнього кінця палі становить 14,05 м.

Для суглинка тугопластичного (ІГЕ-5) з показником текучості $I_L=0,42$,
 $R = 256 \text{ кПа}$.

Площа поперечного перерізу палі:

$$A = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ м}^2;$$

u – периметр поперечного перерізу палі

$$u = 4 \cdot 0,4 = 1,6 \text{ м};$$

$\sum \gamma_{cfi} f_i h_i$ – розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі на всій її довжині у ґрунті.

$$\sum \gamma_{cfi} f_i h_i = 470,26 \text{ кН}$$

Тоді несуча здатність палі:

$$F_d = 1(1 \cdot 256 \cdot 0,16 + 1,6 \cdot 470,26) = 749,15 \text{ кН};$$

Визначаємо допустиме навантаження на палю по ґрунту

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{749,15}{1,4} = 535,11 \text{ кН};$$

де γ_k – коефіцієнт надійності, приймається рівним 1,4.

Визначаємо в першому наближенні кількість палей для сприйняття діючого навантаження:

$$n = \frac{N_z}{P} = \frac{678,99}{535,11} = 1,27;$$

Оскільки в нашому випадку присутні значні згинальні моменти та поперечні сили приймаємо дві палі в розтверку і перевіряємо виконання умови:

$$N_{\max} \leq P;$$

$$N_{\min} > 0;$$

$$N_{\max} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h)x}{\sum x_i^2} = 55,88 + \frac{678,99 + 27,22}{2} + \frac{(222,44 + 46,41 \cdot 0,9)0,6}{0,6^2 \cdot 2} = 650,55 \text{ кН};$$

$$N_{\min} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} - \frac{(M_I + Q_I h)x}{\sum x_i^2} = 55,88 + \frac{678,99 + 27,22}{2} - \frac{(222,44 + 46,41 \cdot 0,9)0,6}{0,6^2 \cdot 2} = 210,19 \text{ кН};$$

де $G_{n1} = 12,7 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,25 = 55,88 \text{ кН}$ – вага палі; $G_{p1} = 0,35 \cdot 1,8 \cdot 1,8 \cdot 1,2 \cdot 20 = 27,22 \text{ кН}$ – вага розтверку й ґрунту на його обрізах.

Оскільки умова $N_{\max} \leq P$ не виконується, то приймаємо 3 палі і знову перевіряємо виконання умов.

$$N_{\max} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h)x}{\sum x_i^2} = 55,88 + \frac{678,99 + 69,98}{3} + \frac{(222,44 + 46,41 \cdot 0,9)0,52}{0,52^2 \cdot 3} = 475,16 \text{ кН};$$

$$N_{\min} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} - \frac{(M_I + Q_I h)x}{\sum x_i^2} = 55,88 + \frac{678,99 + 69,98}{3} - \frac{(222,44 + 46,41 \cdot 0,9)0,52}{0,52^2 \cdot 3} = 135,92 \text{ кН};$$

Умови виконуються отже фундамент під колону крайнього ряду запроектований правильно.

4.2.6 Розрахунок фундаментів під колону середнього ряду

Навантаження на колону середнього ряду:

$$N_I = -1247,67 \text{ кН}; M_I = 432,335 \text{ кНм}; Q_I = -36,381 \text{ кН}.$$

Визначаємо в першому наближенні кількість паль для сприйняття діючого навантаження:

$$n = \frac{N_2}{P} = \frac{1247,67}{535,11} = 2,33;$$

Приймаємо 4 палі в розтверку і перевіряємо виконання умови:

$$N_{\max} \leq P;$$

$$N_{\min} > 0;$$

$$N_{\max} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h)x}{\sum x_i^2} = 55,88 + \frac{1247,67 + 69,98}{4} + \frac{(432,355 + 36,381 \cdot 0,9)0,6}{4 \cdot 0,6^2} = 579,08 \text{ кН};$$

$$N_{\min} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} - \frac{(M_I + Q_I h)x}{\sum x_i^2} = 55,88 + \frac{1247,67 + 69,98}{4} - \frac{(432,355 + 36,381 \cdot 0,9)0,6}{4 \cdot 0,6^2} = 247,38 \text{ кН};$$

де $G_{n1} = 12,7 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 1,1 \cdot 25 = 55,88 \text{ кН}$ – вага палі; $G_{p1} = 0,35 \cdot 1,8 \cdot 1,8 \cdot 1,2 \cdot 20 = 27,22 \text{ кН}$ – вага розтверку й ґрунту на його обрізах.

Оскільки умова $N_{\max} \leq P$ не виконується, то приймаємо 5 паль і знову перевіряємо виконання умов.

$$N_{\max} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h)x}{\sum x_i^2} = 55,88 + \frac{1247,67 + 39,31}{5} + \frac{(432,355 + 36,381 \cdot 0,9)0,6}{4 \cdot 0,6^2} = 519,42 \text{ кН};$$

$$N_{\min} = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} - \frac{(M_I + Q_I h)x}{\sum x_i^2} = 55,88 + \frac{1247,67 + 39,31}{5} - \frac{(432,355 + 36,381 \cdot 0,9)0,6}{4 \cdot 0,6^2} = 131,84 \text{ кН};$$

$$G_{p1} = 0,35 \cdot 2,6 \cdot 1,8 \cdot 1,2 \cdot 20 = 39,31 \text{ кН}.$$

Умови виконуються отже фундамент під колону середнього ряду запроектований правильно.

4.2.7 Підбір дизель-молота для занурення паль

Виходячи з прийнятого в проекті розрахункового навантаження допустиме на палю визначається мінімальна енергія E за формулою:

$$E = 1,75aF_d;$$

де F_d – розрахункове навантаження на палю,

$$F_d = 749,15 \text{ кН}; a = 25 \text{ Дж/кН};$$

$$E = 1,75 \cdot 25 \cdot 749,15 = 32,775 \text{ кДж};$$

Далі за таблицями технічних характеристик молота приймаємо такий молот, енергія удара якого відповідає мінімальній. Приймаємо трубчатий дизель-молот С1047 (енергія удара 37,0 кДж). Далі виконуємо перевірку придатності прийнятого молота за умовою:

$$\frac{(G_h + G_b)}{E_p} \leq k_m;$$

де E_p – розрахункова енергія удару;

G_h – повна вага молота, $G_h = 55 \text{ кН}$;

G_b – вага палі, наголовника і підбабка, $G_b = 31,39 \text{ кН}$.

$$k_m = 25.$$

Для дизель-молотів розрахункова енергія удару приймається:

для трубчастих $E_p = 0,9G'_h h_m$;

де G'_h – вага ударної частини молота, $G'_h = 25 \text{ кН}$;

h_m – фактична висота падіння ударної частини, $h_m = 2,5 \text{ м}$.

$$E_p = 0,9 \cdot 25 \cdot 2,5 = 56,25 (\text{кДж});$$

$$\frac{55 + 31,39}{56,25} = 1,54 < 6.$$

Отже, обраний дизель-молот для занурення паль придатний.

4.2.8 Польові випробування ґрунтів пальми

Польові контрольні випробування паль під час експлуатації будівель та споруд проводять з метою перевірки відповідності несучої здатності паль розрахунковим навантаженням, встановленим у проєкті пальового фундаменту та можливості подальшого використання у випадку реконструкції чи перепрофілювання виробництва.

Тут розглянуто виробничий корпус машинобудівного заводу розташований в смт. Квасилів Рівненської обл., який планується перепрофілювати на випуск іншої продукції, що буде вимагати встановлення більш потужних мостових кранів, тому необхідно перевірити несучу здатність експлуатованих пальових фундаментів

Польові випробування ґрунтів за допомогою паль, що здійснюються під час інженерних досліджень для будівництва, виконуються згідно з програмою, яка відповідає встановленим вимогам []. Метою таких випробувань є отримання необхідних даних для обґрунтування вибору типу фундаментів, їх параметрів та методів облаштування. Зокрема, завданням випробувань є:

- визначення типу та розмірів паль, а також їх несучої здатності;
- перевірка можливості занурення паль на заплановану глибину та відносна оцінка однорідності ґрунтів за їх опором при зануренні паль;
- встановлення залежності між переміщенням паль у ґрунті, прикладеними навантаженнями та плином часу.

Контрольні польові випробування паль, що здійснюються під час будівництва, покликані перевірити відповідність несучої здатності паль проєктним параметрам, визначеним у проєкті пальового фундаменту. Випробування паль навантаженням повинні обов'язково проводитися з урахуванням специфіки поставлених завдань:

- використання типу палі або методу їхнього влаштування, що не має порівнянних дослідних даних;
- відсутності випробувань у порівнянних ґрунтових умовах та умовах навантаження;

- коли на палі буде діяти навантаження, стосовно якого теорія та практика розроблені недостатньо;

- якщо спостереження в процесі експлуатації паль показують, що інженерно-геологічні чи гідрогеологічні умови ділянки будівництва сильно відрізняються у несприятливий бік від тих, які прогнозувалися на основі досліджень та досвіду будівництва, а також якщо додаткові дослідження не дозволяють з'ясувати причини цих відхилень.

Випробування паль навантаженням допускається проводити для:

- обґрунтування обраного методу будівництва;
- визначення осад паль та граничного для них навантаження;
- оцінки несучої здатності пального фундаменту в цілому.

Кількість паль, необхідних для проведення випробувань з метою обґрунтування проектних рішень, визначається на основі таких факторів:

- характеристик ґрунтових умов та їх неоднорідності на будівельному майданчику;
- геотехнічної категорії споруди;
- наявності задокументованих даних про палі аналогічного типу, які використовувалися в подібних ґрунтових умовах;
- загального обсягу та різновидів паль, передбачених у проектній документації фундаменту.

У разі проведення випробувань навантаженням для однієї палі, вона має бути розташована на ділянці з найгіршими ґрунтовими умовами, якщо це можливо. За неможливості дотримання цієї вимоги, необхідно враховувати характерне значення опору ґрунтів у місці її встановлення.

Коли випробування навантаженням проводяться для двох чи більше паль, місця тестування повинні максимально відображати типові умови майданчика проектного пального фундаменту. Одна з випробовуваних паль обов'язково має бути розташована в зоні з імовірно найгіршими ґрунтовими умовами.

Між встановленням паль та початком випробувань навантаженням слід забезпечити достатній проміжок часу, необхідний для досягнення необхідної міцності матеріалу палі, а також для стабілізації порового тиску в ґрунтах до початкового рівня.

Методологія випробування пробних паль під навантаженням повинна враховувати кількість етапів навантаження, тривалість кожного етапу та застосовувані цикли навантаження таким чином, щоб результати вимірювань дозволили отримати інформацію про граничне навантаження, деформації, повзучість та процес розвантаження пального фундаменту.

Типи та кількість випробувань, необхідних для проведення інженерних досліджень у межах підготовки до будівництва, а також кількість контрольних випробувань паль визначають у програмі випробувань.

Дослідження ґрунтів за допомогою пробних паль здійснюють на території, відведений для будівництва запроектованих об'єктів, дотримуючись відстані не більше 5 метрів і не менше 1 метра від гірничих виробок. Ці виробки використовуються для відбору монолітів ґрунту з метою подальших лабораторних досліджень або виконання статичного зондування. Випробування мають бути здійснені на ділянках, де виявлені найбільш вразливі ґрунти, а також на територіях, що характеризуються типовими ґрунтовими умовами для даного майданчика.

Пункти випробувань ґрунту слід фіксувати безпосередньо на місцевості із застосуванням геодезичних методів. Після завершення випробувань необхідно забезпечити контроль за планово-висотною прив'язкою зазначених точок.

У разі потреби слід виконати вертикальне планування майданчика з метою створення оптимальних умов для встановлення обладнання, необхідного для проведення випробувань. Під час проведення випробувань ґрунтів за допомогою паль усіх типів необхідно вести відповідну документацію у формі журналів випробувань. Результати випробувань мають бути представлені у вигляді графіків, що відображають залежність переміщень палі від прикладеного

навантаження для тестувань статичними навантаженнями, або у вигляді графіків змін відмов і залежностей загальної кількості ударів від глибини занурення для тестувань динамічними навантаженнями.

До графічних матеріалів із результатами всіх видів випробувань ґрунтів необхідно додавати інженерно-геологічний розріз, побудований за даними найближчого до місця випробування.

Обладнання та прилади.

До складу установки для випробування ґрунтів палями статичними вдавлюючими, висмикуючими або горизонтальними навантаженнями повинні входити:

- пристрій для навантаження палі (домкрати або тарований вантаж);
- упорна конструкція для сприйняття реактивних сил (система балок або ферм з анкерними палями) та/або вантажна платформа);
- пристрій для вимірювання переміщень палі у процесі випробування (реперна система з вимірювальними приладами).

Принципова схема установки для статичних випробувань паль показана на рис. 4.3.

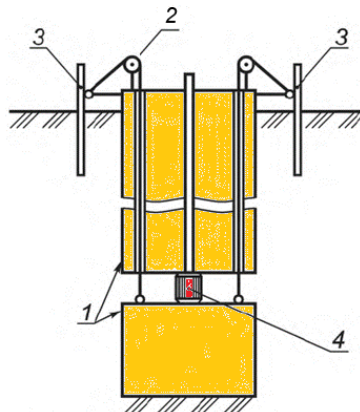


Рис. 4.3 – Схема випробування ґрунту палями []

1 - випробувана палець; 2 – прогиноміри; 3 - реперна система

Усі конструкції випробувальних установок мають бути спроектовані з розрахунком на навантаження, яке перевищує максимально передбачене випробувальною програмою на 20%.

Система для навантаження паль повинна забезпечувати співвісну та центральну передачу сил на палю, а також можливість ступінчастого регулювання навантаження з дотриманням постійної величини тиску на кожному етапі.

За використання установок, у яких домкрат впирається у вантажну платформу, маса кожного елемента вантажу, включно з масою самої платформи, має бути попередньо визначена та позначена стійким маркуванням.

З метою уникнення передчасного передавання навантаження на випробувану палю до встановлення вимірювальних приладів вантажна платформа повинна монтуватися на спеціальні опори.

Глибина занурення анкерних паль мусить відповідати глибині занурення випробуваної палі й не перевищувати її. Відстань між віссю натурної палі, що піддається випробуванням, та анкерною палію або найближчою опорою вантажної платформи, а також до опор реперної установки повинна становити не менше п'яти найбільших розмірів поперечного перерізу палі (з діаметром до 800 мм), але щонайменше 2 м. У разі проведення контрольних випробувань ця відстань має бути не меншою за три діаметри палі ($3d$), але не менше 1,5 м, де d — це діаметр або максимальна сторона поперечного перерізу палі. Для еталонних паль або паль-зондів ця відстань не повинна бути меншою за 1 м.

Для паль із діаметром понад 800 мм, а також для гвинтових паль допустимо зменшити відстань між випробуваною та анкерною палями у світлі до подвійного діаметра ($2d$).

Максимально допустимий прогин інвентарної конструкції, яка виконує функцію упору для домкрата, має не перевищувати 0,004 від її розрахункового прольоту. Прилади вимірювання деформації (переміщень) паль при їх статичних випробуваннях (індикатори, прогиноміри, прилади автоматичного запису статичних деформацій іт. п.) мають забезпечувати похибка вимірів трохи більше 0,1 мм. Число приладів, що встановлюються симетрично на рівних (не більш ніж 2 м) відстанях від палі, що випробовується, повинно бути не менше двох.

Переміщення палі визначають як середньоарифметичне значення всіх показань приладів.

Для використання прогиномірів застосовують сталевий дріт діаметром 0,3 мм. Перед початком випробувань дріт необхідно піддати попередньому навантаженню протягом двох діб за допомогою вантажу масою 4 кг. У ході випробувань маса вантажу на дроті повинна становити від 1 до 1,5 кг.

Діапазони вимірювань і ціна поділу манометрів та динамометрів, що застосовуються для визначення навантаження на палю під час випробувань, обираються залежно від найбільшого навантаження, передбаченого програмою випробувань, із запасом щонайменше 20%.

Прилади, які використовуються для вимірювання переміщень палі і навантажень, мають бути відкаліброваними та перевіреними на відповідність паспортним характеристикам. Випробування ґрунтів статичними вдавлюючими навантаженнями.

Загальні вимоги.

Випробування ґрунтів за допомогою забивної палі слід розпочинати після періоду її стабілізації. Для палі, які занурені іншими способами, час початку випробувань визначається програмою досліджень, однак не раніше ніж через добу після їх занурення.

У випадку тестування бурових (буронабивних, буроін'єкційних та інших) і набивних палі, випробування проводять лише після досягнення бетоном у тілі палі щонайменше 80% проти проєктної міцності.

Проведення випробувань ґрунтів за допомогою статичних вдавлюючих навантажень:

1. Навантаження палі, що підлягає випробуванню (натурної, еталонної чи палі-зонда), потрібно здійснювати рівномірно, без застосування ударів, поступово, із кроками навантаження. Значення цих кроків встановлюється програмою випробувань, але не повинно перевищувати 1/10 максимального навантаження, зазначеного в програмі. У разі занурення нижнього кінця натуральних

паль у великоуламкові ґрунти, граніти, щільні піски чи глини твердої консистенції дозволяється для перших трьох кроків приймати навантаження рівними $1/5$ від максимально допустимого значення.

2. На кожному ступені навантаження натурної палі знімають відліки по всіх приладах для вимірювання деформацій у такій послідовності: нульовий відлік - перед навантаженням палі, перший відлік — відразу після застосування навантаження, потім послідовно три відліки з інтервалом 30 хв і далі через кожну годину до умовної стабілізації деформації (загасання переміщення).

Розбіжності у показаннях приладів не повинні перевищувати наступних значень:

50% - при осіданнях менше 1 мм;

30% - при осіданнях від 1 до 5 мм;

20% - при осіданнях більше 5 мм.

3. У якості критерію умовної стабілізації деформації при випробуванні природної палі застосовується величина її осадки на визначеному етапі навантаження. Зокрема, для ґрунтів, що залягають під нижнім кінцем палі, критерій встановлюється наступним чином: якщо це піщані або глинисті ґрунти з твердої до тугопластичної консистенції, осадка не повинна перевищувати 0,1 мм протягом останніх 60 хвилин спостережень. У випадках, коли під нижнім кінцем палі розташовано глинисті ґрунти м'якопластичної або текучої консистенції, критерій стабілізації визначається за періодом спостереження у 2 години.

4. Навантаження при випробуванні натурною палею повинно бути доведене до значення, при якому загальне осідання палі становить не менше 40 мм.

За умов незначних осідань, тривалість витримки палі під навантаженням на останньому етапі випробувань, навіть при досягненні прийнятої умовної стабілізації, повинна становити не менше ніж 5 годин, якщо у програмі випробувань не зазначено інший термін стабілізації. У разі заглиблення нижнього кінця палі в ґрунти твердої консистенції навантаження має бути доведено до

величини, передбаченої програмою випробувань, проте не менш ніж 1,5-кратного значення несучої здатності палі, визначеного розрахунками, і не більше за розрахунковий опір стовбура палі відповідно до його матеріалу.

5. Розвантаження натурної палі, еталонної палі або палі-зонда здійснюється після досягнення максимального навантаження, виконуючи його ступенями, які дорівнюють подвоєному значенню ступенів навантаження. Кожен ступінь розвантаження повинен витримуватись не менше 15 хвилин.

Вимірювання деформацій проводяться зняттям показів приладів одразу після завершення кожного ступеня розвантаження, а також через 15 хвилин спостережень.

Після завершення повного розвантаження палі до нульового навантаження необхідно здійснювати спостереження за її пружними переміщеннями протягом 30 хвилин, якщо під нижнім кінцем палі залягають піщані ґрунти, або протягом 60 хвилин у випадку глинистих ґрунтів. Вимірювання здійснюються зі зняттям показів кожні 15 хвилин..

6. У процесі випробування ведуть журнал, в який записують відліки навантажень та переміщень.

7. Обробка результатів. Результати випробування ґрунтів палями оформляють у вигляді графіків залежності деформації (осідання, переміщення) палі або окремих її елементів (нижнього кінця та стовбура) від навантаження та вимірювання деформації у часі за ступенями навантаження.

Масштаб графіків при випробуванні натурною палею статичного вдавлюючого навантаження приймають:

- по вертикалі - 1 см, рівний 1 мм осідання палі;
- по горизонталі - 1 см, що дорівнює 50 кН навантаження; 1 мм, що дорівнює 10 хв витримки навантаження.

Значення граничного опору палі по ґрунту за результатами польових випробувань ґрунтів палями визначають відповідно до норм проектування палевих фундаментів.

Висновок

В технічному розділі розглянуто виробничий корпус машинобудівного заводу розташована в смт. Квасилів Рівненської обл., який планується перепрофілювати на випуск іншої продукції, що буде вимагати встановлення більш потужних мостових кранів, тому необхідно перевірити несучу здатність експлуатованих паливових фундаментів.

Розглянуто архітектурно-будівельні рішення, основи та фундаменти.

5 ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

В даному розділі виконуємо економічне порівняння визначення несучої здатності паль .

Для порівняння розглядаємо два варіанти.

1 варіант – Випробування згідно ДСТУ Б В.2.1-1-95 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Метод польових випробувань палями.

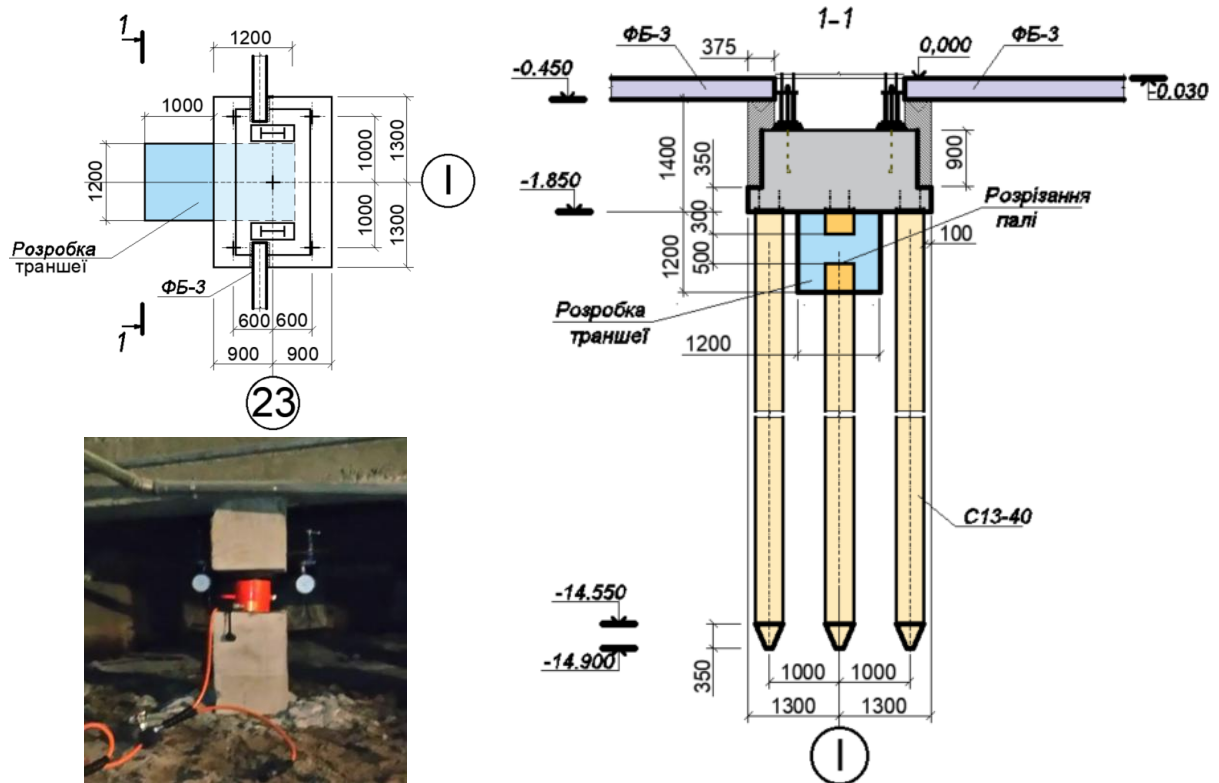


Рис. 5.1 – Розрахункова схема 1 варіант

Таблиця 5.1 – Перелік і об'єми робіт

№ п/п	Назва	Один. ви- мір.	Об'єм
1	Демонтаж бетонної підлоги 1,2×1,0×0,3	м³	0,36
2	Розробка траншеї вручну (1,2×1,0×1,4) + (1,2×1,2×2,2)	м³	4,85
3	Розрізання палі з бетону С25/30 перетином 0,4×0,4 м алмазним диском	м.п.	3,2
4	Випробування палі	шт	1
5	Бетонування палі після випробування	м³	0,08
6	Зворотна засипка траншеї	м³	4,85

2 варіант – Випробування шляхом вилучення з ростверку бетонної вкладки над випробуваною палею.

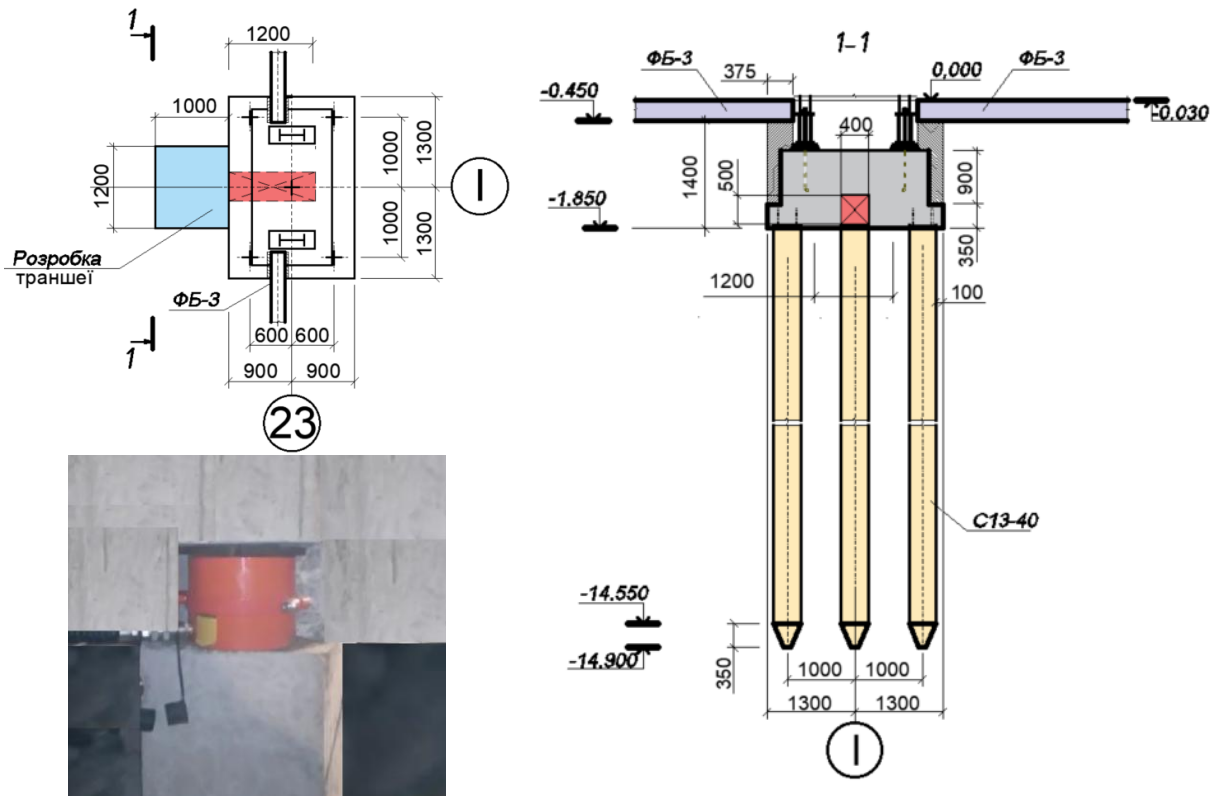


Рис. 5.2 – Розрахункова схема 2 варіант

Таблиця 5.2 – Перелік і об'єми робіт

№ п/п	Назва	Один. вимір.	Об'єм
1	Демонтаж бетонної підлоги 1,2×1,0×0,3	м³	0,36
2	Розробка траншеї вручну 1,2×1,0×1,4	м³	1,68
3	Вилучення з ростверку бетонної вкладки над випробуваною па- лею	шт	1
4	Випробування палі	шт	1
5	Встановлення вкладки в рост- верк	шт	1
6	Зворотна засипка траншеї	м³	1,68

Для визначення кошторисної вартості розробляємо локальні кошториси за допомогою програмного комплексу Будівельні технології (табл.5.3, табл. 5.4)

Вони розроблялися на основі: ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи; кошторисних цін на матеріали, вироби та конструкції, загально виробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників додатка Настанови.

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 загально-виробничих витрат.

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.

Таблиця 5.3 Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 1

на

варіант 1.

(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА: креслення(специфікації)№	Кошторисна вартість	4.280 тис. грн.
	Кошторисна трудомісткість	0.03542 тис. люд.-год
	Кошторисна заробітна плата	2.434 тис. грн.
	Середній розряд робіт	2.3 розряд

Складений в поточних цінах станом на 1 грудня 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця ви-міру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих об-слугову-ванням машин	
					Всього	експлуа-тації машин	Всього	заробітної плати	експлуа-тації машин	тих, що обслуговують ма-шини	
					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	КР7-2-8	Розбирання цементних покриттів підлог	100 м2 пок-риття	0.012	4642.98	1287.95	56	40	16	50.8800	0.61
					3355.03	321.64			4	4.3986	0.05
2	КБ1-164-2	Розробка ґрунту вручну в траншеях гли-биною до 2 м без кріплень з укосами, група ґрунтів 2	100м3 ґрунту	0.0485	15370.28	-	745	745	-	261.8000	12.70
					15370.28	-			-	-	-
3	КР2-1-3	Розрізання палі з бетону С25/30 перети-ном 0,4*0,4 м алмазним диском	1 м3 конс-трукції	0.512	2440.38	1866.70	1249	294	955	8.7000	4.45
					573.68	476.63			244	6.5276	3.34
4	КБ7-55-7	Випробування палі	100 шт збір-них констру-кцій	0.01	30333.79	7039.48	303	179	70	208.8000	2.09
					17902.51	1818.67			18	24.4295	0.24

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	КБ6-1-1	Бетонування палі після випробування	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	0.0008	279011.09	2329.72	223	8	2	150.7000	0.12
					9492.59	890.07			1	10.6641	0.01
6	КБ1-166-2	Засипка вручну траншей, пазух котлованів і ям, група ґрунтів 2	100м3 ґрунту	0.0485	9554.18	-	463	463	-	165.2400	8.01
					9554.18	-			-	-	-
Разом прямих витрат по кошторису							3039	1729	1043		27.98
									267		3.64
Разом прямі витрати							грн.	3039			
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів і комплектів							грн.	267			
вартість ЕММ							грн.	1043			
в т.ч. заробітна плата в ЕММ							грн.	267			
заробітна плата робітників							грн.	1729			
всього заробітна плата							грн.	1996			
Загальновиробничі витрати							грн.	1241			
трудомісткість в загальновиробничих витратах							люд-г		3.80		
заробітна плата в загальновиробничих витратах							грн.	438			
Всього по кошторису							грн.	4280			
Кошторисна трудомісткість							люд-г		35.42		
Кошторисна заробітна плата							грн.	2434			

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Керівник проєктної організації

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

(найменування об'єкта будівництва)

Таблица 5.4 Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 2

на

варіант 2.

(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА:
креслення(специфікації)№

Кошторисна вартість
Кошторисна трудомісткість
Кошторисна заробітна плата
Середній розряд робіт

3.012 тис. грн.
0.03077 тис. люд.-год
2.180 тис. грн.
2.9 розряд

Складений в поточних цінах станом на 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця ви-міру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих об-слугову-ванням машин	
					Всього	експлуа-тації машин	Всього	заробітної плати	експлуа-тації машин	тих, що обслуговують ма-шини	
					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	КР7-2-8	Розбирання цементних покриттів підлог	100 м2 пок-риття	0.012	4642.98	1287.95	56	40	16	50.8800	0.61
					3355.03	321.64			4	4.3986	0.05
2	КБ1-164-2	Розробка ґрунту вручну в траншеях гли-биною до 2 м без кріплень з укосами, група ґрунтів 2	100м3 ґрунту	0.0168	15370.28	-	258	258	-	261.8000	4.40
					15370.28	-			-	-	-
3	КР2-2-1	Вилучення з ростверку бетонної вкладки над випробуваною палею	1 шт	1.0	570.38	-	570	570	-	8.6500	8.65
					570.38	-			-	-	-
4	КБ7-55-7	Випробування палі	100 шт збір-них констру-кцій	0.01	30333.79	7039.48	303	179	70	208.8000	2.09
					17902.51	1818.67			18	24.4295	0.24
5	КР2-2-1	Встановлення вкладки в ростверк	1 шт	1.0	570.38	-	570	570	-	8.6500	8.65
					570.38	-			-	-	-
6	КБ1-166-2	Засипка вручну траншей, пазух котлованів і ям, група ґрунтів 2	100м3 ґрунту	0.0168	9554.18	-	161	161	-	165.2400	2.78
					9554.18	-			-	-	-

Будівельні Технології: Кошторис 5.4 Онлайн

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Разом прямих витрат по кошторису					1918	1778	86		27.18
									22		0.29
		Разом прямі витрати				грн.	1918				
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	54				
		вартість ЕММ				грн.	86				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		22			
		заробітна плата робітників				грн.		1778			
		всього заробітна плата				грн.		1800			
		Загальновиробничі витрати				грн.	1094				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г					3.30
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		380			
		Всього по кошторису				грн.	3012				
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					30.77
		Кошторисна заробітна плата				грн.		2180			

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Перевірив

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Керівник проектної організації

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Для виконання порівняння зводимо усі підраховані показники в таблицю 5.5.

Таблиця 5.5 - Порівняння варіантів

Показники	Варіант 1	Варіант 2
Прямі витрати, тис. грн.	3,039	1,918
Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	0,03542	0,03077
Кошторисна заробітна плата, грн.	2434	2180
Усього за кошторисом, тис. грн.	4,28	3,012

Висновок

В даному розділі виконано техніко-економічне порівняння різних варіантів випробування фундаментів.

Для двох варіантів розроблені локальний кошторис за допомогою програмного комплексу Будівельні технології. В кошторисних документах визначена кошторисна вартість виконання робіт, з урахуванням заробітної плати, вартості матеріалів, вартості експлуатації машин та трудовитрат. Усі загальні витрати зведені в порівняльну таблицю.

Порівнюючи кожний варіант із таблиць 5.5 ми бачимо, що найбільш економічним є 2 варіант шляхом вилучення з ростверку бетонної вкладки над випробуваною палею, варіант розроблений в магістерській роботі.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Аналіз літературних джерел показав необхідність проведення теоретичних і експериментальних досліджень процесу визначення несучої здатності паль експлуатованих пальових фундаментів, розробки пропозицій по створенню нових технологій.

2. На базі лабораторії кафедри БМГА ВНТУ із застосуванням виготовленого стенду були проведені модельні випробування по визначенню несучої здатності паль. Проведені лабораторні дослідження дозволили запропонувати нові технологічні та конструктивні рішення випробування паль.

3. Розроблено новий спосіб визначення несучої здатності паль на прикладі одноповерхової промислової будівлі в смт. Квасилів Рівненської області..

4. Розраховано економічну ефективність науково-технічної розробки.

5. Матеріали магістерської роботи рекомендується для використання в практиці будівництва та в навчальному процесі при підготовці студентів будівельників по дисципліні «Реконструкція будівель та споруд».

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. A.S. Vesic, A study of bearing capacity of deep foundations, Final Report, School of Civil Engg., Georgia Inst. Tech., Atlanta, U.S.A, 1967.
2. A. Kezdi, Foundation Engineering Handbook, Pile Foundations, Edited by H.F. Winterkorn and H.Y. Fang, Van Nostrand, New York, 1975.
3. K. Terzaghi, Theoretical soil mechanics, John Wiley and Sons, New York, 1943.
4. G.G. Meyerhof, The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique, Vol 2 (1951), pp 301-332.
5. A.W. Skempton, A.S. Yassin and R.E. Gibson, Theorie de la force portante des pieux, Annales de L'Institute Technique Du Batiment Et Des Travaux Publics, Vol. 6, Nos. 63-64, 1953, pp. 285-290.
6. V.G. Berezantsev, et al., Load bearing capacity and deformation of piled foundations, Proceedings of the 5th International Conference, ISSMFE, Paris, Vol. 2, 1961, pp. 11–12.
7. A.S. Vesic, Bearing capacity of deep foundations in sand, Highway Research Record, No. 39, Highway Research Board, Washington D. C., 1963.
8. Bekbasarov, I.I., Isakov, G.I. & Amanbai, A. (2014) Assessment of the influence of the parameters of piles and stamps on their immersion and bearing capacity of foundation structures publishing house. "Taraz University".
9. Lehane, B. M. Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile tests / B. M. Lehane, R. J. Jardine, A. J. Bond // Journal of geotechnical engineering. – 1993. – Vol. 119 (1). – P. 19–35.
10. Heerema, E. P. Predicting pile drivability : heather as an illustration of the «friction fatigue» theory / E. P. Heerema // Ground engineering. – 1980. – Vol. 13 (7). – P. 15–20.
11. Randolph, M. F. Analytical solution for the consolidation around a driven pile / M. F. Randolph, C. P. Wroth // International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. – 1979. – Vol. 3 (3). – P. 217–229.
12. Tomlinson, M. J. Foundation design and construction / M. J. Tomlinson. R. Boorman. – England : Addison–Wesley Longman Ltd, 2001. – 584 p.

13. Bond, A. J. Effects of installing displacement piles in a high OCR clay // A. J. Bond, R. J. Jardine // *Geotechnique*. – 1991. – Vol. 41 (3). – P. 341–363.
14. Soderberg, L. O. Consolidation theory applied to foundation pile time effects / L. O. Soderberg // *Geotechnique*. – 1962. – Vol. 12 (3). – P. 217–225.
15. Karlsrud, K. Prediction of load–displacement behavior and capacity of axially loaded piles in clay based on analyses and interpretation of pile load test results : thesis for the degree of doctor / K. Karlsrud; Norwegian University of Science and Technology. – Trondheim, Norway, 2012. – 312 p.
16. Skempton, A. W. The sensitivity of clays / A. W. Skempton, R. D. Northey // *Geotechnique*. – 1952. – Vol. 3 (1). – P. 30–53.
17. Andersen, K. H. Shear strength along outside wall of suction anchors in clay after installation / K. H. Andersen, H. P. Jostad // *Proc. of the 12th International offshore and polar engineering conference (ISOPE)*. – 2002. – P. 785–794.
18. CPTU correlations for clays / K. Karlsrud [et al.] // *Proc. Intern. conf. on soil mech. found. engineering – Osaka, 2005*. – Vol. 2. – P. 683–702.
19. Jensen, J. The influence of time on bearing capacity of driven piles / J. Jensen, A. Augustesen, C. Sorensen // *Proc. of the 14th Nordic Geotechnical Meeting*. – 2004. – Vol. 1. – P. 103–111.
20. Titi, H. H. Numerical procedure for predicting pile capacity–setup–freeze / H. H. Titi, G. W. Wathugala // *Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board*. – 1999. – Vol. 1663 (1). – P. 25–32.
21. Augustesen, A., Andersen, L., and Sørensen, C.S. (2005c), Time Function for Driven Piles in Clay, Available from the Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark, Internal report, ISSN: 1398-6465 R0501.
22. Bullock, P.J., Schmertmann, J.H., McVay, M.C., and Townsend, F.C. (2005a), Side shear setup. I: Test piles driven in Florida. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(3), pp.292-300.
23. Bullock, P.J., Schmertmann, J.H., McVay, M.C., and Townsend, F.C. (2005b), Side shear setup. II: Results from Florida test piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(3), pp.301-310.

24. Long, J.M., Kerrigan, J.A. and Wysockey, M.H. (1999), Measured time effects for axial capacity of driven piling, Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board, No.1663, pp.8-15.
25. Augustesen, A., Andersen, L., and Sørensen, C.S. (2005b), Capacity of Piles in Sand, Available from the Department of Civil Engineering, Aalborg University, Denmark, Internal report, ISSN: 1398-6465 R0519.
26. Jardine, R.J., Standing, J.R., and Chow, F.C. (2006), Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand, Geotechnique, 56(4), pp.227-244.
27. ДСТУ Б В.2.1-1-95. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Метод польових випробувань палями. [Чинний від 1996-04-01]. Вид. офіц. Київ: Держкоммістобудування України, 1995. 61 с.
28. ДСТУ Б В.2.1-9-2016. Ґрунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням. [Чинний від 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ: ДП "УкрНДНЦ", 2017. 34 с.
29. Пристрій і методика випробування несучої здатності паль : патент US5608169A, м. кл. G01N3/10, опубл. 04.03.1997.
30. Метод і апаратура для випробування несучої здатності з використанням кільцевої комірки : патент WO2008077136A1, м. кл. G01M99/007, опубл. 26.06.2008.
31. Метод випробування навантаженням збірної палі : патент KR20130028026A, м. кл. E02D33/00, опубл. 11.05.2015.
32. ДБН В.1.2.-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 1. [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2006. 59 с.
33. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. [Чинний від 2022-09-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2022. 27 с.
34. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011.

127 с.

35. ДСТУ Б В.2.1.-1-95. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польових випробувань палями. [Чинний від 1996-01-01]. Вид. офіц. Київ: Держкоммістобудування України, 1995. 61 с.
36. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. [Чинний від 2017-06-01]. Вид. офіц. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. 39 с.
37. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. [Чинний від 2019-10-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2019. 185 с.
38. ДСТУ Б.В.2.5-25:2005. (ГОСТ 6942-98). Інженерне обладнання будинків і споруд. Зовнішні мережі та споруди. Труби чавунні каналізаційні і фасонні частини до них. Технічні умови. [Чинний від 2006-01-01]. Вид. офіц. Київ: Держбуд України, 2005. 26 с.
39. ДБН В.2.5-28-2018. Природне і штучне освітлення. [Чинний від 2019-03-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2019. 137 с.
40. ДСТУ Б В.2.1-27:2010. Основи та фундаменти споруд. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. [Чинний від 2010-12-12]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 11 с.
41. ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва [Чинний від 2014-08-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2014. 128 с.
42. Огірчук О.В., Попович М.М. «Визначення несучої здатності паль»

Міжнародна науково-технічна конференція «ІННОВАЦІЙНІ ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ (ІТБ-2024)» Електронний режим доступу: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2024/paper/viewFile/22537/18646> (дата звернення: 28.11. 2024).

43. ДБН В.1.2-14-2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ :

Мінрегіон України, 2018. 30 с. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів).

44. ДБН В.2.1-10-2018. Основи та фундаменти споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 42 с. (Державні будівельні норми України).

45. ДБН А.3.2-2-2009. ССБП. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. URL: https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/dbn_a322_2009/1-1-0-945 (дата звернення: 28.11. 2024).

46. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Попович М. М. Методичні вказівки до виконання магістерської кваліфікаційної роботи здобувачами спеціальності 192 "Будівництво та цивільна інженерія". Вінниця : ВНТУ, 2022. 55 с.

Додаток А

**ПРОТОКОЛ
ПЕРЕВІРКИ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ
НА НАЯВНІСТЬ ТЕКСТОВИХ ЗАПОЗИЧЕНЬ**

Назва роботи: Розробка нового способу визначення несучої здатності паль
 Тип роботи: Магістерська кваліфікаційна робота
 (Б/ДР, МКР)
 Підрозділ: кафедра БМГА, ФБЦЕІ
 (кафедра, факультет)
 Керівник: Попович М.М., доцент
 (прізвище, ініціали, посада)

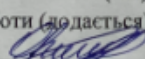
Показники звіту подібності

Turnitin	
Оригінальність, %	82
Загальна схожість, %	18

Аналіз звіту подібності (відмітити потрібне):

- ☒ Запозичення, виявлені у роботі, оформлені коректно і не містять ознак плагіату.
☐ 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.
☐ 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.

Заявляю, що ознайомлений (-на) з повним звітом подібності, який був згенерований Системою щодо роботи (додається)

Автор: 
 (прізвище)

Огірчук О.В.
 (прізвище, ініціали)

Опис прийнятого рішення

Перевірку на плагіат пройдено,
за досвідом МКР допущено

Особа, відповідальна за перевірку


 (підпис)

Блашук Н.В.
 (прізвище, ініціали)

Додаток Б. Графічна частина

Відомість графічної частини

№ Аркуша	Найменування	Примітки
1	Тема роботи	Плакат 1
2	Мета, задачі досліджень, об'єкт досліджень, предмет дослідження	Плакат 2
3	Поверхні руйнування ґрунту навколо основи палі	Плакат 3
4	Динамічні випробування паль. Статичні випробування паль	Плакат 4
5	Схеми привантажень при випробуваннях	Плакат 5
6	Статичне зондування	Плакат 6
7	Випробування інвентарних паль	Плакат 7
8	Методика і результати модельних досліджень	Плакат 8
9	Процес випробування пальового фундаменту	Плакат 9
10	Процес випробування палі в складі пальового фундаменту	Плакат 10
11	Способи визначення несучої здатності паль експлуатованого пальового фундаменту	Плакат 11
12	Спосіб визначення несучої здатності паль експлуатованого пальового фундаменту (заявка на патент)	Плакат 12
13	Технічна частина	Плакат 13
14	Технічна частина	Плакат 14
15	Технічна частина	Плакат 15
16	Технічна частина	Плакат 16
17	Порівняння варіантів випробувань	Плакат 17
18	Загальні висновки	Плакат 18

Магістерська кваліфікаційна робота

**РОЗРОБКА НОВОГО СПОСОБУ
ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ
ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ**

ст. гр. 1Б-23м Огірчук О. В.

Науковий керівник: к.т.н., доц. Попович М. М.

Мета магістерської кваліфікаційної роботи:

визначення несучої здатності забивних паль у фундаментах існуючих будівель шляхом розробки ефективного конструктивного та технологічного рішення

Задачі дослідження:

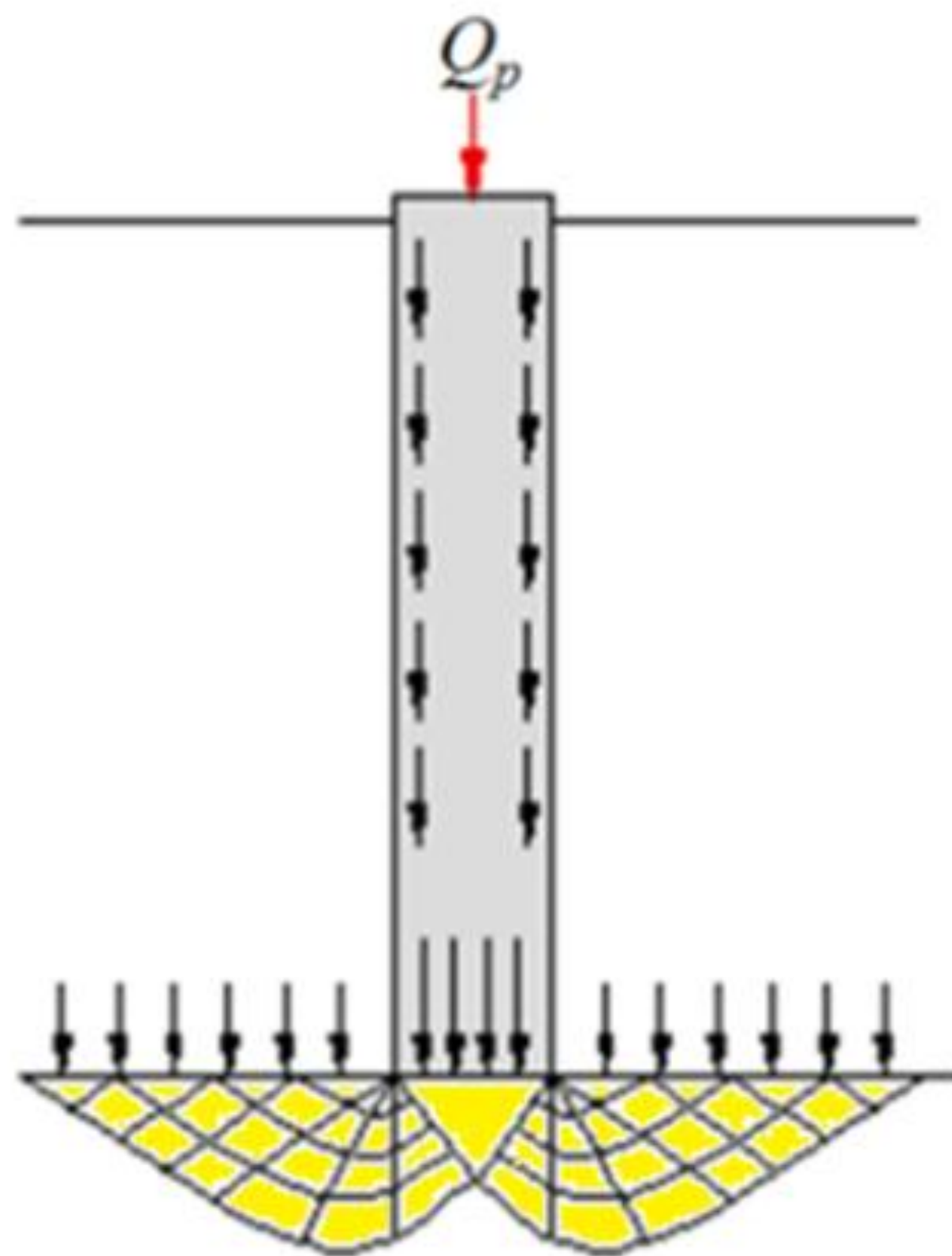
1. - проаналізувати наявні дослідження по визначенню несучої здатності паль в пальових фундаментах, виконати їх оцінку, визначити напрямки подальших досліджень;
2. - виконати випробування на статичне навантаження забивних паль у фундаментах існуючих будівель на моделях;
3. - удосконалити методику випробування забивних паль у фундаментах існуючих будівель

Об'єкт дослідження:

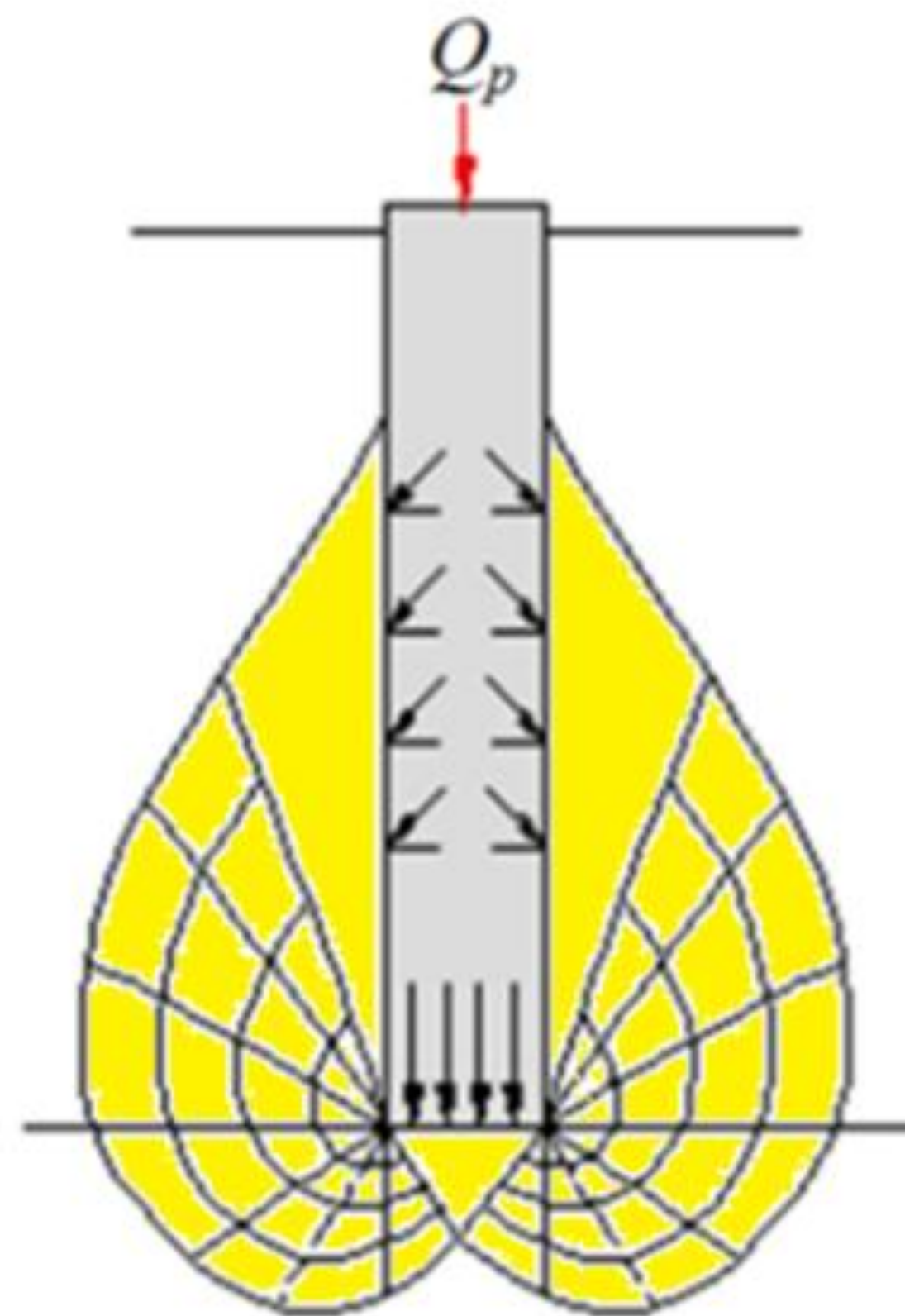
забивні залізобетонні призматичні палі у складі фундаментів існуючих будівель

Предмет дослідження: несуча здатність забивних залізобетонних паль, які влаштовані в піщаних ґрунтах і знаходяться під навантаженням протягом тривалого часу

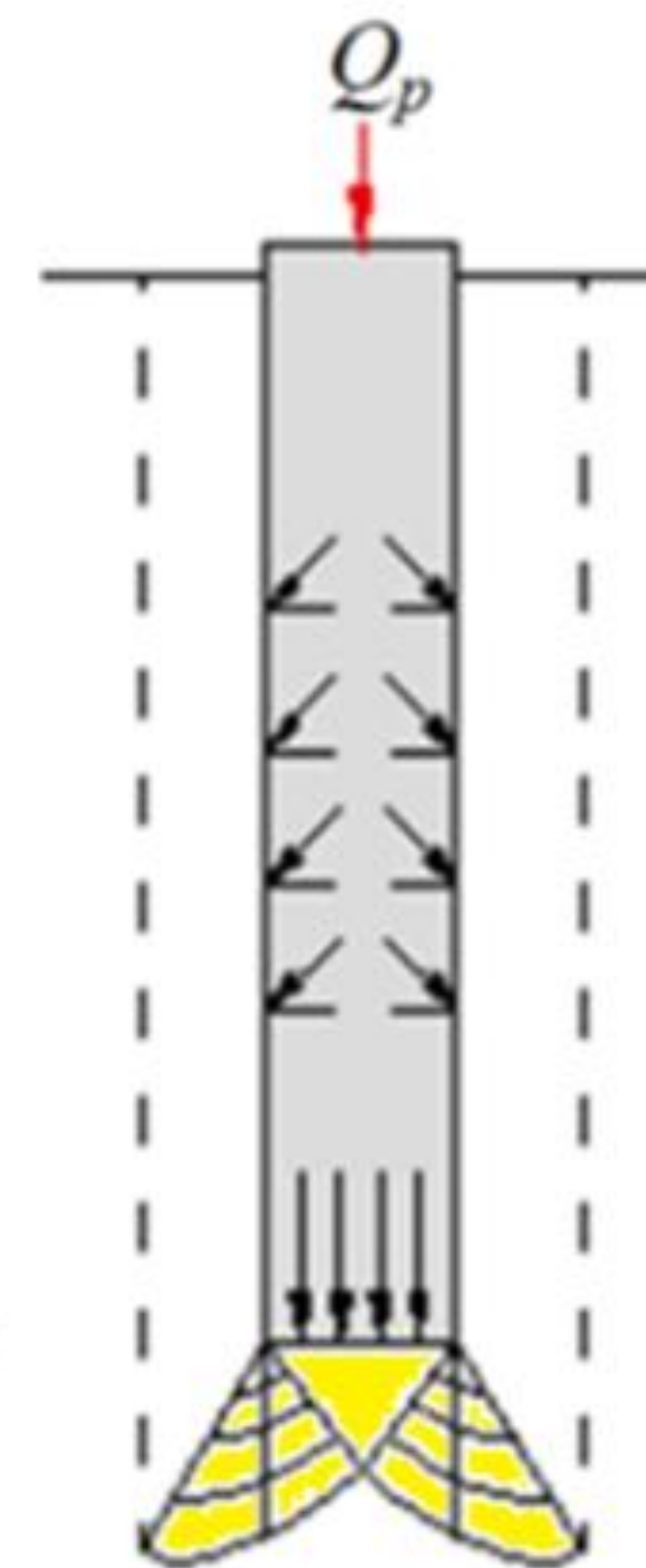
Поверхні руйнування ґрунту навколо основи палі



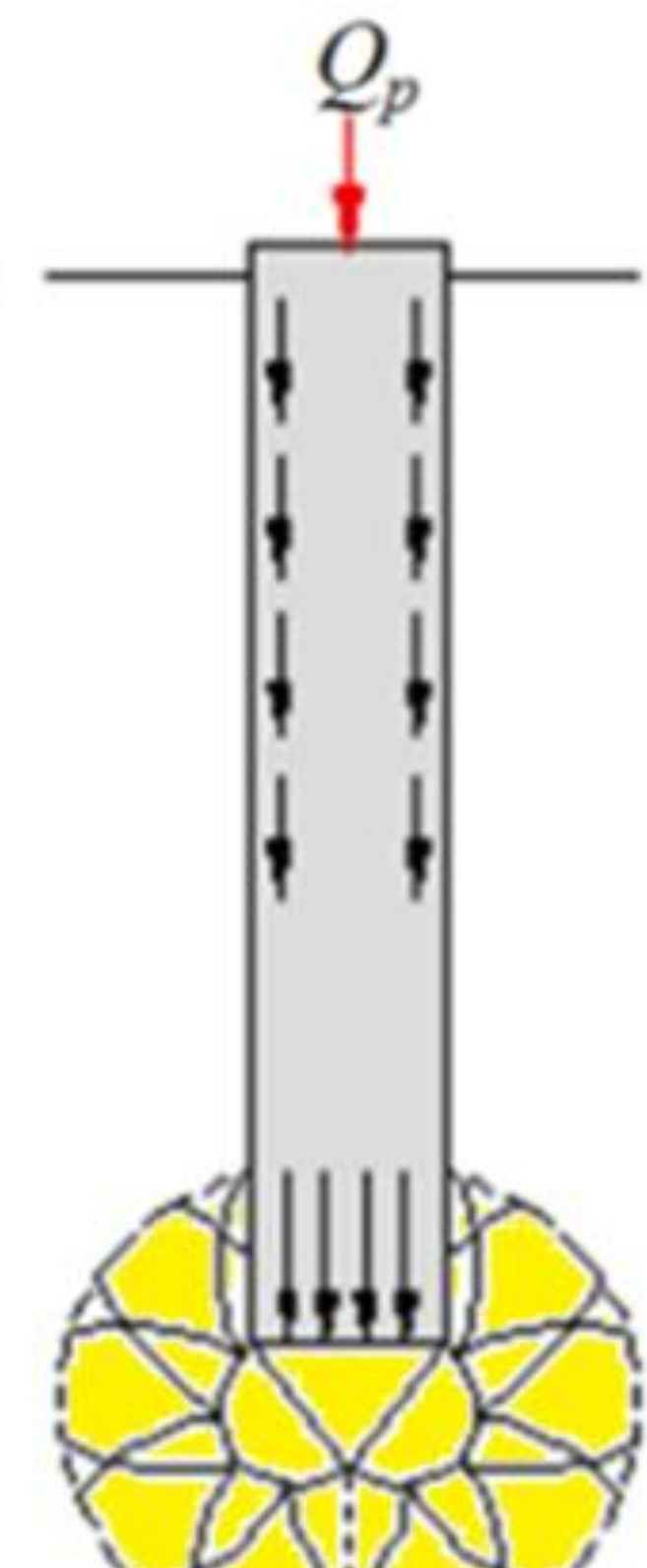
(a)
Terzaghi, Reissner,
Caquot, Buisman,
Prandtl.



(b)
DeBeer
Jáky
Meyerhof

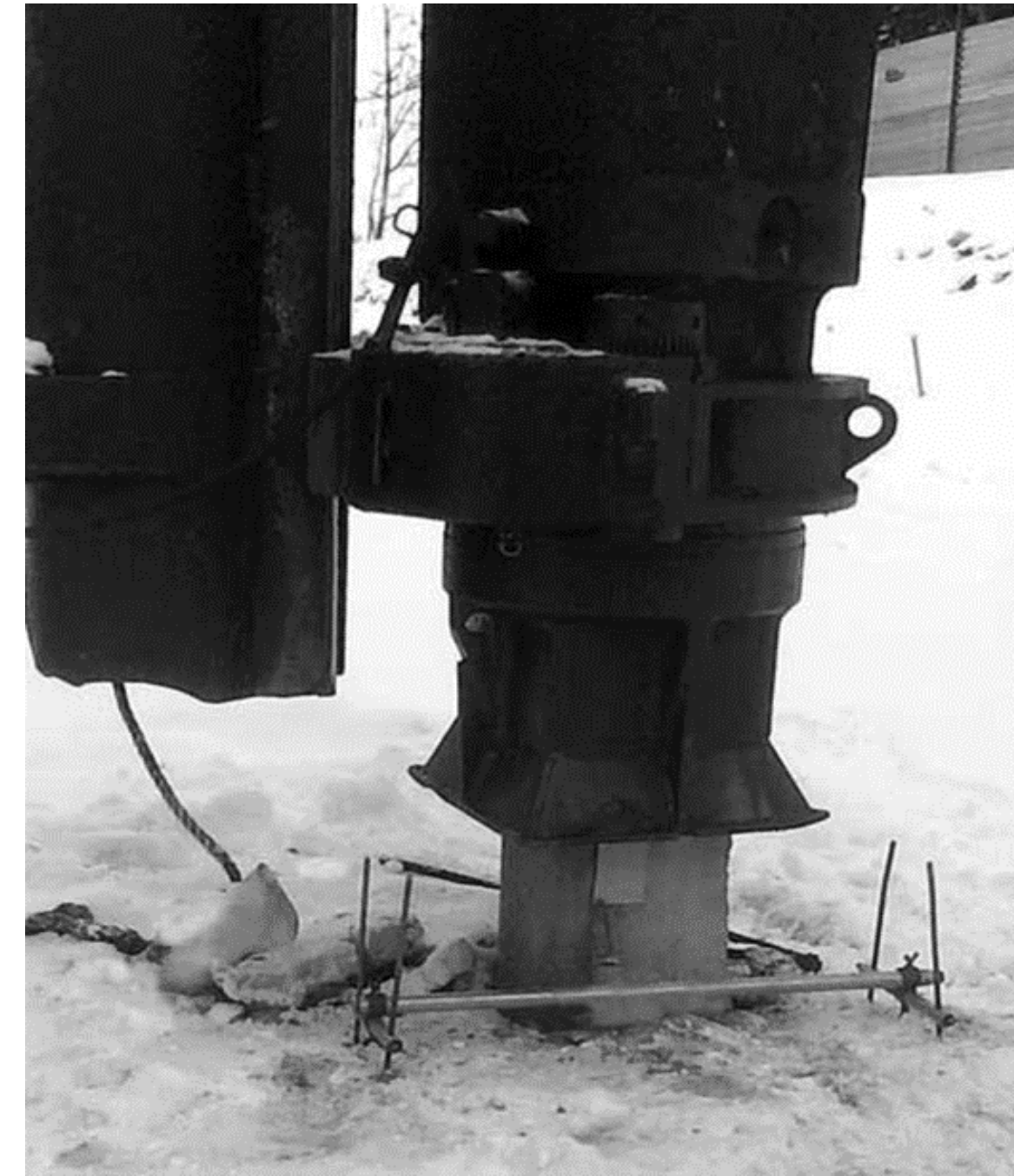


(c)
Berezantsev y
Yaroshenko,
Vesić



(d)
Bishop, Hill y Mott,
Skempton, Yassin
y Gibson

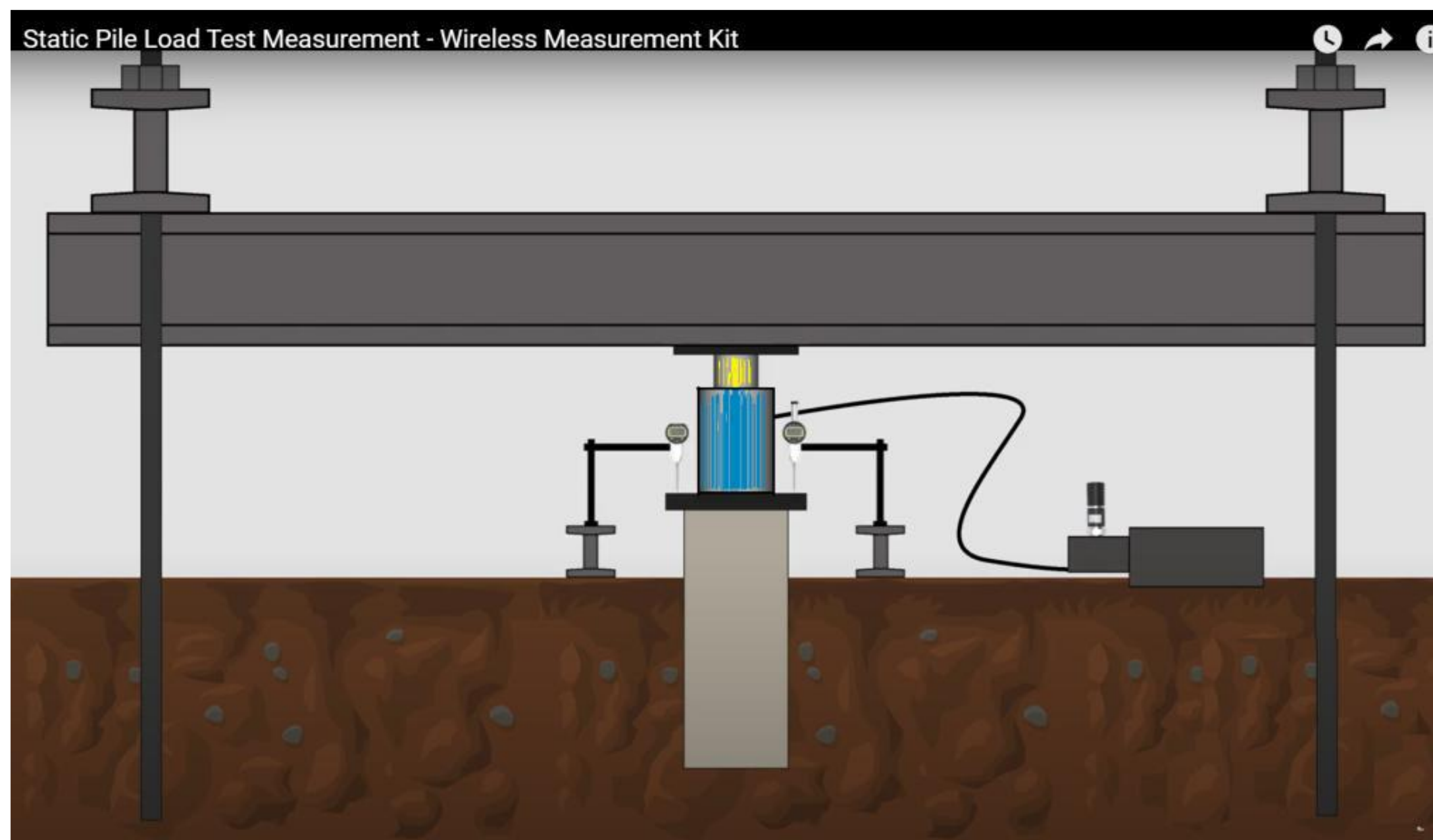
Динамічні випробування палів



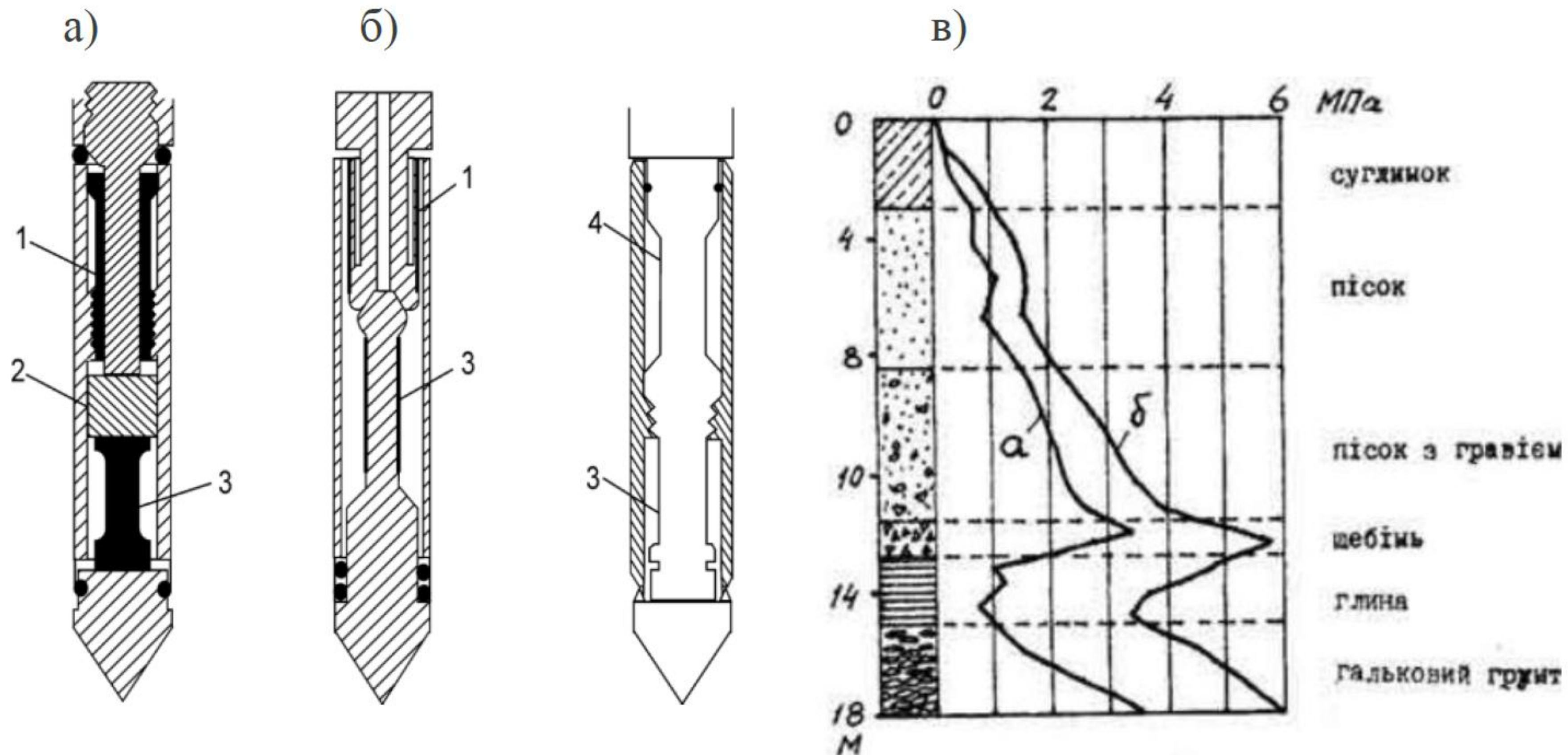
Статичні випробування палів



Схеми привантажень при випробуваннях



Статичне зондування



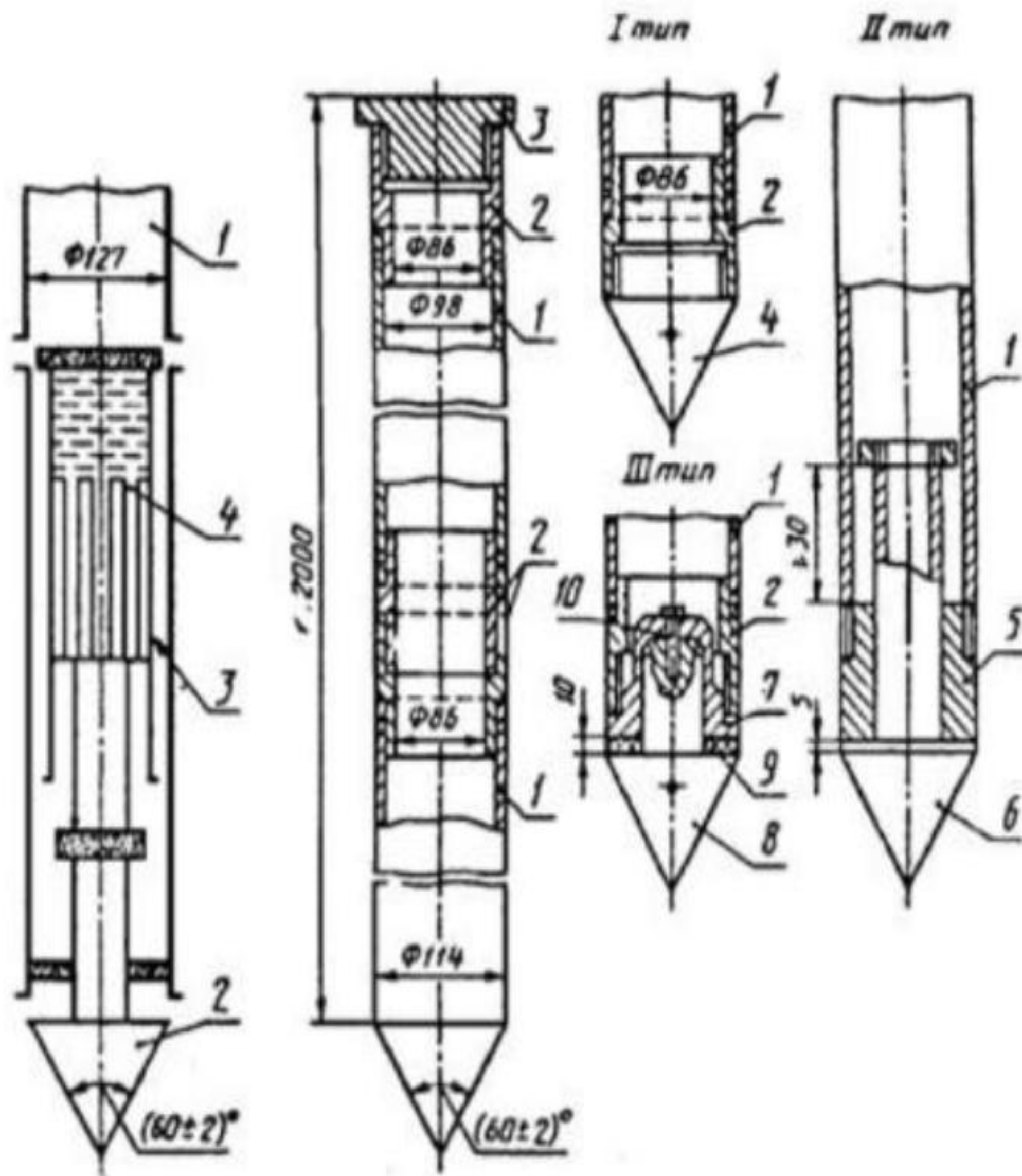
Типи зондів для випробування ґрунтів

а – датчики лобового опору (3) та тертя (1) працюють на стиск;

б - датчик лобового опору (3) працює на стиск, а тертя (1) на розтяг; в – два датчики сили, перший (3) вимірює лобовий опір, а другий (4) лобовий опір плюс тертя; в- графік статичного зондування

Випробування інвентарних паль

7



МЕТОДИКА І РЕЗУЛЬТАТИ МОДЕЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

8



Ґрунтовий лоток з ущільненням піском



Моделі паль та ростверка



Конструкція силового механізму



Підготовка моделей пальового фундаменту

Процес випробування пальового фундаменту 9

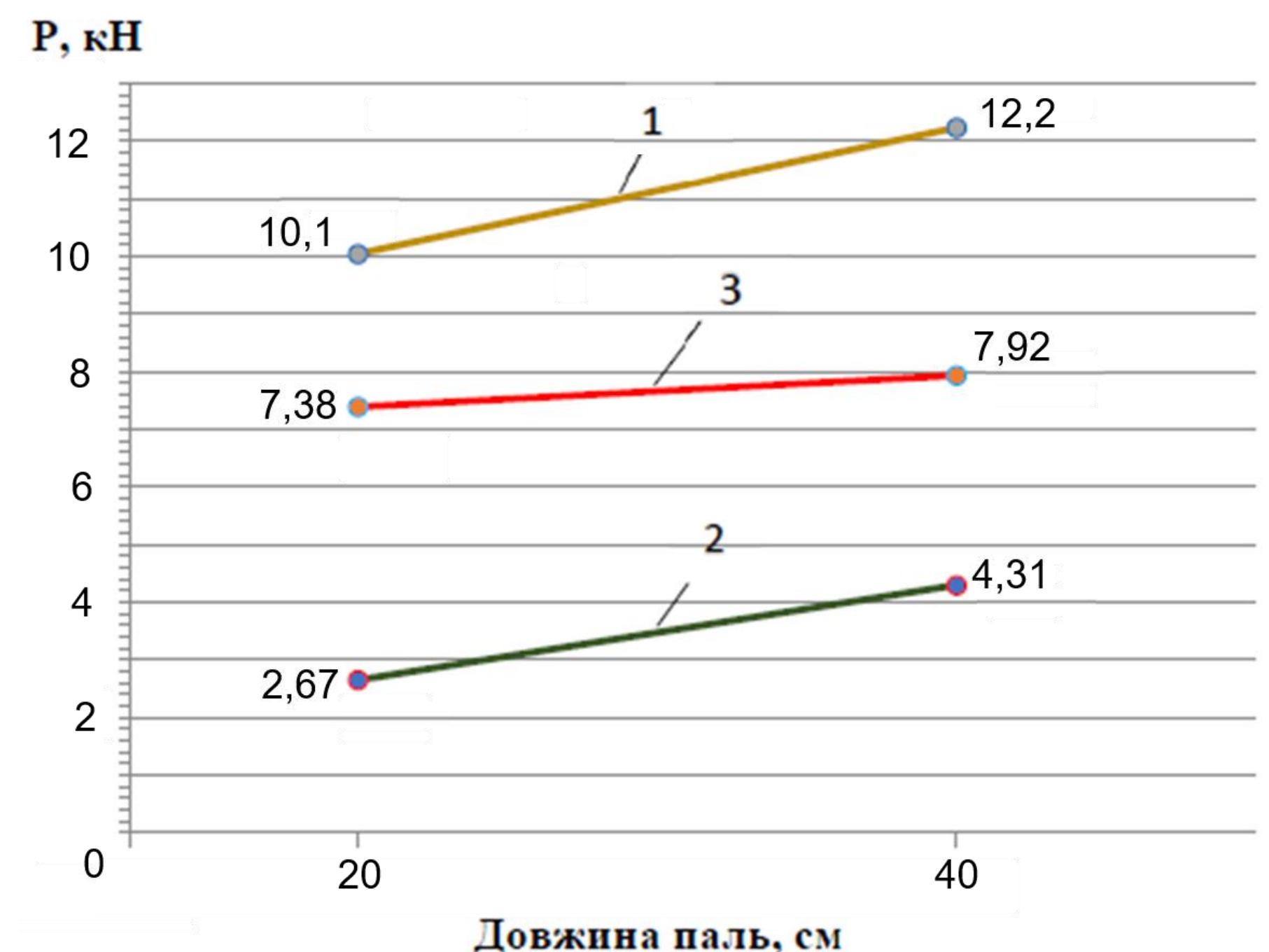
Випробування паль
без впливу ростверка

Випробування пальового фундаменту з
врахуванням впливу ростверка



Графік залежності несучої здатності фундаменту
в залежності від довжини паль при кроці паль $3d$

- 1 – несуча здатність фундаменту в цілому;
- 2 – несуча здатність паль;
- 3 – несуча здатність ростверка.

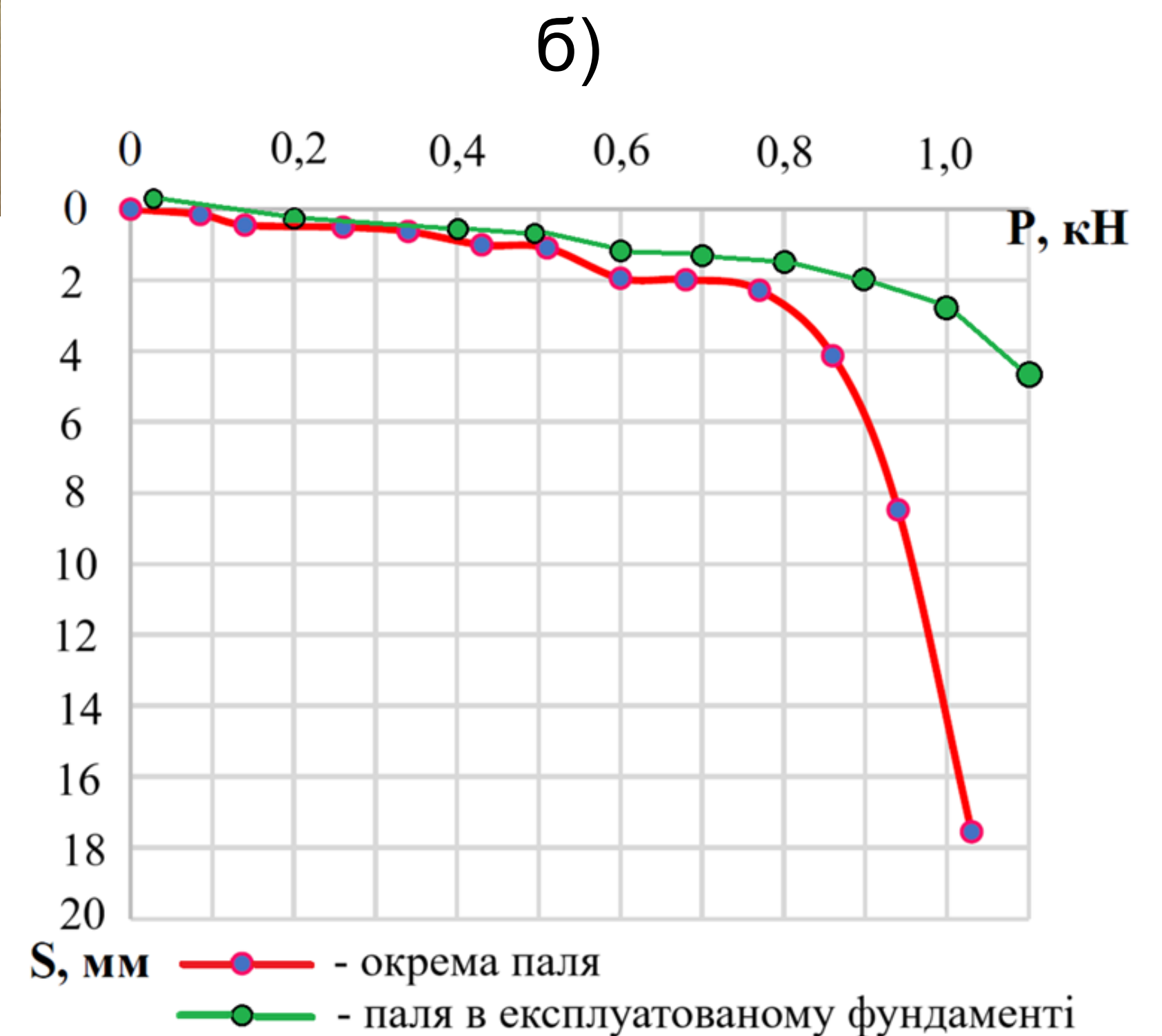
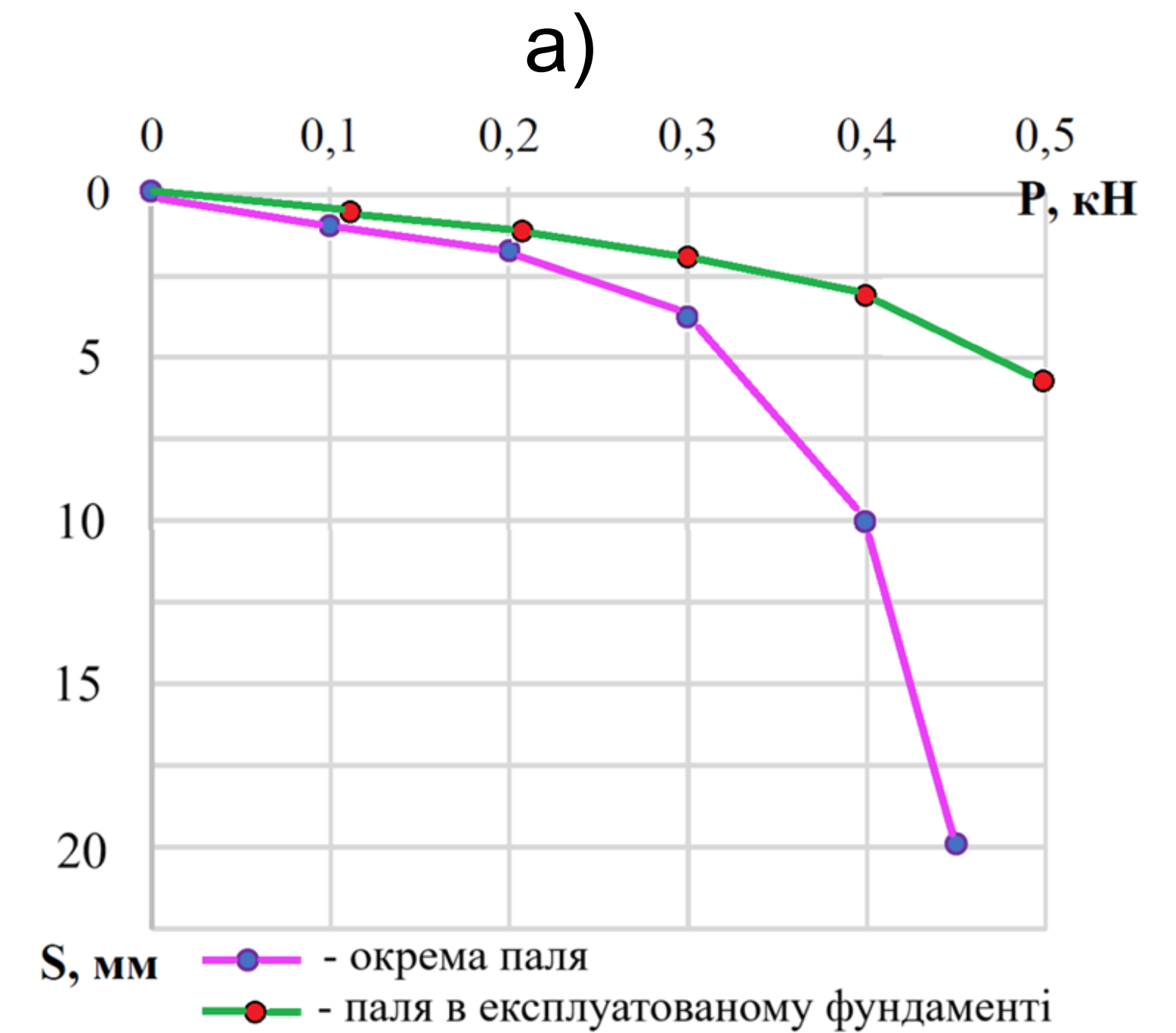


Процес випробування палі в складі пального фундаменту

10

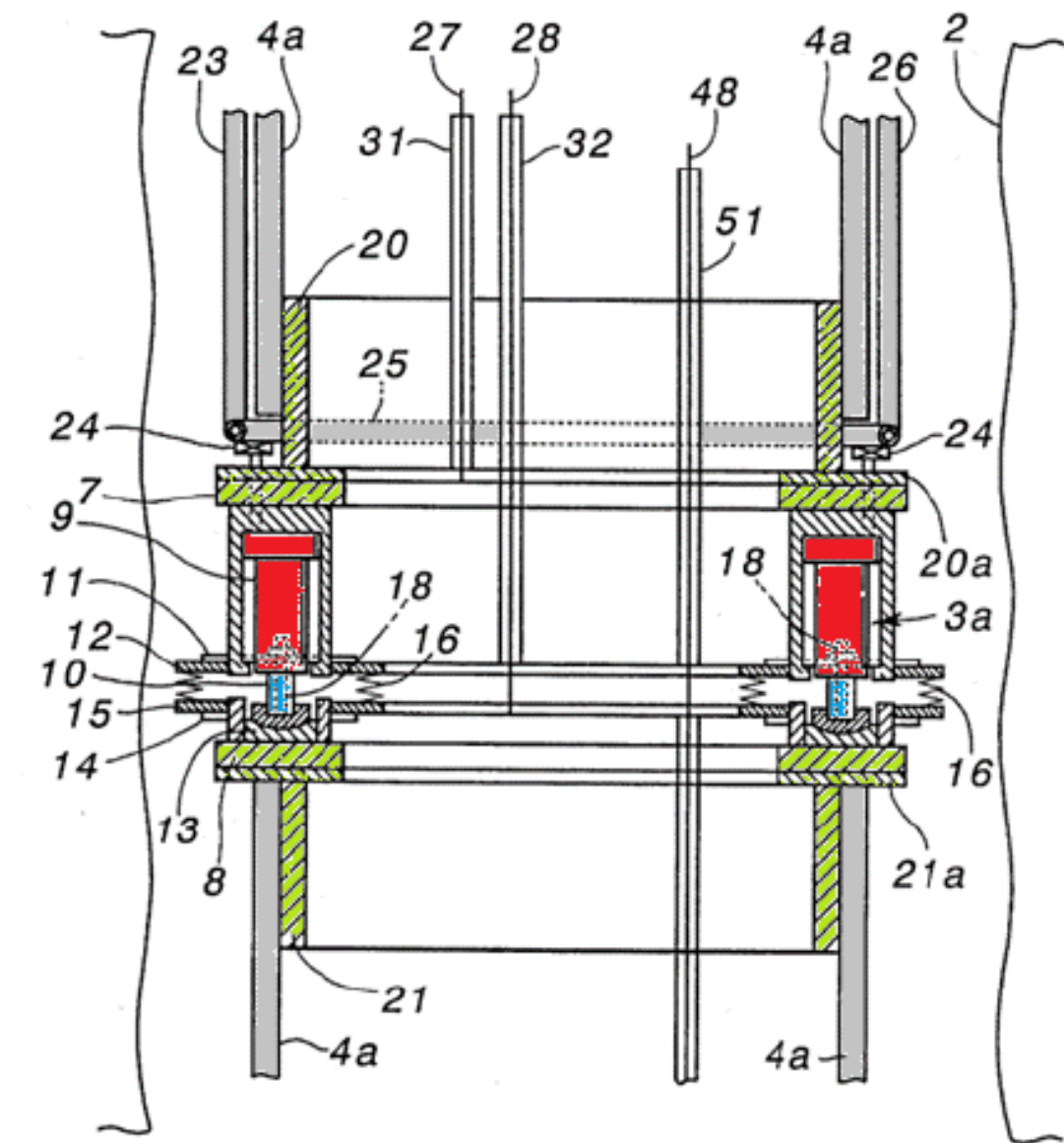
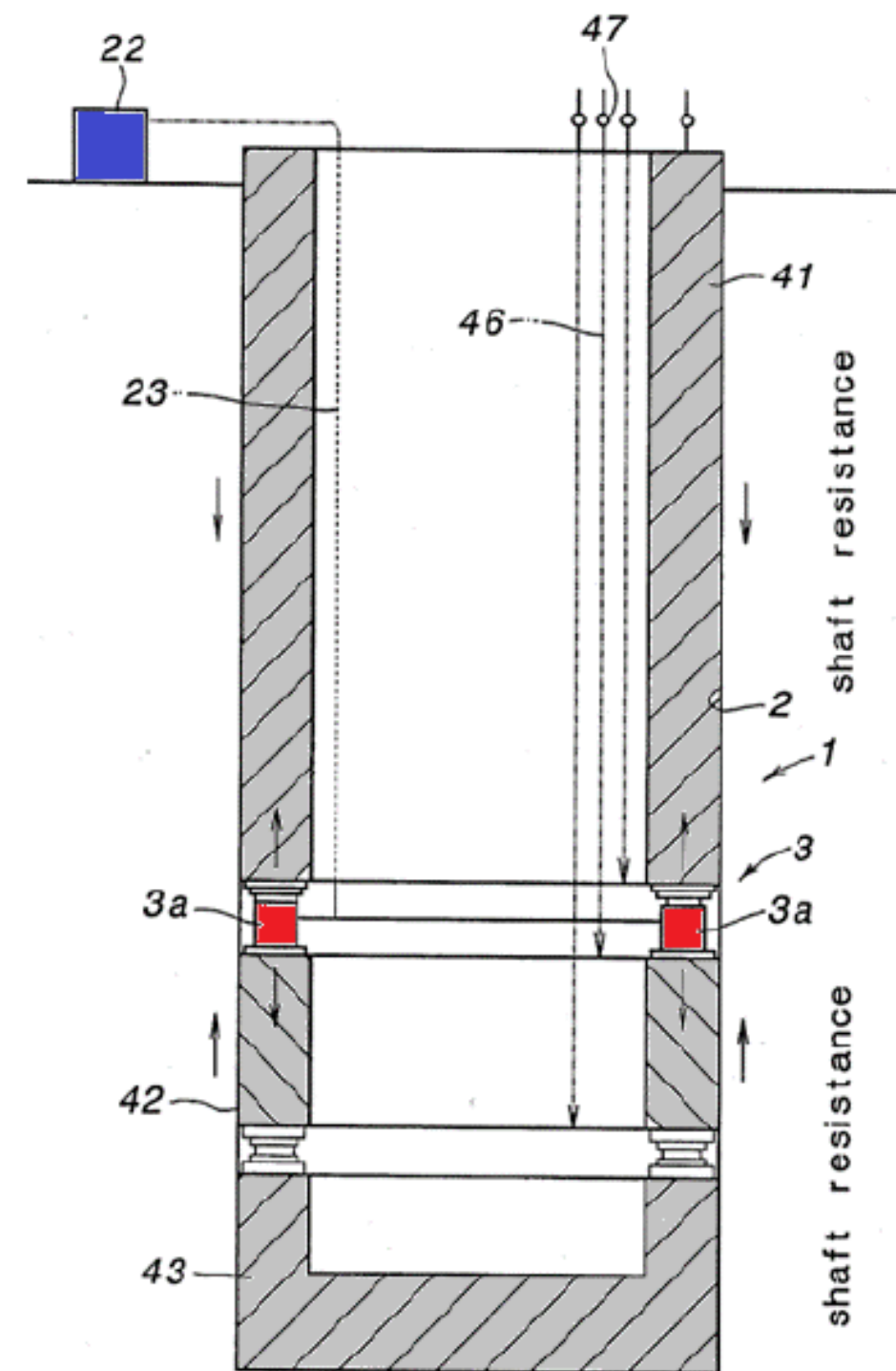
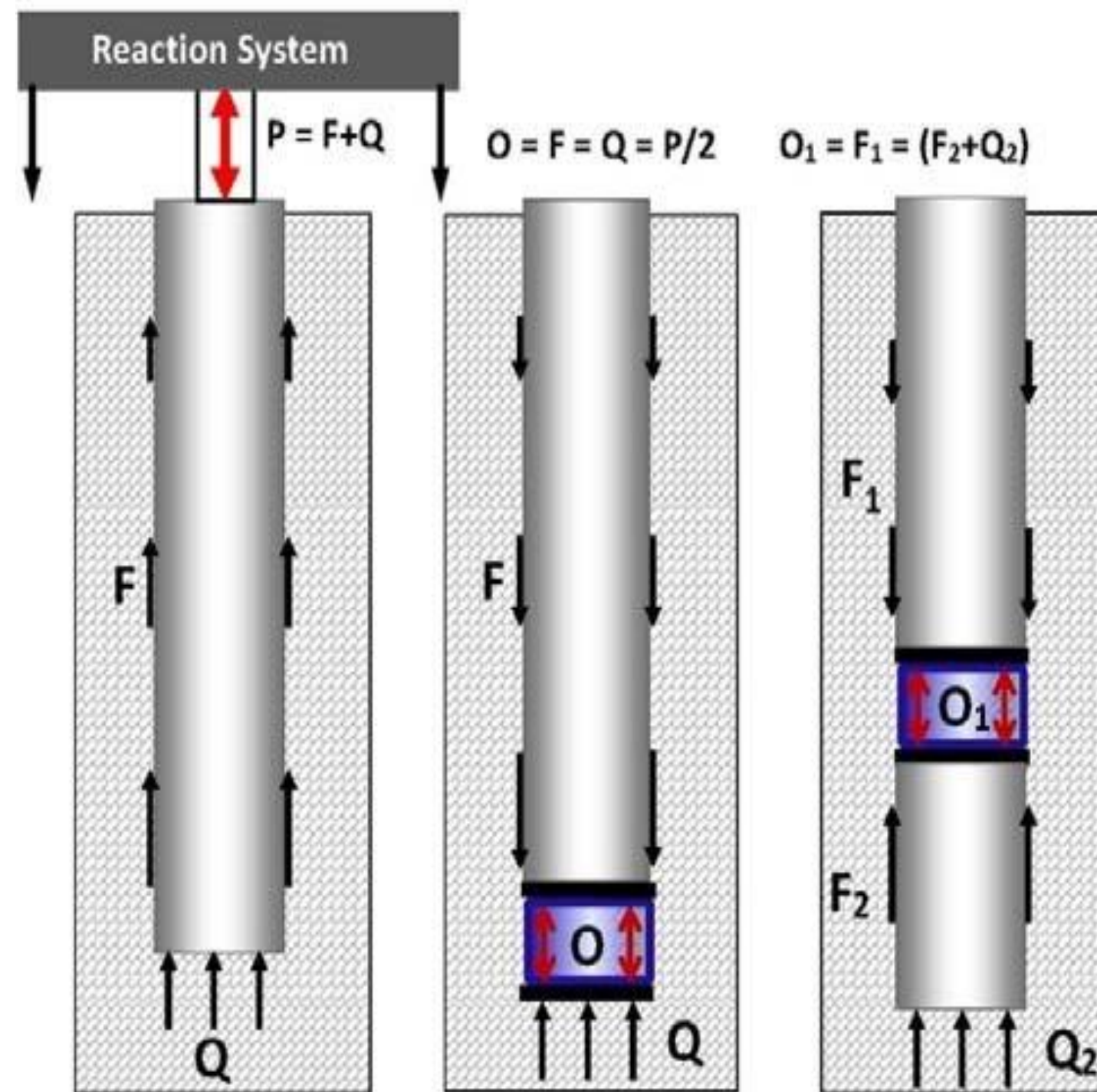


- Графіки залежності навантаження P – осідання S для палі довжиною:
 - а) 200 мм
 - б) 400 мм



Способи визначення несучої здатності паль експлуатованого пального фундаменту

11

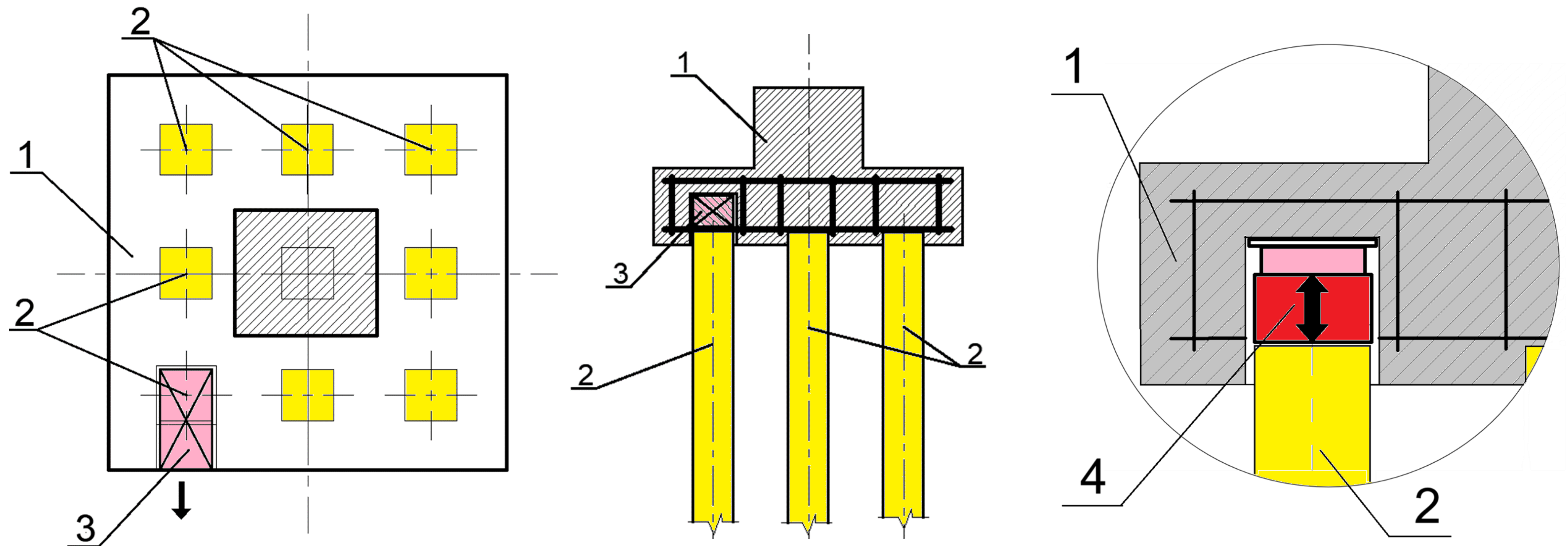


Пристрій і методика випробування несучої здатності паль

В відомих способах випробування несучої здатності паль проводять використовуючи втрачаємі гідравлічні домкрати (при їх розташуванні знизу чи всередині палі).

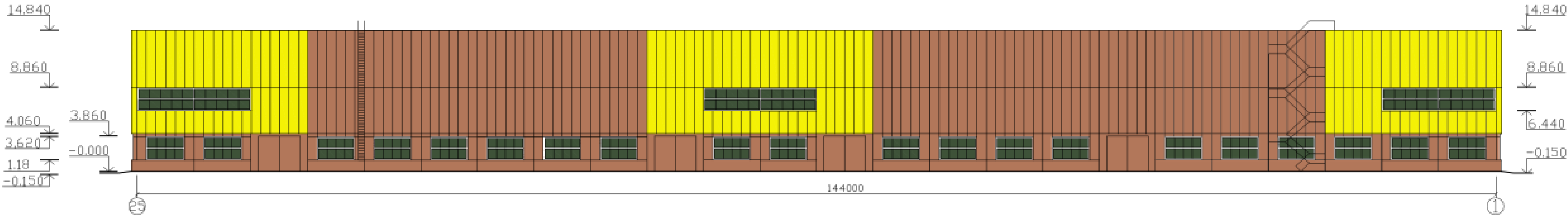
Недоліком відомих способів є те, що вони можуть бути використані лише для визначення несучої здатності паль, на етапі зведення палих фундаментів, і не можуть бути використані для експлуатованих палих фундаментів

СПОСІБ ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ ЕКСПЛУАТОВАНОГО ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ (заявка на патент)

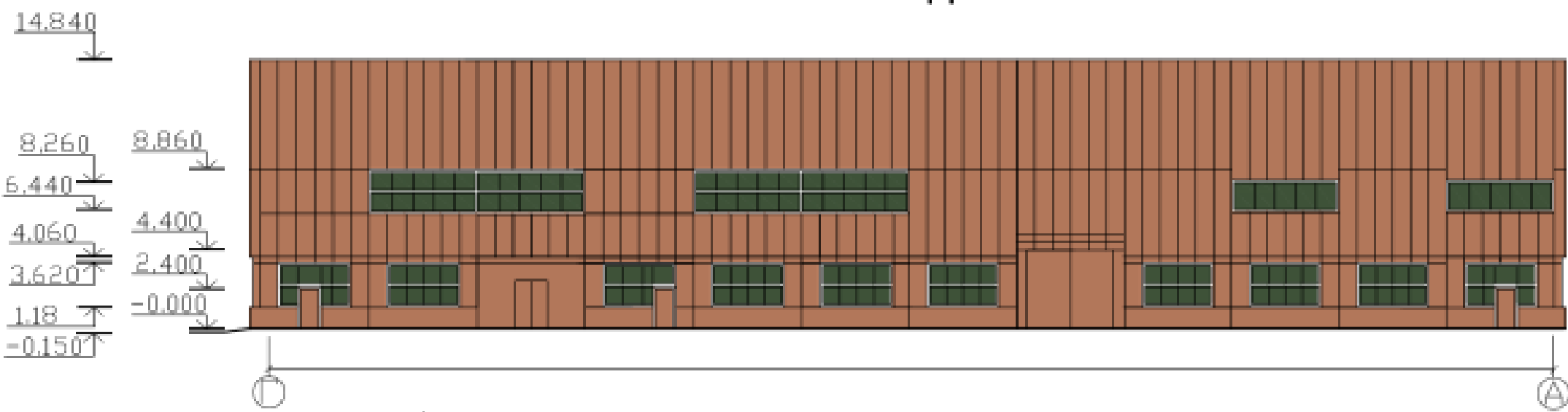


Спосіб визначення несучої здатності палі експлуатованого пального фундаменту **полягає в наступному**. Проводять забивку палі 2 і об'єднують їх ростверком 1, причому верхню частину палі, яку планують для проведення випробувань по визначенню несучої здатності покривають антифрикційним матеріалом для створення шару ковзання палі та ростверку щодо один одного, на торцеву частину палі 2 встановлюють вкладку 3, яку при необхідності визначення несучої здатності палі виймають з зовнішнього боку ростверку 1, на місце вкладки 3 встановлюють домкрат 4 і навантажують палю 2 в напрямку забивання, використовуючи як упор тіло ростверку 1, контролюючи переміщення випробуваної палі заміром відстані між опорними поверхнями домкрату. Після проведення випробувань, домкрат 4 виймають, на його місце встановлюють вкладку 3, а простір що утворився при переміщенні палі заповнюють бетоном.

ФАСАД 25-1



ФАСАД Г-А



ТЕП

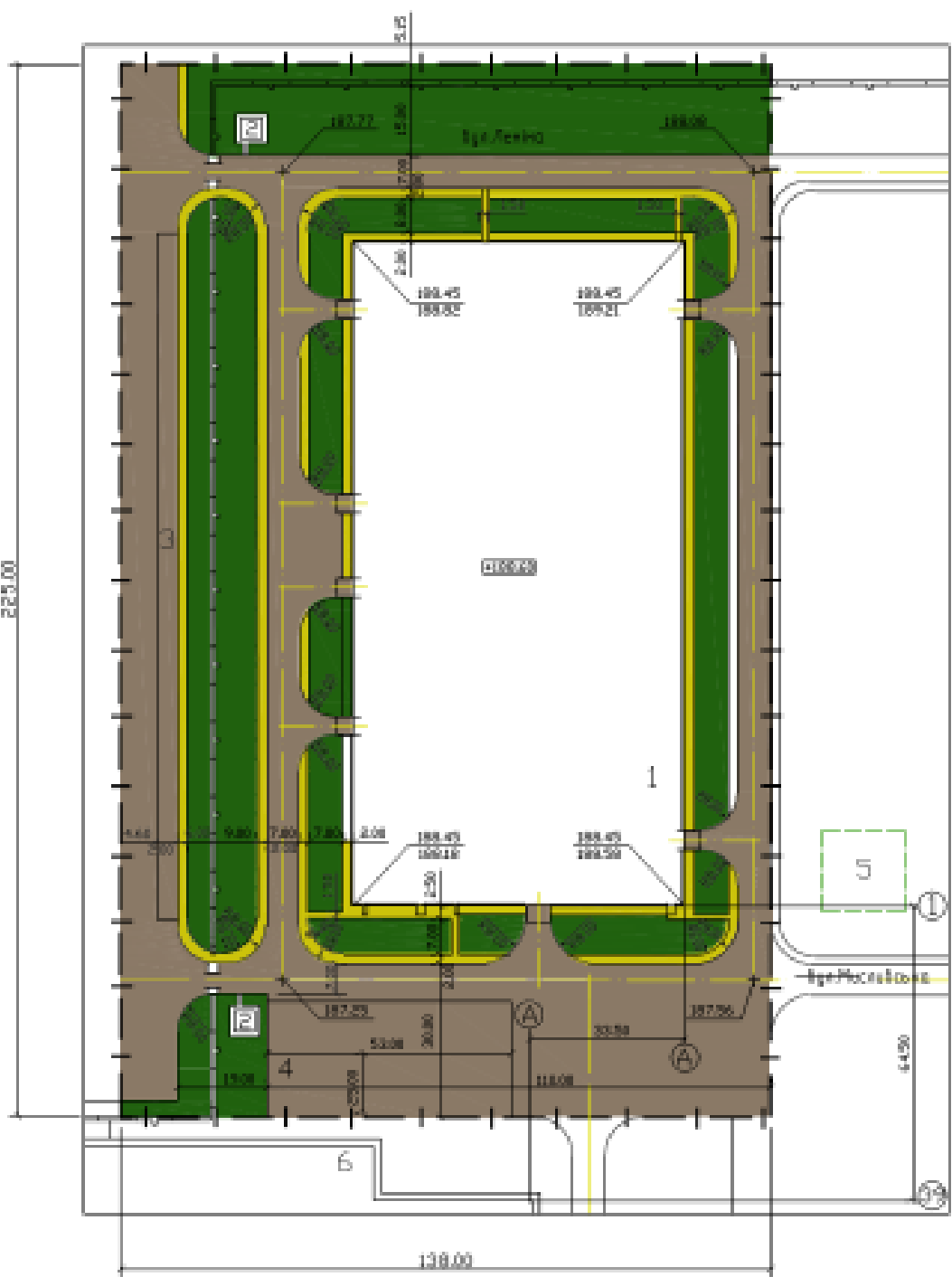
Номер по порядку	Найменування	Площа, м ²
1	Площа ділянки	31050
2	Площа забудови	10586
3	Площа заощення	12694
4	Площа озеленення	7770



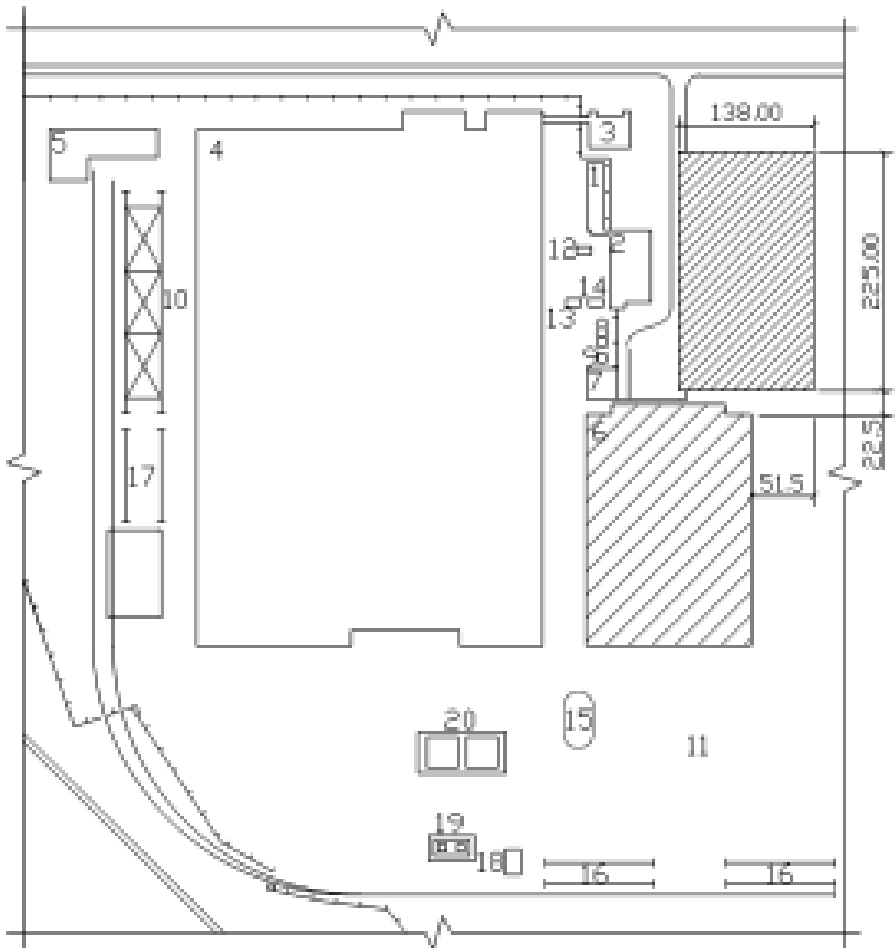
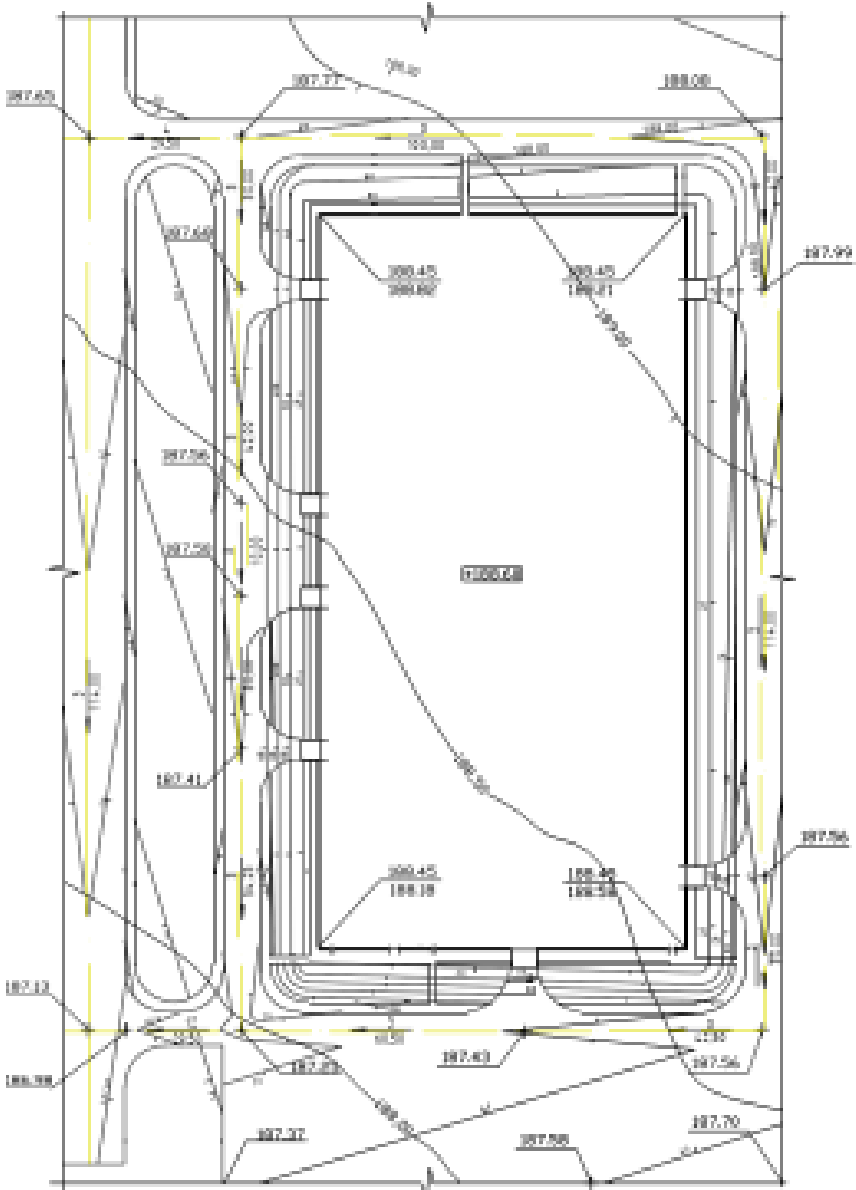
ВІДОМІСТЬ БУДІВЕЛЬ, СПОРУД І ПЛОЩАДОК

№ п/п	Назва	Об'єкт	Площа, м ²		Буд. об'єм, м ³
			забудови	загальна	
1	Проектуємий корпус	1	10586	1	52х10 ⁵
2	Контрольно-пропускний пункт				
3	Автостоянка			685	
4	Ідальня				
5	Корпус №2				

Г Е Н П Л А Н
М 1 : 1000



План організації рельєфу

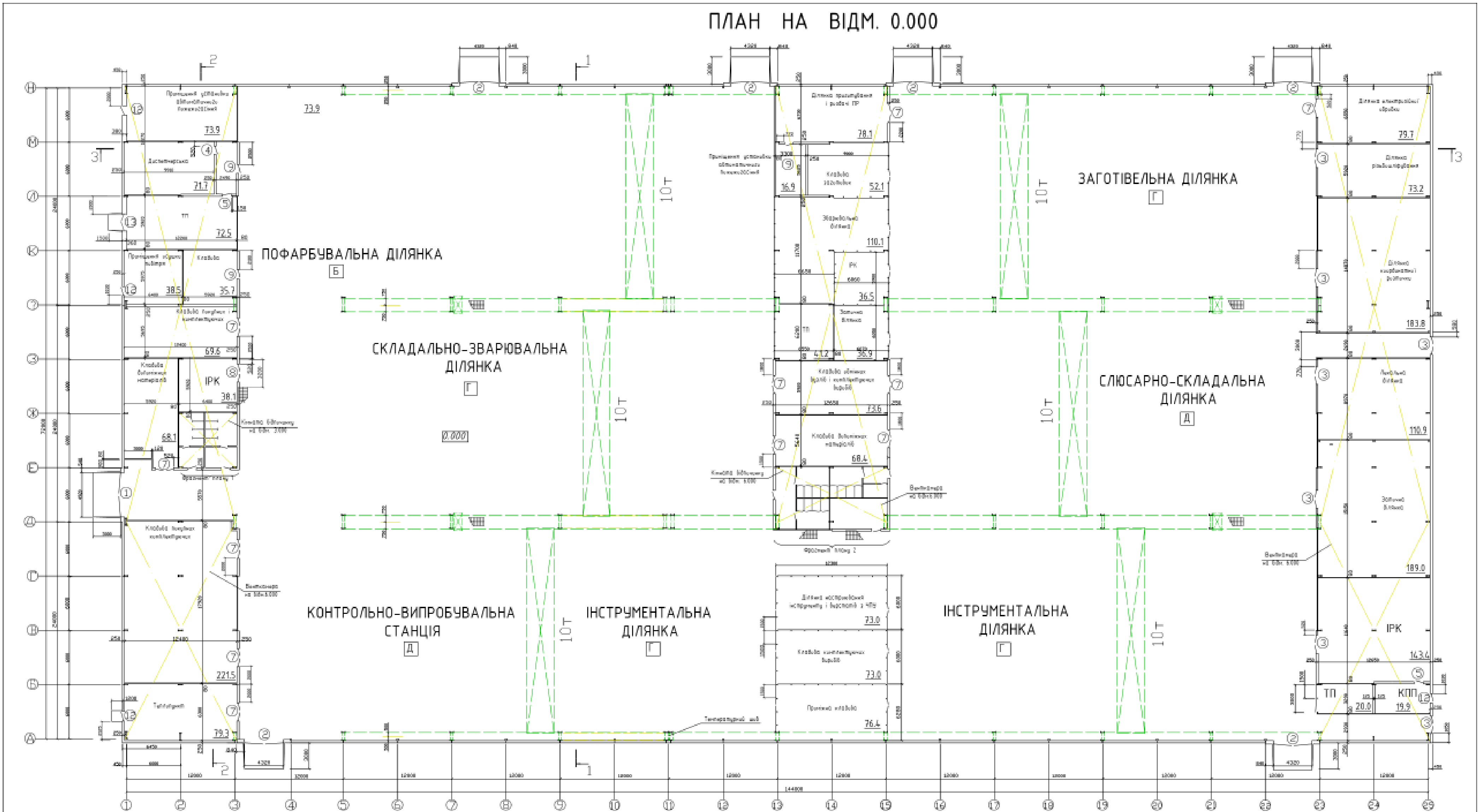


- Будівля, що проектується
- Перспективна забудова
- Існуючі будівлі і споруди
- Територія, що відводиться під будівництво
- Межа землекористування і відводу
- Залізобетонна огорожа (з воротами)
- Автомобільний шлях (з узбіччям)
- Залізничний шлях
- Ділянки з твердим покриттям
- Ділянки озеленення
- Пішохідні шляхи
- Опорна будівля

№	Назва
1	Проект
2	Корпус №1
3	Корпус №2
4	Корпус №3
5	Корпус №4
6	Корпус №5
7	Корпус №6
8	Корпус №7
9	Корпус №8
10	Корпус №9
11	Корпус №10
12	Корпус №11
13	Корпус №12
14	Корпус №13
15	Корпус №14
16	Корпус №15
17	Корпус №16
18	Корпус №17
19	Корпус №18
20	Корпус №19
21	Корпус №20

08-11.МКР.012-АР			
Виробничий корпус нашої ділянки збудується з м. Київської Річковської вул.			
Зм.	Арх.	Висхід.	Підпис
Розробка	Варчук	08	
Розробка	Попов	11.11	
Начальник	Москвич	18	
Розробка нашої ділянки збудується з м. Київської Річковської вул.			
Висхід.	Арх.	Висхід.	Підпис
Розробка	Варчук	08	
Розробка	Попов	11.11	
Начальник	Москвич	18	
Розробка нашої ділянки збудується з м. Київської Річковської вул.			
ВНТУ, зр. 15-23м			

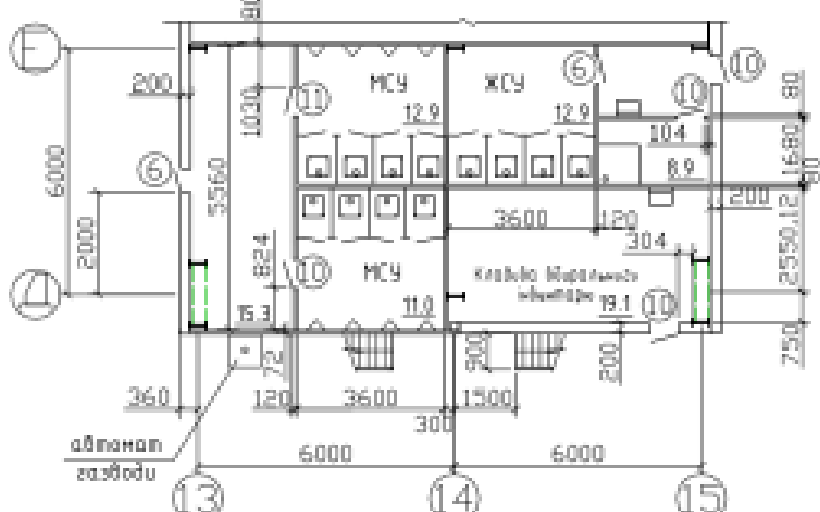
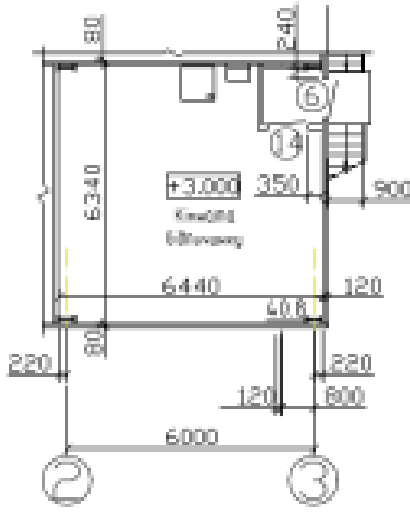
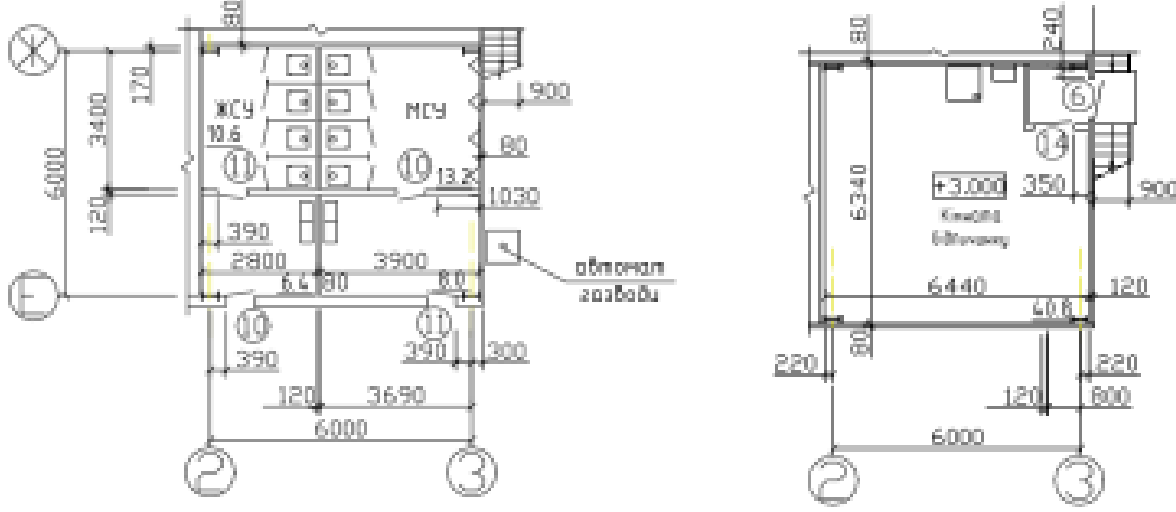
ПЛАН НА ВІДМ. 0.000



ФРАГМЕНТ ПЛАНУ 1

КІМНАТА ВІДПОЧИНКУ НА ВІДМ. 3.000

ФРАГМЕНТ ПЛАНУ 2



СПЕЦИФІКАЦІЯ СТОЛЯРНИХ ВИРОБІВ

Марка, поз.	Позначення	Найменування	Маса/Примітка, кг -ки
1	14.35.2-20 ВМП. 0.1	Ворота розпашні РСВ	1
2	14.35.2-20 ВМП. 0.1	Ворота розпашні РСВ	6
3	ГОСТ 6629-74	Дверний блок ДГ 24-19	7
4	-----//-----	Дверний блок ДГ 24-10П	1
5	-----//-----	Дверний блок ДГ 24-10Л	2
6	2.4.35-6 ВМП. 1	Дверний блок ПД-6	1
7	-----//-----	Дверний блок ПД-4	11
8	-----//-----	Дверний блок ПД-3	1
9	-----//-----	Дверний блок ПД-1	3
10	ГОСТ 6629-74	Дверний блок ДГ 21-10	7
11	ГОСТ 6629-74	Дверний блок ДГ 21-10	3
12	ГОСТ 14624-84	Дверний блок ДГ 24-10П	4
13	3.4.079-133 ВМП. 2	Ворота ВТ-1	1
14	ГОСТ 6629-74	Дверний блок ДГ 21-10П	4

ВІДОМІСТЬ ОТВОРІВ ВОРІТ І ДВЕРЕЙ

Марка, поз.	Розмір отвору в кладці, мм	Марка, поз.	Розмір отвору в кладці, мм
1	4920x4200	8	1520x2400
2	4320x3600	9	1020x2400
3	1920x2370	10	710x2070
4	1010x2370	11	710x2070
5	1010x2370	12	1010x2370
6	1020x2070	13	1000x2600
7	1920x2400	14	1010x2070

08-11.МКР.012-АР

Виробничий копії не поширювати за межі
з м. Києва в Рівненський обл.

Розробка нового способу
визначення несучої
здатності паль

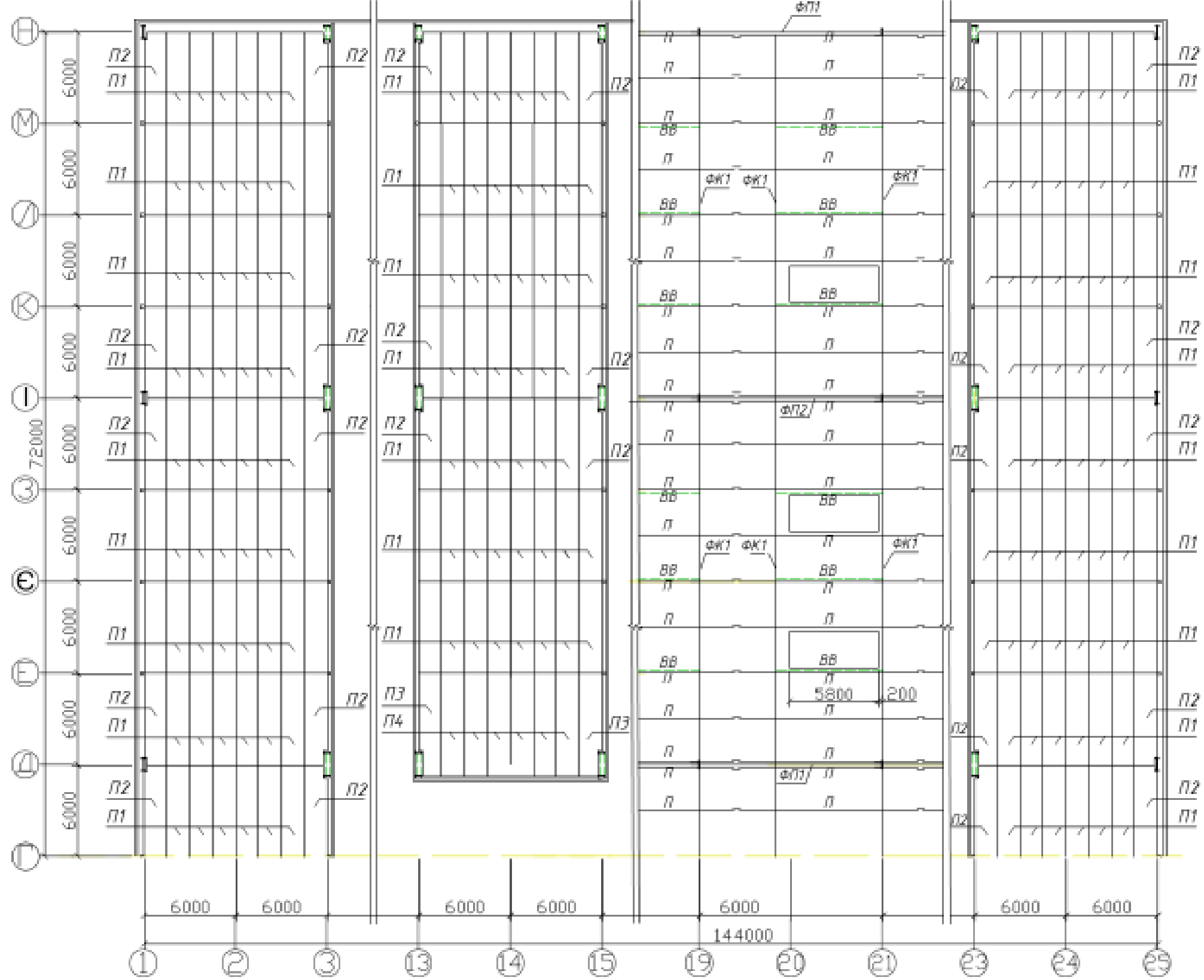
Специфікація
Архив

Архив

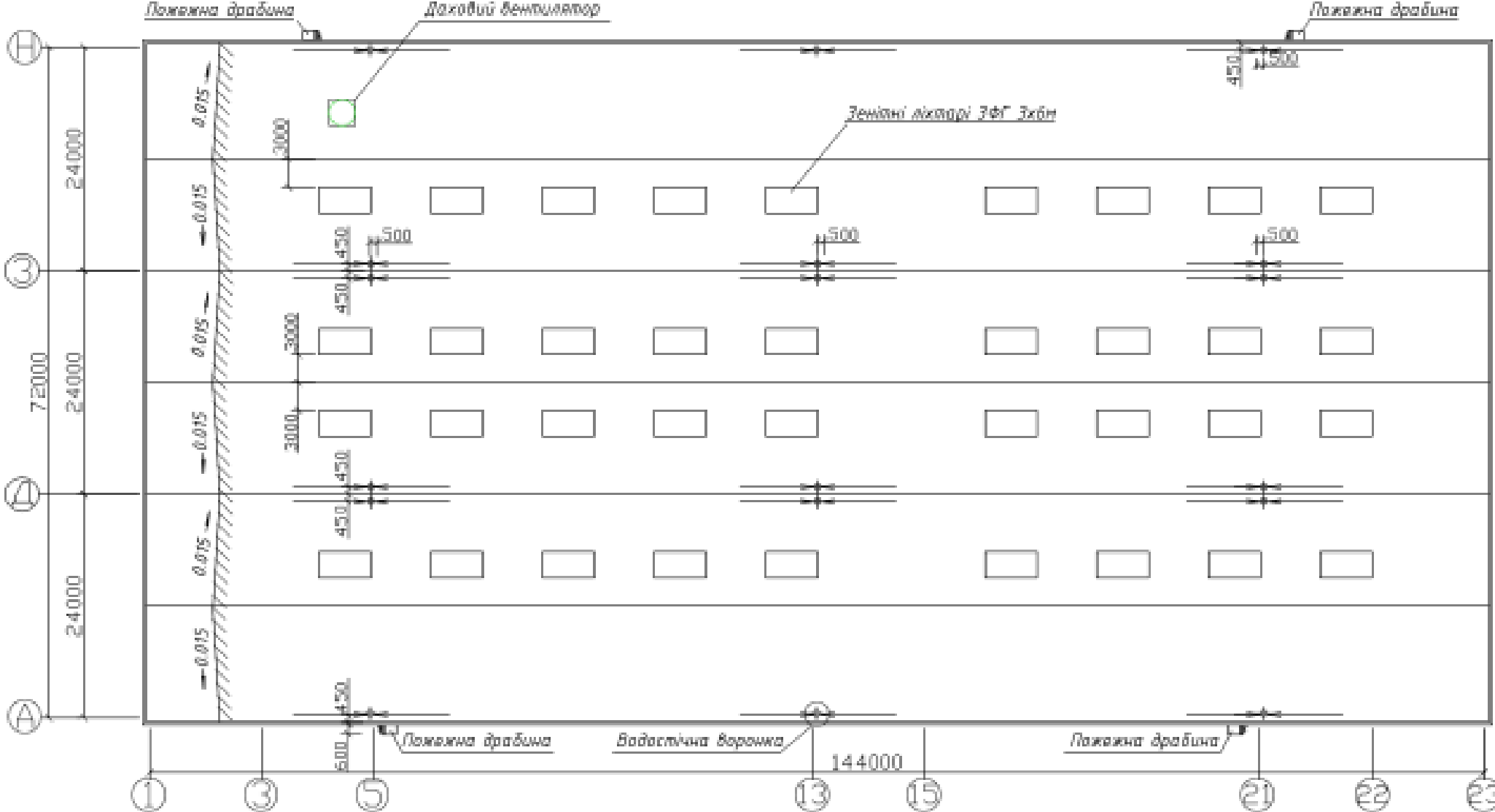
П

ВНТЧ, гр. 16-23м

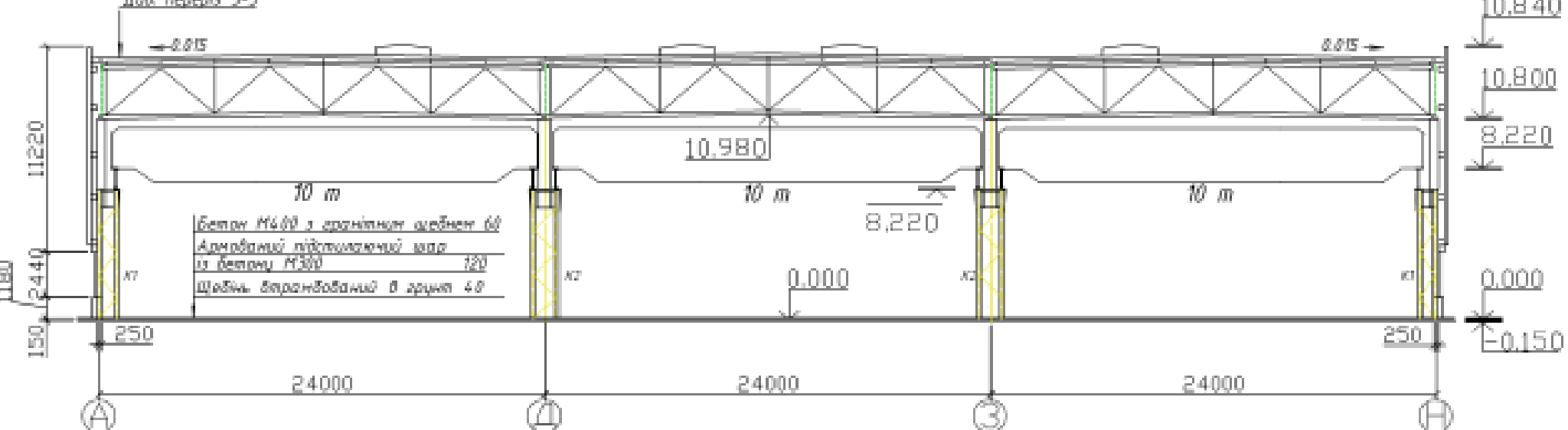
ФРАГМЕНТИ ПЛАНІВ ПЕРЕКРИТТЯ НА ВІДМ. 6.000 І ПОКРИТТЯ



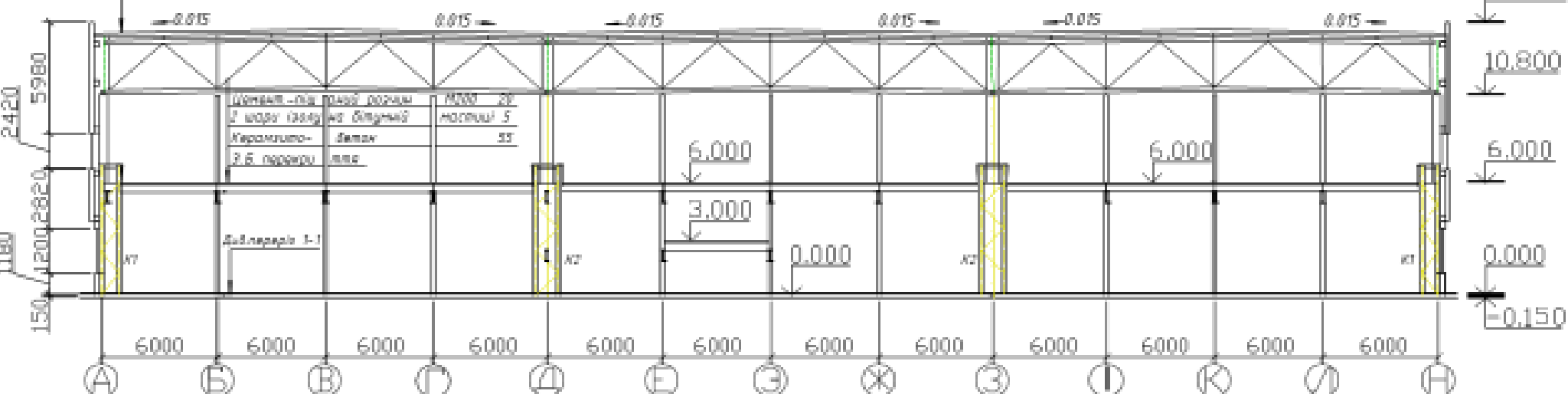
ПЛАН ПОКРИВЛІ



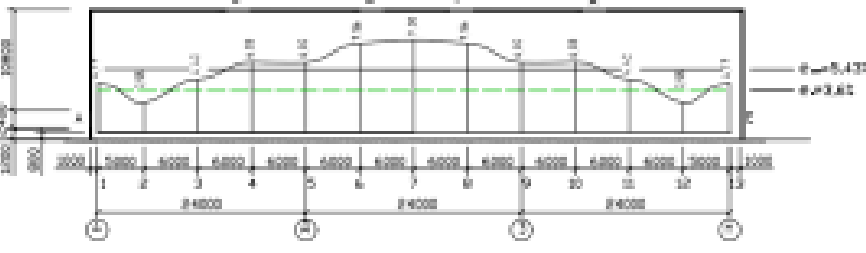
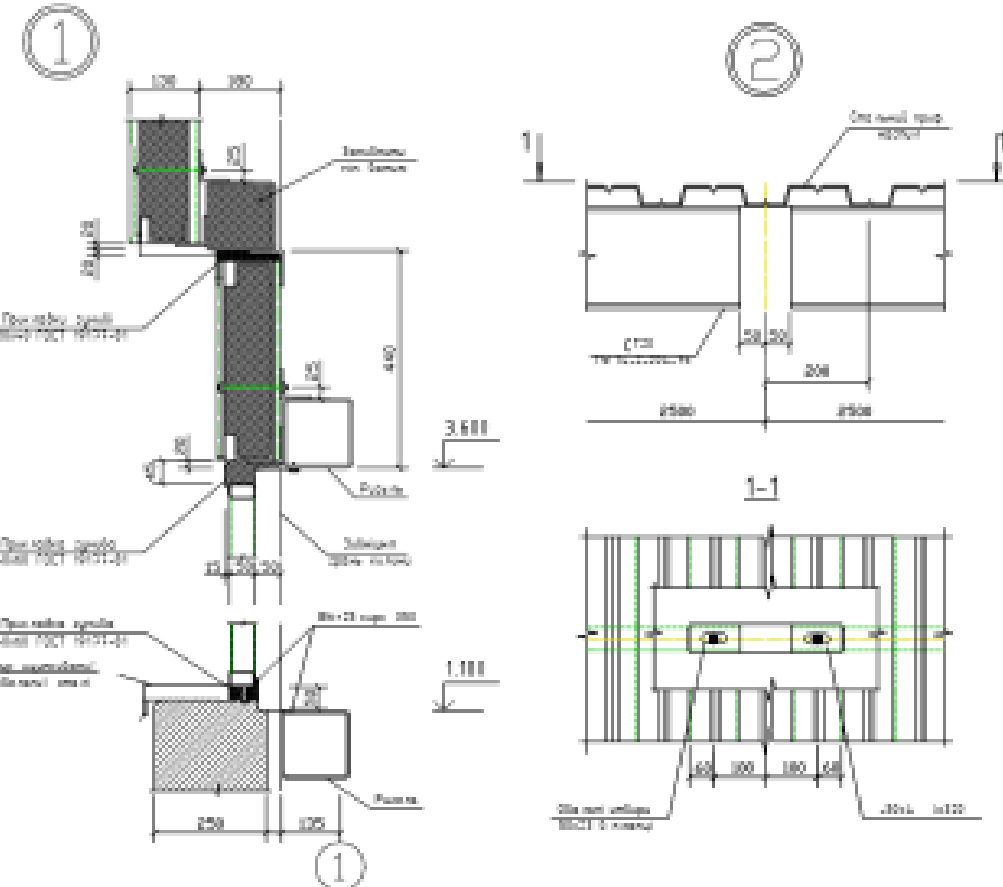
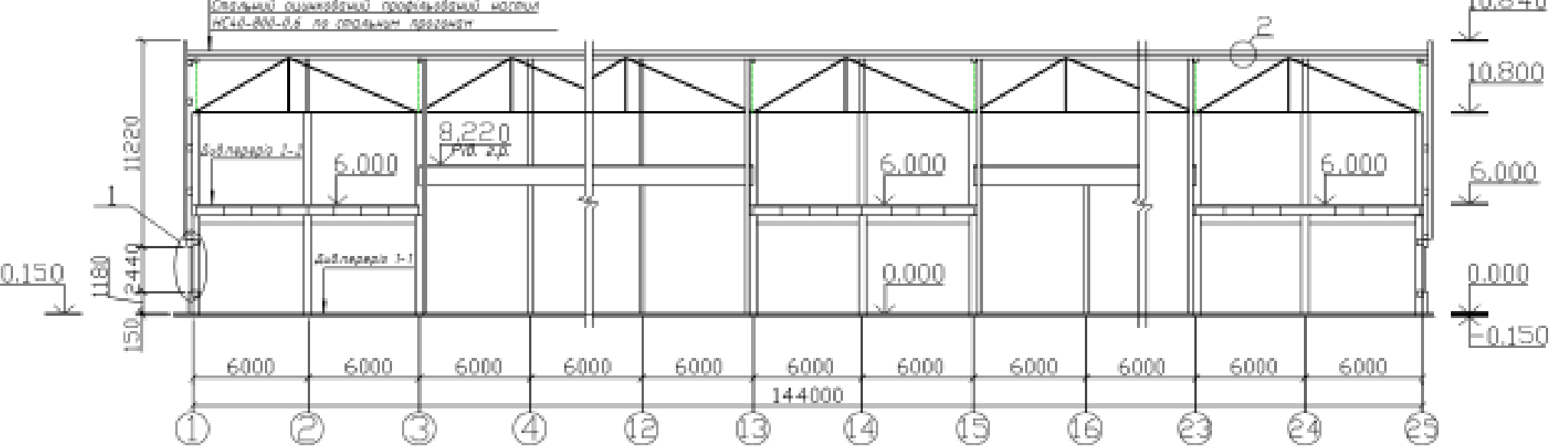
ПЕРЕРІЗ 1-1



ПЕРЕРІЗ 2-2



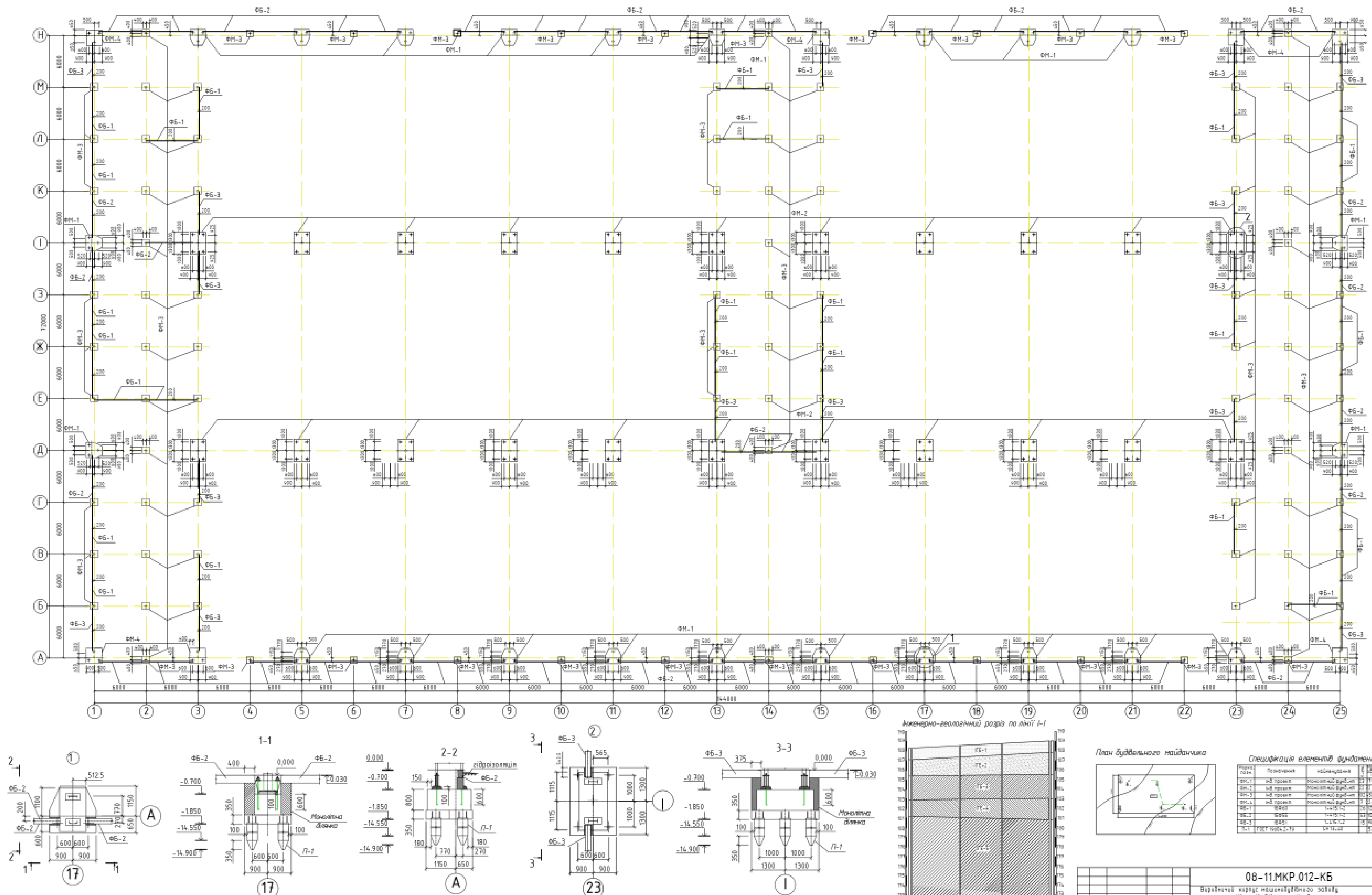
ПЕРЕРІЗ 3-3



Специфікація збірних металевих виробів наведена в кресленнях розрахунково-конструктивного розділу.

08-11.МКР.012-АР			
Виробничий корпус напівфабричного заводу			
з м. Києва в м. Рівненський обл.			
Розробка нового способу			
визначення несучої			
здатності паль			
Фрагменти планів перекриття на			
відм. 6.000 і покриття, план			
перекриття, перерізи 1-1, 2-2, 3-3, розділ 12			
Зм. Арх.	М.В.С.В.М.	П.В.С.В.М.	Дата
Розробив	В.С.В.М.	В.С.В.М.	08
Перевірив	В.С.В.М.	В.С.В.М.	08
Начальник	В.С.В.М.	В.С.В.М.	08
Виконав	В.С.В.М.	В.С.В.М.	08
Замовник	В.С.В.М.	В.С.В.М.	08
П			ВНТУ, гр. 16-23м

СХЕМА РОЗМІЩЕННЯ ЕЛЕМЕНТІВ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ



3. За умови позначки 0,000 прийнято рівень чистих підказ до відповідної абсолютної відмінки 188,6.

4. Висновок про цілісність здійснення заходів політичного характеру.
5. Мониторинг функціонування виконавчих та судових органів.
6. Чисельність загальноосвітнього і підготовчого на заочному відділі становить понад 100 осіб.

В. Відомий загальний коефіцієнт зчеплення між шпальтами $\mu_0 = 1,65 \times 10^{-3}$.

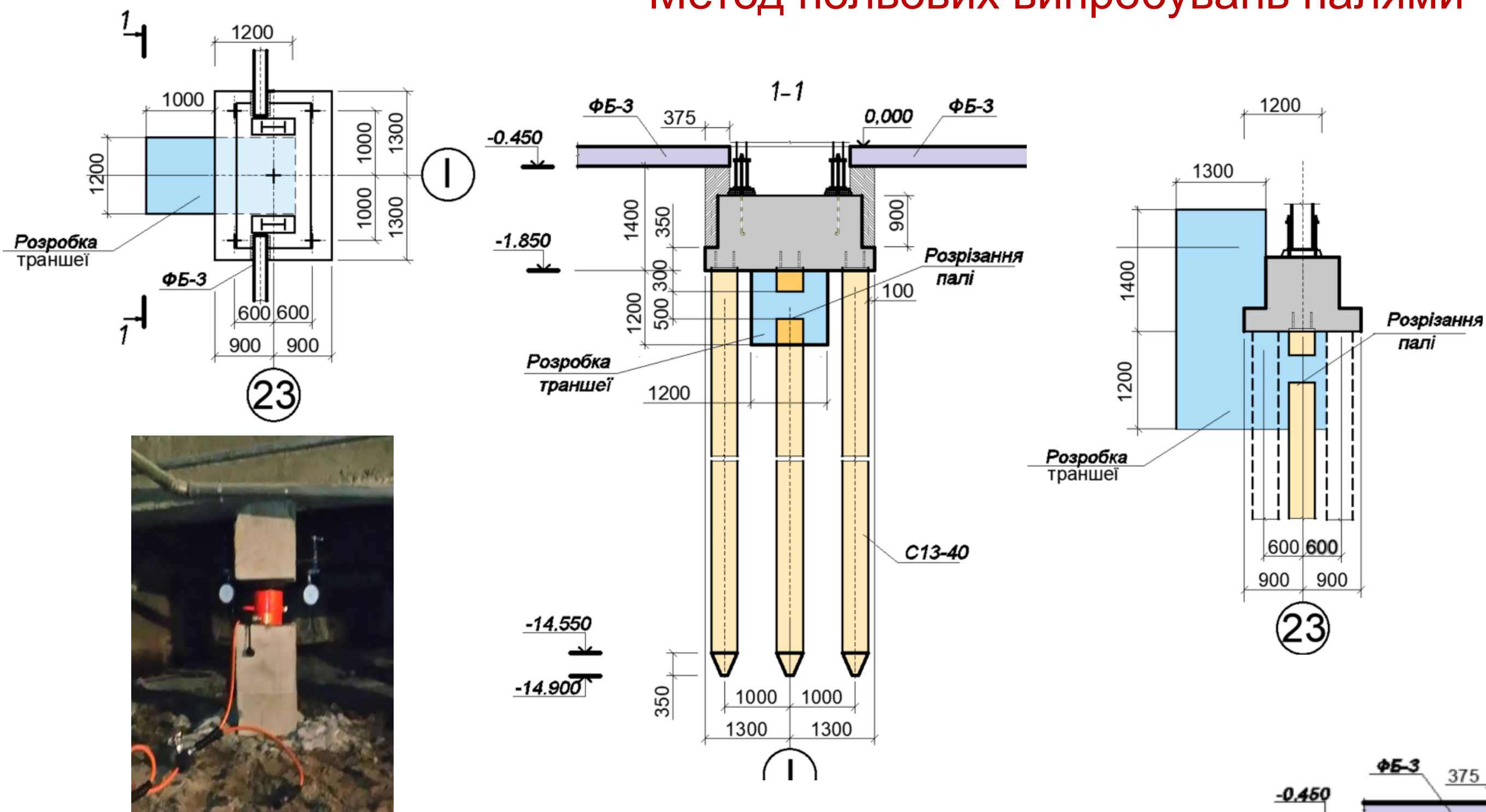
72	Gr. Spr.	Widgeon
71	Furcula	Oodrig. I.B.
70	Caprimulgus	Butcher M.M.
69	Hydrogaster	Widgeon I.B.
68		

Код элемента	Наименование	Единица измерения	Кол-во	Цена за единицу, руб.	Сумма, руб.
ФН-1	мб. бетон	м³	10,5	1000	10500
ФН-2	мб. бетон	м³	10,5	1000	10500
ФН-3	мб. бетон	м³	10,5	1000	10500
ФН-4	мб. бетон	м³	10,5	1000	10500
ФН-5	мб. бетон	м³	10,5	1000	10500
ФН-6	мб. бетон	м³	10,5	1000	10500
ФН-7	мб. бетон	м³	10,5	1000	10500
ФН-8	мб. бетон	м³	10,5	1000	10500
ФН-9	мб. бетон	м³	10,5	1000	10500
ФН-10	мб. бетон	м³	10,5	1000	10500

				08-11.МКР.012-КБ			
				Варіантний конкурс на виготовлення зовнішнього у м. Київській міській раді міст. адм.			
Зм. пр.	Накази	Підпис	Фірма	Розробка нового способу визначення несучої здатності паль	Сторін	Аркус	Аркусів
Розробка	Одразу	В.В.			П		
Розробка	Підписи	М.М.					
накази	Підписи	В.В.					
Опитувач				Сторін розробки: 12, аркушів: 12, м. Київ - 12.01.2012 факт-накази: 12, м. Київ - 12.01.2012, м. Київ - 12.01.2012 розрах. пр. м. Київ: 12.01.2012, м. Київ - 12.01.2012			
Опитувач				факт-накази: 12, м. Київ - 12.01.2012, м. Київ - 12.01.2012			

ПОРІВНЯННЯ ВАРІАНТІВ ВИПРОБУВАНЬ

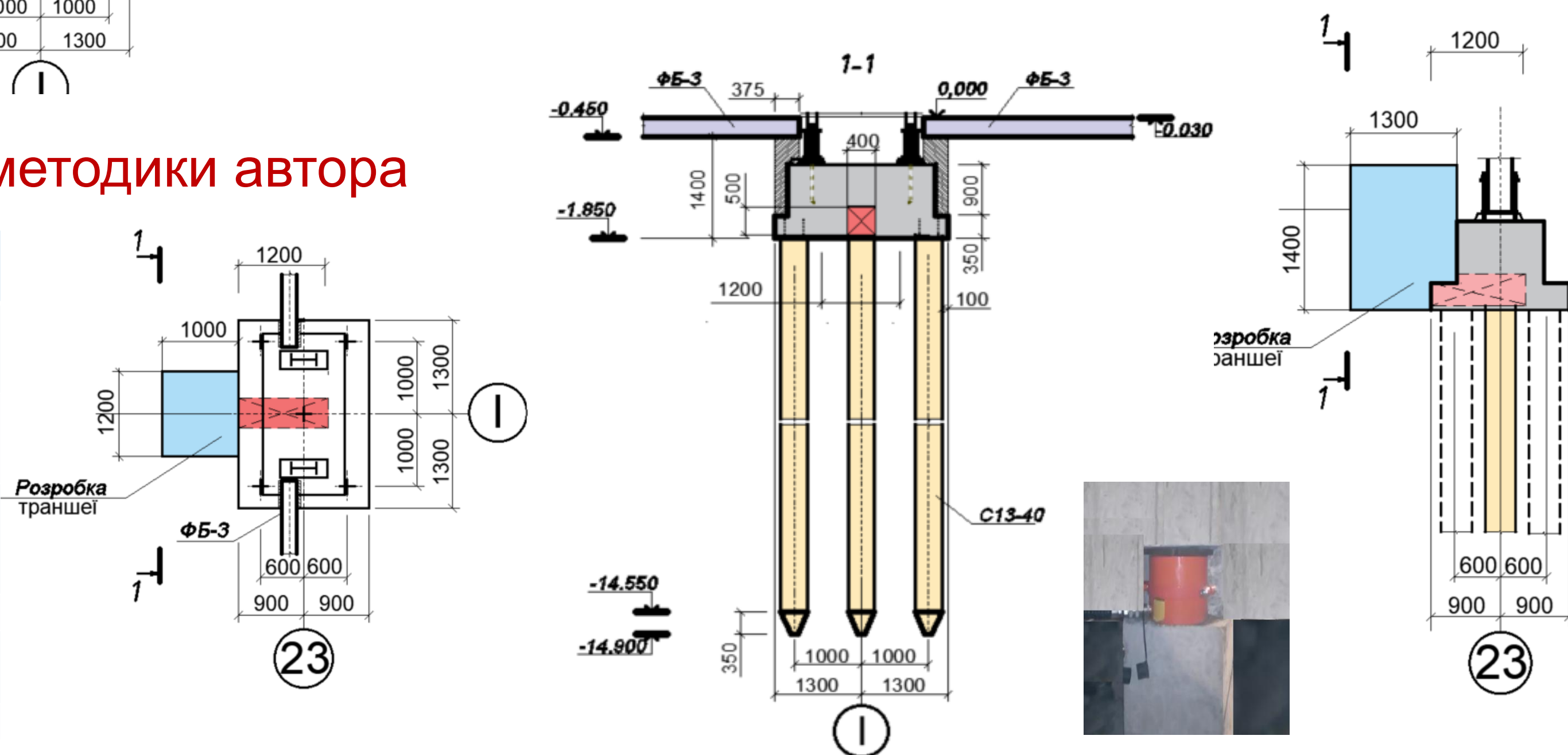
Випробування згідно ДСТУ Б В.2.1-1-95 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти.
Метод польових випробувань палями



№ п/п	Назва	Один. вимір.	Об'єм
1	Демонтаж бетонної підлоги 1,2×1,0×0,3	м³	0,36
2	Розробка траншеї вручну (1,2×1,0×1,4) + (1,2×1,2×2,2)	м³	4,85
3	Розрізання палі з бетону С25/30 перетином 0,4×0,4 м алмазним диском	м.п.	3,2
4	Випробування палі	шт	1
5	Бетонування палі після випробування	м³	0,08
6	Зворотна засипка траншеї	м³	4,85

Випробування згідно методики автора

№ п/п	Назва	Один. вимір.	Об'єм
1	Демонтаж бетонної підлоги 1,2×1,0×0,3	м³	0,36
2	Розробка траншеї вручну 1,2×1,0×1,4	м³	1,68
3	Вилучення з ростверку бетонної вкладки над випробуваною палею	шт	1
4	Випробування палі	шт	1
5	Встановлення вкладки в ростверк	шт	1
6	Зворотна засипка траншеї	м³	1,68



На рисунку **червоним кольором** показана бетонна вкладка, яку встановили при бетонуванні ростверку з можливістю вилучення (її просто виймають) при необхідності випробування несучої здатності палі в процесі експлуатації і повернення її на місце при закінченні випробувань

Загальні висновки

- 1. Аналіз літературних джерел показав необхідність проведення теоретичних і експериментальних досліджень процесу визначення несучої здатності паль експлуатованих пальових фундаментів, розробки пропозицій по створенню нових технологій.**
- 2. На базі лабораторії кафедри БМГА ВНТУ із застосуванням виготовленого стенду були проведені модельні випробування по визначенню несучої здатності паль. Проведені лабораторні дослідження дозволили запропонувати нові технологічні та конструктивні рішення випробування паль.**
- 3. Розроблено новий спосіб визначення несучої здатності паль на прикладі одноповерхової промислової будівлі в смт. Квасилів Рівненської області.**
- 4. Розраховано економічну ефективність науково-технічної розробки.**
- 5. Матеріали магістерської роботи рекомендується для використання в практиці будівництва та в навчальному процесі при підготовці студентів будівельників по дисципліні «Реконструкція будівель та споруд».**

ВІДГУК ОПОНЕНТА
на магістерську кваліфікаційну роботу
студента Огірчука Олега Віталійовича
на тему: «РОЗРОБКА НОВОГО СПОСОБУ ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ
ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ»

Магістерська кваліфікаційна робота виконана відповідно до завдання, що затверджено зав. кафедрою БМГА, відповідає темі, містить 18 аркушів графічного матеріалу і пояснювальну записку з 88 сторінок та додатків.

Матеріал роботи подано у розгорнутому та доступному для розуміння вигляді.

У першому розділі роботи виконано доволі розгорнутий та якісний огляд робіт інших авторів із близьким напрямком дослідження, що дає добре розуміння обраної теми. Виконано аналіз нормативних документів та публікацій по темі досліджень.

У другому розділі описано методику та результати проведених автором модельних досліджень, розроблена дослідна установка, виконані лабораторні дослідження, зроблені висновки. Третій розділ присвячений розробці нового способу визначення несучої здатності паль експлуатованого пальового фундаменту.

На основі наукових досліджень автора підготовлені матеріали і подана заявка на отримання патенту, що підкреслить наукову новизну. Четвертий розділ, технічний – на основі архітектурно будівельної частини виконано розрахунок пальових фундаментів виробничого корпусу машинобудівного заводу в смт. Квасилів, який планується перепрофілювати на випуск нової продукції, що вимагає перевірки фактичної несучої здатності паль експлуатованого пальового фундаменту. У п'ятому розділі – економічному, здійснено розрахунок економічної ефективності науково-технічної розробки.

Текстова частина пояснювальної записки та графічні креслення до неї виконано відповідно до стандартів та з дотриманням усіх вимог.

До *недоліків можна віднести те*, що автор мало уваги приділив технологічним особливостям влаштування шарнірного з'єднання палі і ростверку та елементу бетонної вкладки з можливістю вільного демонтажу.

Проте вказаний недолік не впливає на позитивне враження від роботи.

Магістерська кваліфікаційна робота у цілому виконана на достатньому рівні і заслуговує оцінку «А».

Студент Огірчук О. В. заслуговує на присвоєння ступеня магістра зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія.

Опонент

к.т.н., професор кафедри ІСБ,



Коц І.В.

ВІДГУК

керівника магістерської кваліфікаційної роботи
магістранта Огірчука Олега Віталійовича

на тему: «РОЗРОБКА НОВОГО СПОСОБУ ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ
ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ»

Реконструкції будівель, зведених на пальових фундаментах, і пов'язаних зі збільшенням навантаження на них, повинна передувати оцінка несучої здатності паль. На відміну від мілкозаглиблених фундаментів, для яких існують рекомендації щодо визначення проектного опору ґрунту в основі будівель, що експлуатуються, для пальових фундаментів, незважаючи на наявність численних досліджень, таких нормативних документів немає.

Несуча здатність паль визначається, як правило, статичним навантаженням, для чого верхня частина досліджуваних паль зрізається під ростверком для встановлення механізму навантаження та реперної системи для фіксації осідання. У той же час існує ряд факторів, що ускладнюють такі випробування: високий рівень ґрунтових вод, відсутність доступу до палі або забезпечення стійкості фундаменту, наприклад, при зрізанні однієї з трьох паль в куші і т.д.

Тому актуальними є дослідження, пов'язані дослідженням паль у фундаментах існуючих будівель та визначенням запасу їх несучої здатності, як забезпечення підвищення надійності будівель та споруд при реконструкції.

Під час роботи були вивчені методи випробування паль у фундаментах існуючих будівель. Проведено аналіз зарубіжних та вітчизняних робіт та публікацій по даній темі.

Виконано виготовлення дослідної установки, проведено дослідження нового способу визначення несучої здатності паль експлуатованого пальового фундаменту на основі нових конструктивних та технологічних рішень, запропонованих автором.

В технічній частині виконано дослідження об'єкту виробничого корпусу машинобудівного заводу розташованого в смт. Квасилів, для якого виконано

архітектурно-будівельні рішення та виконано розрахунок пальових фундаментів під основні колони каркасу. Запропоновано новий спосіб перевірки несучої здатності експлуатованого пальового фундаменту та пораховано економічну ефективність запропонованих автором рішень.

Робота відповідає виданому завданню і вимогам до магістерських кваліфікаційних робіт.

В процесі роботи за результатами досліджень подано заявку для отримання патенту на корисну модель «Спосіб визначення несучої здатності паль в складі експлуатованого фундаменту». Зроблено доповідь на Міжнародній науково-технічній конференції «ІННОВАЦІЙНІ ТЕХНОЛОГІЇ В БУДІВНИЦТВІ (ІТБ-2024)», яка відбулася 20-22 листопада 2024 року. Секція промислового та цивільного будівництва: Огірчук О.В., Попович М.М. «Визначення несучої здатності паль» та опубліковано її тези.

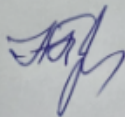
При виконанні роботи студент показав високий рівень підготовки, здатність самостійно приймати кваліфіковані інженерні рішення, проводити дослідження і аналізувати результати.

Студент дотримувався календарного плану, провів великий обсяг робіт і виконав поставлені завдання.

Підготовка студента Огірчука О. В. відповідає вимогам освітньої програми.

Магістерська кваліфікаційна робота заслуговує оцінку «А» (відмінно), а студент – присвоєння ступеня магістр та кваліфікації «Магістр з будівництва».

Керівник магістерської
кваліфікаційної роботи, к.т.н., доц.



Попович М.М.