

Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Факультет будівництва, транспорту та енергетики
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

«Допустити до захисту»

Завідувач кафедри БДМБ,
кандидат технічних наук, професор

Владислав НАСТОЯЩИЙ

" ____ " _____ 2024 р.

Кваліфікаційна магістерська робота

на тему: **Дослідження несучої здатності ґрунтів підсилених мікропалями в основі існуючих фундаментів**

Виконав: здобувач освіти групи БІ-23М-1
спеціальності 192
«Будівництво та цивільна інженерія»

Юлія ЗАВІРЮХА

" ____ " _____ 2024 р.

Керівник кваліфікаційної магістерської роботи:
кандидат технічних наук, доцент

Андрій ТИХИЙ

" ____ " _____ 2024 р.

АНОТАЦІЯ

В даний час все більш актуальною стає проблема збереження будівель та споруд в історичних містах України. До таких міст належить і Одеса, де значна частина будівель і споруд знаходиться в незадовільному стані, багато з них потребують реконструкції та відновлення.

Основним фактором, що негативно впливає на стан будівель та споруд, є нерівномірні осідання, які можуть бути спричинені низкою умов: складністю інженерно-геологічних умов майданчика; зміною гідрогеологічного режиму майданчика, що веде до гниття дерев'яних лежнів і паль; динамічним впливом від транспорту; впливом від будівництва навколишніх будівель. Всі перелічені умови, що ведуть до нерівномірної осадки будівель та споруд, негативно впливають на фундаменти. В силу цього при реконструкції особливу увагу необхідно приділяти стану основи як причини руйнувань.

В даний час існують різні технології посилення ґрунтів основ як при реконструкції будівель і споруд, так і при новому будівництві. Кожна технологія такого посилення має низку переваг і недоліків. Істотним недоліком деяких технологій є можливість їх застосування лише в деякому діапазоні ґрунтових умов. У ґрунтових умовах центральної частини м. Одеса найбільш оптимальними є ті технології, які здатні посилювати основи складені з пісків, відпилуватих до середньої крупності, насичених водою.

Вибір того чи іншого методу посилення основи має бути науково та економічно обґрунтований при розробці робочого проекту підсилення.

Існує значна кількість публікацій, присвячених особливостям технологій посилення основ фундаментів різними методами у різних інженерно-геологічних умовах. Багато методик отримали достатнє вивчення та були випробувані на об'єктах реконструкції у різних країнах світу.

Основним недоліком багатьох методик посилення є відсутність розрахункових обґрунтувань, точних меж їх застосування для ґрунтів. При цьому можна відзначити, що проведено малу кількість комплексних досліджень щодо посилення основ, складених різними ґрунтами.

SUMMARY

Currently, the problem of preserving buildings and structures in historical cities of Ukraine is becoming increasingly urgent. Odesa is one of these cities, where a significant part of buildings and structures is in unsatisfactory condition, many of them require reconstruction and restoration.

The main factor that negatively affects the condition of buildings and structures is uneven subsidence, which can be caused by a number of conditions: the complexity of the engineering and geological conditions of the site; changes in the hydrogeological regime of the site, which leads to rotting of wooden beds and piles; dynamic impact from transport; impact from the construction of surrounding buildings. All of the above conditions that lead to uneven settlement of buildings and structures negatively affect the foundations. Therefore, during reconstruction, special attention must be paid to the condition of the foundation as a cause of destruction.

Currently, there are various technologies for strengthening foundation soils both during the reconstruction of buildings and structures and during new construction. Each technology for such strengthening has a number of advantages and disadvantages. A significant disadvantage of some technologies is the possibility of their application only in a certain range of soil conditions. In the soil conditions of the central part of Odesa, the most optimal are those technologies that are able to strengthen foundations composed of sands, from silty to medium-grained, saturated with water.

There is a significant number of publications devoted to the features of technologies for strengthening the foundations of foundations by various methods in various engineering and geological conditions. Many methods have received sufficient study and have been tested at reconstruction sites in different countries of the world.

The main disadvantage of many strengthening methods is the lack of calculation justifications, precise limits of their application for soils. It can be noted that a small number of comprehensive studies have been conducted on the strengthening of foundations composed of various soils.

З М І С Т

Вступ.....	3
Розділ 1 АНАЛІЗ МЕТОДІВ ПОСИЛЕННЯ ОСНОВ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ	4
1.1 Необхідність посилення основ фундаментів будівель.....	4
1.2 Інженерно-геологічні особливості м. Одеса	10
1.3 Аналіз існуючих методів закріплення основ фундаментів.....	11
1.3.1 Метод закріплення основ цементациєю.....	12
1.3.2 Закріплення основ за манжетною технологією.....	13
1.3.3 Силікатизація основ.....	14
1.3.4 Метод електрохімічного закріплення.....	16
1.3.5. Закріплення за струменевою технологією.....	17
1.3.6 Посилення виштампованими мікропалями.....	19
1.4. Короткий огляд стану дослідження граничного опору основ.....	21
1.5. Висновки по розділу, мета та завдання досліджень.....	23
Розділ 2 Дослідження міцних і деформативних властивостей	26
підсилених основ	
2.1. Експериментальні дослідження граничного опору основи.....	26
2.1.1 Методика проведення штампових досліджень.....	26
2.1.2 Основні результати штампових випробувань.....	29
2.2. Теоретичне визначення величини граничного опору основи та осідання штампу, посиленого виштампованими мікропалями	
2.2.1. Методика розрахунку несучої здатності посиленої основи.....	44
2.2.2. Методика розрахунку осідання на посиленій основі.....	49
2.3. Аналіз експериментальних даних та результатів розрахунків за запропонованою методикою.....	54

КМР 2319212 ПЗ				
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>
<i>Розробив</i>		<i>Завірюха Ю.П.</i>		
<i>Перевірив</i>		<i>Тихий А.А.</i>		
<i>Реценз.</i>				
<i>Н. Контр.</i>		<i>Дарієнко В.В</i>		
<i>Затвердив</i>		<i>Настоящий В.А</i>		
<i>Дослідження несучої здатності грунтів підсилених мікропалями в основі існуючих фундаментів</i>				
		<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Акрцшів</i>
		1	1	80
ЦНТУ гр. БІ-23М-1				

Розділ 3	ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ПОЛЬОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ ОСНОВ	
3.1	Завдання проєктування та вихідні дані.....	60
3.1.	Завдання та методика польових штампових експериментів.....	60
3.2.	Польові дослідження впливу виштампованих мікропаль на ущільнення ґрунтової основи.....	65
3.2.1.	Інженерно-геологічні та гідрогеологічні особливості експериментального майданчика №2.....	67
3.2.2.	Динамічне зондування ґрунтів основи.....	68
3.2.3.	Візуальне обстеження тіла виштампованої мікропалі.....	78
	ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕННЯ.....	81
	GENERAL CONCLUSIONS ACCORDING TO RESEARCH RESULTS	82
	СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	83
	Додатки.....	89
	Додаток А РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКІВ РІЗЬБОВИХ З'ЄДНАНЬ	88
	Додаток Б Заходи з охорони праці при монтажі монтажі монолітного безбалкового перекриття	96
	Додаток В Ілюстраційні матеріали (мультимедійна презентація).....	113

					<i>КМР 2319212 ПЗ</i>	Аркуш
						2
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

ВСТУП

Актуальність теми. Практична цінність роботи полягає у розробці методики розрахунку несучої здатності основ фундаментів реконструйованих будівель та споруд при посиленні піщаних основ виштампованими мікропалями. Запропоновані методи дозволяють виконати розрахунок необхідної кількості виштампованих мікропаль при реконструкції будівель та споруд.

Метою магістерської роботи є встановлення загальних закономірностей взаємодії ґрунтів із виштампованими мікропалями, визначення несучої здатності посиленої основи та розробка методики розрахунку. Для здійснення зазначеної мети в роботі було поставлено такі завдання:

1. Провести лоткові лабораторні дослідження особливості роботи основ, посиленних виштампованими мікропалями.
2. Виконати натурні штампові випробування основи, посиленої виштампованими мікропалями.
3. Оцінити закономірності зміни міцнісних та деформаційних властивостей основи в навколопаловому просторі.
4. Чисельно промоделювати роботу основи, посиленої мікропалями, і порівняти отримані дані з результатами експериментів.
5. Розробити методику розрахунку несучої здатності основ, посиленних виштампованими мікропалями, з встановленням мінімального необхідного числа мікропаль посилення в залежності від ступеня навантаження та властивостей ґрунтів основи.
6. Впровадити запропоновану методику на реальних об'єктах реконструкції.

Для виконання поставлених завдань було обрано такі шляхи вирішення:

1. Виконано огляд стану інженерно-геологічних умов Одеси, на майданчиках якого проводилися дослідження та впровадження розробок.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						3
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

2. Розроблено технологічні прийоми та проаналізовано особливості посилення основ виштампованими мікропалями.

3. Проведено лабораторні штампіві дослідження на посилених основах. Виявлено закономірності формування граничного тиску на основи та встановлені осадки штампів залежно від кута нахилу та кількості мікропаль.

4. Визначено ступінь ущільнення ґрунтової основи (методом динамічного зондування) у навколопаловому просторі на реальному об'єкті реконструкції.

5. У польових умовах проведено штампівий експеримент на основі, посиленій виштампованими мікропалями.

Наукова новизна представленої магістерської роботи полягає в наступному:

1. Розроблено метод посилення ґрунтів в основі існуючих фундаментів мікропалями, що дозволяє спрямовано формувати несучу здатність посиленого масиву ґрунту.

2. Визначено зони ущільнення ґрунтової основи з відповідними змінами міцнісних та деформаційних характеристик ґрунтів у навколопаловому просторі.

3. Розроблено методику розрахунку несучої здатності основ з визначенням необхідної кількості мікропаль посилення.

Апробація та публікація результатів роботи. Основні положення магістерської роботи доповідалися на IV Всеукраїнській студентській науково-практичній конференції «Досвід впровадження у навчальний процес сучасних компютерних технологій», 21-22 листопада 2024 р., м. Кропивницький.

Структура роботи. Робота містить 79 сторінок, в тому числі 17 таблиць, 26 рисунків, список з 41 використаних джерел, анотацію українською та англійською мовами, а також мультимедійну презентацію з 21 слайду. Текст роботи містить вступ, 3 розділи, висновки і рекомендації за результатами досліджень, а також три додатки.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						4
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ МЕТОДІВ ПОСИЛЕННЯ ОСНОВ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ

1.1. Необхідність посилення основ фундаментів будівель

В останні десятиліття у містах України проводиться масова реконструкція будівель та споруд. За свою історію значну кількість будівель у місті були піддані конструктивним змінам. До таких змін можна віднести надбудову додаткових поверхів (мансард), заміну міжповерхових дерев'яних перекриттів на залізобетонні, поглиблення підвалів. В результаті конструктивних змін, що виконуються, на основи фундаментів будівель збільшуються навантаження. Найчастіше реконструкція будівель відбувається без додаткових вишукувальних робіт і розрахункових обґрунтувань, без належного урахування напруженодеформованого стану ґрунтів основи під існуючими фундаментами. Таким чином, конструктивні зміни будівель, що реконструюються, можуть відбуватися без посилення основ і фундаментів, що призводить до нерівномірних деформацій споруд [2;11].

У сучасній реконструкції будівель мають місце недоліки, пов'язані з розвідувальними роботами, розрахунковими обґрунтуваннями та самими роботами з посилення основ та фундаментів, які мають бути усунені. З метою недопущення зазначених недоліків проводиться безліч дослідницьких робіт з вивчення напружено-деформованого стану ґрунтів основ та фізичного стану конструкцій фундаментів.

Інженерно-геологічні умови Одеси досить складні і характеризуються слабкими основами, тому будівлі і споруди міста схильні до значних деформацій. Основною причиною розвитку деформацій у будівлях та спорудах є нерівномірні осідання, які можуть бути спричинені такими умовами:

1. Різною геологічною будовою майданчика під плямою будівлі, що реконструюється, складені різностисненими ґрунтами.
2. Зміною гідрогеологічного режиму майданчика внаслідок:

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						5
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

робіт, пов'язаних із освоєнням підземного простору; протікання каналізаційних та теплових мереж; порушення систем стічного водовідведення; відкачування вод із підвальних приміщень.

3. Динамічними впливами від транспорту.

4. Вплив будівництва більш масивних будівель і споруд поруч із існуючими [12; 14].

5. Нерівномірним завантаженням ґрунтів основи.

При змінах рівня підземних вод в інтервалі висотних позначок знаходження дерев'яних лежнів та палів відбувається інтенсивне гниття деревини. З практики обстеження основ фундаментів будівель м. Одеса діаметр лежнів під підошвою бутових фундаментів становить від 120 до 250мм. У цьому випадку при інтенсивному гнитті лежнів осадка будівель на величину, що дорівнює діаметру лежнів, відбувається досить швидко. При цьому необхідно врахувати, що при будівництві будівель використовували різні деревини і лежні різних діаметрів. Внаслідок цього процес гниття дерев'яних конструкцій відбувається нерівномірно. Встановлено, що процес гниття деревини є однією з причин, що веде до нерівномірних осідань будівель. Причиною нерівномірних осадок також може бути винесення тонкодисперсних частинок ґрунту (механічна суфозія) під впливом напору підземних вод. У ряді випадків причиною нерівномірних осадок може бути дія агресивних вод на тіло фундаменту. Особливо це актуально для фундаментів історичних будівель, складених із вапняних плит, валунів та цегли на вапняно-піщаному розчині. Саме при активному впливі агресивних вод протікають деструктивні процеси, пов'язані з фільтрацією, розчиненням та вилугуванням карбонатного матеріалу, сезонними криогенними явищами та іншими факторами.

Відповідно до класифікації, запропонованої дослідником [23], основними причинами посилення основ та фундаментів є:

- збільшення наявних навантажень на фундаменти;

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						6
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- руйнування тіла фундаменту або зниження його гідроізолюючих властивостей;
- погіршення умов стійкості фундаментів, збільшення деформативності ґрунтів у їх основі;
- безперервний розвиток неприпустимих переміщень конструкцій.

Перед початком реконструкції будівель та споруд рекомендується виконати чітке обґрунтування необхідності посилення ґрунтової основи та фундаментів. Для цього необхідно провести комплекс заходів:

- провести ретельне обстеження об'єкта реконструкції;
- визначити стан ґрунтів основи до реконструкції;
- розрахувати додаткові осідання, що можуть виникнути під час реконструкції;
- виконати моделювання різних методик посилення;
- вибрати найбільш оптимальну технологію, яка застосовується для конкретних умов;
- дати прогноз та рекомендації щодо подальшої експлуатації об'єкта реконструкції;
- організувати моніторинг за деформаціями будівлі під час та після реконструкції [22].

Підбиваючи підсумки необхідності посилення основ і фундаментів, можна дійти невтішного висновку у тому, що основними критеріями посилення є нерівномірні деформації будинків та споруд у вигляді осадок, перекосів, кренів. У роботі [21] пропонується спосіб розрахунку основ будівель за деформаціями. Розглядається розрахунок проводиться у два етапи. У першому етапі визначається осадка будівлі до реконструкції, результат необхідний для оцінки стану будинку на момент реконструкції. На другому етапі визначаються додаткові осадки будівлі, які можуть виникнути внаслідок реконструкції.

Розрахунок основ щодо деформацій при реконструкції повинен задовольняти наступним умовам:

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						7
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$$S_d \leq S_{d.u}$$

$$(\Delta s/L)_d \leq (\Delta s/L)_{d.u} \quad (1.1)$$

$$i_d \leq i_{d.u}$$

де S_d - додаткове осідання фундаменту з розрахунку, що розвивається при збільшенні навантажень при реконструкції;

$S_{d.u}$ - граничне додаткове осідання фундаменту;

$(\Delta s/L)_d$ - розрахунковий перекис двох сусідніх фундаментів після реконструкції;

$(\Delta s/L)_{d.u}$ - граничне значення перекоосу на ділянці L ;

i_d - додатковий крен будівлі за розрахунком;

$i_{d.u}$ - граничний додатковий крен будівлі.

Нижче у табл. 1 наведено дані про середні, максимальні та нерівномірні осідання, які неприпустимо перевищувати в процесі реконструкції будівель [6].

Розрахунки за деформаціями та визначення несучої здатності основи допускається проводити із застосуванням програмних комплексів для пружнопластичного завдання з використанням методу скінчених елементів (МСЕ). При розрахунках використовуються розрахункові характеристики ґрунтів, визначені з урахуванням тривалого впливу існуючої забудови.

Моделювання роботи основ та фундаментів будівель при реконструкції можливо проводити з використанням плоскої та просторової розрахункових схем. При моделюванні стрічкових фундаментів результати розрахунків за плоскою та просторовою схемами близькі за своїми значеннями.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						8
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Таблиця 1. 1 Додаткові граничні деформації для безкаркасних будівель з несучими стінами

Конструктивна схема будівлі	Вид граничної деформації будівлі	Категорія будівлі за станом	Граничні деформації будівель за джерелами		
				2	4
Безкаркасне з цегляними стінами	$S_{d,u}$, см	I	4	4	2
		II	3	3	1
		III	2	2	0,5
	$(\Delta s/L)_{d,u}$	I	0,003	0,0008	0,003
		II	0,0015	0,0006	0,0007
		III	0,001	0,0004	0,0003
	$i_{d,u}$	I	0,004	0,002	0,004
		II	0,002	0,0015	0,001
		III	0,002	0,001	0,0005
Безкаркасна з цегляними армованими стінами	$S_{d,u}$, см	I	5	6	2
		II	4	4,5	1
		III	3	3	0,5
	$(\Delta s/L)_{d,u}$	I	0,0035	0,001	0,003
		II	0,0015	0,0007	0,0007
		III	0,0012	0,0005	0,0003
		I	0,004	0,002	0,004

	i _{d.u}	II	0,002	0,0015	0,001
		III	0,002	0,001	0,0005

Якщо результати розрахунків свідчать про недостатню несучу здатність основи чи додаткові деформації після реконструкції перевищують граничні значення табл. 1.1, то приймається рішення про посилення основи та фундаментів. Після прийняття рішення щодо посилення основи моделюються різні методики виконання робіт і вибирається найбільш оптимальна, що підходить до конкретних ґрунтових умов та фундаментів.

1.2. Інженерно-геологічні особливості м. Одеса

При дослідженні роботи ґрунтових основ у м. Одесі неможливо не торкнутися теми інженерно-геологічних умов даного регіону. Багаторічний досвід інженерів-геологів дав можливість отримати уявлення про геологічну будову території м. Одеса та його найближчих передмість, розташованих у межах трьох великих геоморфологічних районів [12]:

1. Приморський низовинний район.
2. Придніпровська низовина.
3. Високий терасований район.

Для реконструкції найбільш складних об'єктів були розроблені вісім основних типів ґрунтових розрізів, що найчастіше зустрічаються, на глибину до 10м [1; 8; 9].

Представляючи коротку характеристику інженерно-геологічних умов міста, не можна не згадати про гідрогеологічні умови території.

На території м. Одеса можна виділити чотири великі водоносні горизонти [12; 19]. Для вивчення роботи основ фундаментів докладніше розглянуто перший горизонт ґрунтових вод. Саме цей горизонт дуже впливає на роботу ґрунтових основ під фундаментами будівель, що реконструюються. Глибина залягання першого горизонту знаходиться на 1-3м від рівня планування, потужність залягання до 20м. Другий, третій і четвертий горизонти розташовані значно

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						10
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

глибше (понад 20м від рівня планування) і, відповідно, незначно впливають на роботу ґрунтів під будинками на природних основах. Водопровідним шаром у першому горизонті є піщані прошарки стрічкових глин, літоринові піски та супіски, а також техногенні відкладення. Водопором цього горизонту служать морені суглинки. Насичення здійснюється атмосферними опадами, розвантаження здійснюється у численні річки та канали міста.

Саме перший водоносний горизонт зазнає техногенних впливів від господарської діяльності міста. Останнім часом відзначається підвищення рівня води в першому горизонті. Це пов'язано із щільною міською забудовою та повсюдним асфальтуванням міста, що призводить до утруднення природного випаровування води з поверхні ґрунтів.

Таким чином, необхідно відзначити, що при реконструкції будівель з посиленням основ велике значення мають інженерно-геологічні дослідження з глибшим вивченням фізико-механічних властивостей ґрунтової основи та складу підземних вод. З метою отримання більш точних розрахунків несучої здатності основ за граничними станами та прогнозування роботи закріплених основ особливо актуально стає проведення розвідувальних робіт в умовах м. Одеси, де значні території знаходяться на слабких стиснутих ґрунтах [9].

1.3. Аналіз існуючих методів закріплення основ фундаментів

Існуючі рішення щодо посилення основ та фундаментів, що застосовуються при реконструкції, можна розділити на дві групи:

1. Зміна конструктивної схеми роботи фундаменту.
2. Стабілізація (посилення) ґрунтів основи з метою зниження його деформативності та збільшення граничного тиску на основу.

До змін конструктивної схеми роботи фундаменту можна віднести:

- ✓ збільшення глибини закладання фундаменту;
- ✓ поширення подошви фундаменту;
- ✓ влаштування шпунтових стінок;

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						11
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- ✓ пересадка фундаменту на палі різних конструкцій;
- ✓ будову додаткової фундаментної плити під усім будинком;
- ✓ цементна ін'єкція в тіло фундаменту, влаштування залізобетонної сорочки.

До посилення ґрунтової основи можуть бути віднесені такі заходи:

- цементация;
- ін'єкції за манжетною технологією;
- силікатизация;
- електрохімічне закріплення;
- закріплення основ з використанням термічної обробки (бітумізація, глинізація);
- ін'єкції за струменевою технологією;
- посилення виштампованими мікропалями.

Можна відзначити, що універсальних методів посилення основ та фундаментів фактично не існує. Кожен метод має ступінь своєї застосованості. Кожен із перерахованих методів посилення має низку позитивних і негативних властивостей, що має враховуватися при розробці проектів посилення. Більшість методів посилення ґрунтується на проникненні різних реагентів у ґрунтовий поровий простір та взаємодії їх з мінеральними частинками та вільною водою у ґрунті. Вибір методу посилення залежить у тому числі від пористості та фільтрації ґрунтової основи, що посилюється [4]. Далі розглядаються методи стабілізації (посилення) ґрунтів основи.

1.3.1 Метод закріплення основ цементацияю.

При закріпленні ґрунтів цементацияю відбувається нагнітання цементного розчину в пори ґрунту з метою скріплення та ущільнення мінеральних частинок. При цементацияї використовують суспензії з різними добавками. Для збільшення проникаючої здатності закріплювальних розчинів слід застосовувати цементи з різними величинами питомої поверхні.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						12
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Для ґрунтів з коефіцієнтом фільтрації $K_f > 100$ м/ добу (великоуламкові породи, гравелісті піски тощо) використовується звичайний портландцемент, що забезпечує оптимальну щільність цементного каменю. Рекомендується використовувати цемент марки більше 300. Для ґрунтів з коефіцієнтом фільтрації $K_f = 50 \dots 100$ м/ добу (великі та середні піски) рекомендується проводити подрібнення цементу до величини питомої поверхні $6000 \dots 8000$ $\text{см}^2/\text{г}$, для пісків з $K_f = 30 \dots 50$ м/доб (піски дрібні) подрібнення цементу слід проводити до величини питомої поверхні $8000 \dots 10000$ $\text{см}^2/\text{г}$ із застосуванням добавки жирних глин. Подрібнення цементу до певної величини сприяє підвищенню активності цементу і якості закріплюючої основи, що призводить до істотного підвищення несучої здатності закріпленої основи [4; 25].

Цементацийний розчин нагнітається через ін'єктори із сталевих труб діаметром 27-150 мм. Довжина перфорованої частини становить $1 \dots 0,8$ м. Ін'єктори занурюються на проектну позначку і проводиться нагнітання розчину в ґрунт, тиск при нагнітанні становить $0,2 \dots 0,4$ МПа.

Переваги	Недоліки
<ul style="list-style-type: none"> - висока якість закріплення піщаних основ; -простота технології виконання робіт; -достатньо недорогі матеріали, що використовуються при закачуванні (портландцемент); - висока продуктивність робіт; -екологічність методу. 	<ul style="list-style-type: none"> -процес спрямування закачування практично не контролюється (можливі ущільнення непроєктних ділянок основи); -відсутні розрахункові обґрунтування методу; - неможливе проникнення цементного молока в пилевоглинисті ґрунти [21].

Закріплення основ за манжетною технологією.

Манжетна технологія дає можливість закріплення практично всіх видів ґрунтів з утворенням «гідравлічних розривів» у ґрунті. Проникаючи від ін'єктора, розчин заповнює тріщини та порожнечі, тиском ущільнює пухкий ґрунт, діючи як внутрішньомасивний домкрат, і формує в процесі твердіння жорсткий армуючий каркас із включенням цементного каменю. Технологія закріплення полягає у використанні переносного подвійного тампона, що переміщується в трубах з манжетами і не дозволяє підніматися розчину вздовж труби вгору. Тиск при нагнітанні 04...06 МПа.

Переваги	Недоліки
<ul style="list-style-type: none"> - Можливість закріплювати практично всі види ґрунтів; - Достатньо недорогі матеріали, що використовуються при закачуванні (портландцемент); - Висока продуктивність робіт; - Висока якість закріплення піщаних основ; - Екологічність методу. 	<ul style="list-style-type: none"> - Існуючі конструкції манжетних колонок не враховують особливості ґрунтових умов; - Відсутні розрахункові обґрунтування методу; - Проведено незначну кількість досліджень з даної технології.

Силікатизація основ.

Для підвищення міцності, стійкості та водонепроникності піщаних та водонасичених ґрунтів (з $K_{\phi} = 2...80$ м/ добу) використовується метод силікатизації, заснований на застосуванні силікатних розчинів та їх похідних. При з'єднанні коагулянтів утворюється гель крем'яної кислоти, що цементує мінеральні частинки ґрунту. Спосіб силікатизації успішно застосовується для

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		14

закріплення ґрунтів в основах існуючих будівель з метою ліквідації їх просідань. Силікатизація може бути дво- та одно-розчинною [20].

Дворозчинна силікатизація полягає в послідовному нагнітанні в ґрунт спочатку водного розчину силікату натрію (рідкого скла) $\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{nSiO}_2$, а потім хлористого кальцію (CaCl_2), які в результаті хімічної реакції утворюють гель кремнієвої кислоти, гідрат окису кальцію (вапно) та хлористий натрій. При цьому міцність піщаних ґрунтів досягає 1,5...3 МПа, супіски - 0,5 МПа. Дворозчинна силікатизація розрахована на ґрунти з $K_{\phi} = 2...80$ м/доб.

Для слабо дренажних ґрунтів з коефіцієнтом фільтрації $K_{\phi} = 0,2...5$ м/добу (пилуваті піски, супіски) застосовується спосіб одноразової силікатизації; при цьому в ґрунт закачується суміш рідкого скла з затверджувачем (фосфорної кислоти або алюмінатом натрію) ($\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{nSiO}_2 + \text{H}_3\text{PO}_4$). Міцність закріпленого ґрунту становить 0,3-0,6 МПа.

Для лесових (хімічно активних) ґрунтів, у складі яких містяться солі кальцію (CaSO_4), також використовують однорозчинний метод силікатизації. У цьому випадку в основу, що закріплюється, нагнітається лише розчин крем'яної кислоти (силікату натрію), який, взаємодіючи з солями кальцію, утворює водонерозчинний гель. У лесових ґрунтах однорозчинний метод силікатизації надає закріпленому ґрунту міцності до 2 МПа.

Крім двох-і одно-розчинної силікатизації існує газова силікатизація. Особливість полягає в тому, що в ґрунт, що закріплюється, спочатку закачують (під тиском до 0,2 МПа) вуглекислий газ для активізації поверхні мінеральних частинок, потім відбувається нагнітання розчину рідкого скла. із щільністю 1,19-1,30 г /см³ (залежно від коефіцієнта фільтрації ґрунту). Недоліком газової силікатизації є межі застосування, в основному, для широкого діапазону вологості лесових ґрунтів (для піщаних ґрунтів застосування обмежується до $K_{\phi} \leq 0,5$ м/доб).

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						15
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Розчин при силікатизації нагнітають спеціальними трубами-ін'єкторами , що занурюються окремо або пакетами по п'ять штук. Відстань між ін'єкторами приймається залежно від типу ґрунту та уточнюється експериментально [9].

Переваги	Недоліки
<ul style="list-style-type: none"> - великий діапазон ґрунтів, що закріплюються; - високий ступінь закріплення слабо дренаючих ґрунтів. 	<ul style="list-style-type: none"> - висока вартість реагентів, що беруть участь у процесі закріплення; - відсутні розрахункові обґрунтування методу; - процес спрямування закачування практично не контролюється; - для ґрунтів з вологістю понад 20% проведення силікатизації недоцільно [20].

Метод електрохімічного закріплення.

Електрохімічне закріплення використовується для підвищення несучої здатності та зменшення деформованості основ, складених водонасиченими глинистими, пілуватими та мулистими ґрунтами (супіски, суглинки) з коефіцієнтом фільтрації $K_f < 0,1$ м/добу . Метод електросилікатизації заснований на явищах електроосмосу та силікатизації (замість силікатизації можуть бути використані й інші види хімічних добавок, від цього залежить вид закріплення). Принцип роботи електроосмосу полягає в тому, що при пропусканні постійного струму через глинистий ґрунт останній втрачає зв'язкову воду, яка отримує переміщення (міграцію) у бік негативного електрода (катода) [4].

Технологічний процес електрохімічного закріплення полягає в тому, що ґрунти основи, що закріплюються, схильні до обробки постійним електричним

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		16

струмом. Струм дозволяє полегшити та прискорити проникнення хімічних добавок у ґрунт. Ін'єктори -електроди занурюються в ґрунт основи з різних боків фундаменту. Вільна вода накопичується біля катода, потім через перфорований ін'єктор відкачується. Одночасно через ін'єктор -анод подається розчин хлористого кальцію (CaCl_2), який сприяє закріпленню основи. Періодично відбувається зміна полярності. Закріплення основи проводять за схемою знизу-вгору.

В результаті закріплення в зв'язному ґрунті зменшується вологість (ґрунт переходить у категорію тугопластичного, напівтвердого стану, з коефіцієнтом фільтрації $K_f < 0,1$ м/добу) і зростає міцність (кут внутрішнього тертя та зчеплення збільшуються до 70%) [4; 21].

Ефективність застосування електрохімічного закріплення істотно залежить від мінералогічного складу ґрунту та вмісту солей у ґрунті природної структури.

Переваги	Недоліки
<ul style="list-style-type: none"> - високі показники характеристик закріпленої основи; - внаслідок електрохімічного закріплення ґрунтів різко знижується їхня здатність до набухання. 	<ul style="list-style-type: none"> - обмежене використання даного методу (тільки у водонасичених ґрунтах); - проведено незначну кількість досліджень з даної технології; - наявність джерела постійного струму об'єкті реконструкції; - найвища вартість реагентів.

Закріплення за струменевою технологією.

Струменева технологія закріплення основ є однією з перспективних в умовах м. Одеси, оскільки діапазон використання струменевої технології для

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						17
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

закріплення дисперсних ґрунтів практично необмежений [10; 15; 20]. В основі технології лежить використання високонапірного струменя цементного розчину для руйнування і одночасного перемішування ґрунту з цементним розчином [20; 21]. Технологія закріплення полягає в наступному:

- пробурюється лідерна свердловина буровим інструментом, у нижній частині якого розташований монітор із соплами;
- через сопла під тиском 100...150 атм. подається напір води;
- вода розмиває ґрунт, перетворюючи його на пульпу;
- розмита ґрунтова пульпа у вигляді вибуреного шламу піднімається зі свердловини нагору і підлягає регенерації;
- при вилученні бурових штанг зі свердловини відбувається подача твердіючого цементного розчину через сопла монітора з одночасним обертанням (тиск подачі речовини від 0 до 70 МПа);
- під дією напору ґрунт перемішується з цементним розчином, утворюючи ґрунтоцементну суміш;
- в результаті закріплення за струменевою технологією в ґрунті утворюється ґрунтоцементний стовп закріпленого ґрунту.

Закріплений стовп має достатню міцність і практично водонепроникний, що дозволяє розглядати цю технологію як протифільтраційну завісу [4].

Необхідно відзначити, що методом струминної технології можна закріплювати практично весь спектр ґрунтів - від гравістих відкладень до дрібнодисперсних глин та мулів.

Переваги	Недоліки
- високі показники характеристик закріпленої основи;	- при бурінні свердловин з промиванням водою та підйомом пульпи на поверхню ґрунту відбувається обводнення ґрунтів,

<p>— не викликає динамічних впливів на навколишню забудову;</p> <p>- можливість закріплення величезного спектру ґрунтових основ;</p> <p>- можливість закріплювати ґрунти з різним ступенем водонасичення;</p>	<p>підвищення рівня підземних вод, що може спричинити додаткові опади фундаментів при реконструкції будівель;</p> <p>- велика витрата цементного розчину [23];</p>
<p>- висока технологічність процесу закріплення;</p> <p>- висока продуктивність методу [23].</p>	<p>- потрібні спеціальні дослідження щодо підбору складу суміші для кожного будівельного майданчика; використання складного обладнання, здатного працювати з високими тисками (до 70 МПа).</p>

Посилення виштампованими мікропалями.

Технологія влаштування та результати посилення основ виштампованими мікропалями розглянуті в роботах багатьох вчених

На основі досвіду використання виштампованих мікропаль при посиленні основ були проведені експерименти та досліджено роботу основ, посилених виштампованими мікропалями.

Метод посилення штампованими мікропалями полягає у втрамбуванні в основу щебеню або жорсткого бетону за допомогою пневмопробійника. Даний метод здатний покращувати основи з пісків, від пилюватих до середньої крупності, насичених водою. Довжина мікропаль становить до 2,5 м, за допомогою спеціальних насадок можна збільшити їх довжину. При збільшенні довжини мікропалі зростають трудовитрати.

Мікропалі діаметром 100...250 мм довжиною 1,5...2,5 м виконуються методом повторюваного трамбування сухої бетонної суміші в свердловині, що

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						19
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

пробивається пневмопробійниками ІП 4605А (d=95 мм, L=1500 мм); ІП 4603Б1 (d=130 мм, L=2000 мм) або пневмопробійником , поміщеним у спеціальну капсулу (d=159 мм, L=2000 мм), з наступним заповненням утвореної порожнини литим бетоном і в залежності від проекту арматурним каркасом.

Мікропалі виготовляються в наступному порядку. Пневмопробійником (або пневмопрібойником в капсулі) пробивається свердловина глибиною 1,5 ... 2 м. При вилученні пневмопробійника нижня частина свердловини може виявитися заповненою ґрунтом, що розріджується. Верхня частина свердловини заповнюється напівсухою бетонною сумішшю (щебінь, пісок, цемент = 2:2:1) і крізь це засипання свердловина проходить пневмопробійником заново. Ця операція повторюється кілька разів до досягнення проектного діаметра мікропалі, потім пробита порожнина заповнюється литим бетоном. Таким чином, навколо стовбура палі з литого бетону діаметром, рівним діаметру пневмопробійника або капсули, формується тіло палі з втрамбованої напівсухої бетонної суміші, що надалі твердне, діаметром 200. . .250 мм, а навколо неї - зона ущільненого ґрунту.

Було проведено низку експериментальних досліджень щодо визначення зони впливу від виштампованих мікропаль на навколишню ґрунтову основу.

Використання виштампованих мікропаль відкриває великі перспективи для посилення ґрунтів під фундаментами на природних основах. Невеликі габарити і маса пневмопробійників дозволяють робити посилення в стиснених підвальних приміщеннях, а також зовні будівлі. Технічні можливості пневмопробійників дозволяють робити похилі та вертикальні виштамповані мікропалі, що значно знижує обсяги земляних робіт при посиленні основ [10].

Великий діапазон посилення слабких водонасичених основ ідеально підходить до інженерно-геологічних умов м. Одеса.

Маючи безліч переваг, спосіб посилення похилими виштампованими мікропалями все ж таки не знайшов широкого застосування на майданчиках реконструкції. Це пов'язано з недостатньою вивченістю методу. Зокрема

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						20
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

проведено незначну кількість експериментальних досліджень щодо вивчення роботи посиленої основи. Відсутні методичні вказівки та рекомендації щодо розрахунку збільшення несучої здатності посиленої основи та розрахунки для визначення необхідної кількості мікропаль посилення. Відсутні відомості про зміну несучої здатності основ залежно від кута нахилу мікропаль.

Переваги	Недоліки
<ul style="list-style-type: none"> - отримання основи армованого мікропальми з більш високими властивостями міцності; - можливість посилення всіх видів піщаних основ; висока технологічність процесу посилення; - можливість посилювати ґрунти з різним ступенем водонасичення; - висока продуктивність методу; - висока точність проходження; - невелика вага та габарити установки (дозволяє проводити посилення в малих підвальних приміщеннях). 	<ul style="list-style-type: none"> - проведено незначну кількість досліджень з даної технології; - відсутні розрахункові обґрунтування методу; - необхідна наявність компресорної станції; - невивчені зони ущільнення ґрунту біля мікропаль ; - відсутня розрахунок несучої здатності посиленої основи.

1.4. Короткий огляд стану дослідження граничного опору основ

На основі робіт В.І. Курдюмова, в яких він висвітлив якісну сторону процесів, що відбуваються в піщаних основах при руйнуванні, було зроблено ряд пропозицій за методикою розрахунку граничного тиску на основи та розвинена теорія граничного опору ґрунтів у основах будівель та споруд. В методах розрахунку граничного тиску застосовувалися поверхні ковзання, що складаються з двох перетинаючихся площин. Перша площина ковзання знаходилася в межах подошви фундаменту, друга - за її межами.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						21
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Рішення для визначення граничного тиску на основу, засновану на теорії граничної рівноваги, при вертикальному навантаженні вперше було описано Л. Прандлем [18].

На думку В.Г. Березанцева [17; 18; 19], розроблені до середини 20 століття, найбільш відомі інженерні методи визначення граничного тиску дають занижені результати. До таких методів відносяться:

- методи, засновані на застосуванні поверхонь ковзання, складених з площин;
- методи, засновані на застосуванні круглоциліндричної поверхні ковзання;
- методи, засновані на використанні теорії лінійно-деформованого напівпростору.

Найбільш точні результати розрахунків виходять при вирішенні теорії граничної рівноваги. Рішення з теорії граничної рівноваги усувають необхідність довільно задавати обрис поверхонь ковзання і дозволяють у суворій відповідності з вихідними даними вирішувати завдання визначення граничного тиску на основу і визначати обриси поверхонь ковзання. Результати теоретичних розрахунків щодо визначення граничного тиску, заснованих на теорії граничної рівноваги, та результати експериментів мали добрий збіг. У вирішенні плоскої задачі теорії граничної рівноваги для стрічкового фундаменту з рівномірно розподіленим привантаженням стан граничної рівноваги в основі настає при нерівномірному розподілі граничного тиску по підшві фундаменту. При нерівномірному розподілі зовнішнього навантаження випирання ґрунту з-під підшви в момент граничного стану відбувається в один бік, а при центральному (симетрично розподіленому) навантаженні на фундамент відбувається двостороннє випирання. При досягненні граничного тиску на основу в ньому було виділено три зони (див. рис. 1.1).

					<i>КМР 2319212 ПЗ</i>	Аркуш
						22
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

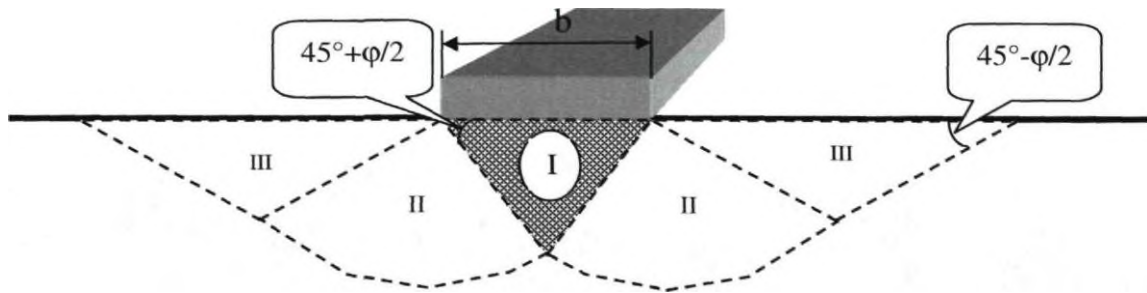


Рис. 1.1. Розрахункова схема формування граничного стану від смугового рівномірно розподіленого навантаження для основи (за Прандлем). I – зона переущільненого ґрунту у вигляді клина; II – зона розвитку пластичних деформацій (зрушень в умовах граничного стану); III – зона з безперервними поверхнями ковзання (формування випору).

Згідно з представленою схемою, перша зона утворюється безпосередньо під фундаментом у вигляді ущільненого клина. При осіданнях фундаменту клин переміщується разом з фундаментом, передаючи тиск на нижні шари ґрунту. Друга зона характерна тим, що у ній утворюються області зрушень. У третій зоні формуються поверхні випору.

Необхідно відзначити, що зони зрушень у незаглиблених або малозаглиблених фундаментах з'являються значно раніше, ніж у заглиблених, так як ґрунту, що деформується, доводиться долати меншу відстань до поверхні ґрунту та чинити опір меншому тиску ґрунту, що оточує фундамент.

1.5. Висновки по розділу, мета та завдання досліджень

Проведений огляд показав, що м. Одеса знаходиться у складних інженерно-геологічних умовах. Значна частина території міста складена товщею слабких водонасичених ґрунтів. Найпоширенішою основою для фундаментів служать піски пилуваті, дрібні та середньої крупності. Складні геологічні умови міста є однією з головних причин нерівномірних деформацій будівель і споруд, що реконструюються.

Існуючі критерії реконструкції будівель з посиленням основ та фундаментів будівель та споруд м. Одеса були розроблені та адаптовані до

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						23
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

специфічних особливостей інженерно-геологічних умов з урахуванням накопиченого досвіду під час будівництва та реконструкції у забудованих частинах міста.

В даний час застосовують цілу низку як традиційних, так і сучасних методів посилення основ під фундаментами існуючих будівель. Кожна технологія посилення має низку переваг і недоліків. Істотним недоліком деяких технологій, описаних у розділі 1.3 є можливість застосування їх лише для конкретних ґрунтових умов. У ґрунтових умовах м. Одеса найбільш оптимальними є ті технології, які здатні посилювати піщані основи, насичені водою. Технологію закріплення ґрунтів основи з використанням виштампованих мікропаль цілком, можна ефективно і економічно доцільно використовувати в ґрунтах м. Одеса. Ця технологія не набула широкого поширення через низку причин. Основними недоліками методу посилення виштампованими мікропальями є:

- відсутність розрахунку несучої здатності стабілізованої основи;
- відсутність розрахунку необхідної кількості мікропаль, необхідного при посиленні;
- проведено невелику кількість досліджень щодо посилення основ.

З урахуванням вищесказаного, запропоновано такі цілі, завдання та принципи досліджень.

Метою є встановлення загальних закономірностей взаємодії ґрунтів з виштампованими мікропальями, визначення несучої здатності посиленої основи та розробка методики розрахунку. Для здійснення зазначеної мети у роботі було поставлено такі завдання.

1. Провести лоткові лабораторні дослідження особливості роботи основ, посилені виштампованими мікропальями:
2. Виконати натурні штампіві випробування основи, посиленої виштампованими мікропальями.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						24
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

3. Оцінити закономірності зміни міцнісних та деформаційних властивостей основи в навколопальовому просторі.

4. Чисельно промоделювати роботу основи, посиленої мікропалями, і порівняти отримані дані з результатами експериментів.

5. Розробити методику розрахунку несучої здатності основ, посилених виштампованими мікропалями, з встановленням мінімального необхідного числа мікропаль посилення в залежності від ступеня навантаження та властивостей ґрунтів основи.

6. Впровадити запропоновану методику на реальних об'єктах реконструкції.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						25
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 2. Дослідження міцних і деформативних властивостей підсилених основ

2.1. Експериментальні дослідження граничного опору основи

2.1.1 Методика проведення штампових досліджень

Метою даного дослідження є:

- 1) Вивчення роботи основ, посилених виштампованими мікропалями;
- 2) Визначення залежності несучої здатності основи та осідання моделі фундаменту від кута нахилу, довжини та кількості мікропаль на одиницю розрахункової довжини фундаменту.

Для оцінки впливу виштампованих мікропаль на основи були проведені стендові лоткові випробування. Для дослідження було взято моделі фундаментів у вигляді штампів.

Стендові лоткові експерименти проводилися на спеціально виготовленій установці, що складається з лотка з пилюватим піском і металевої станини для створення навантаження. Розмір лотка в плані 0,50*0,16 м, висота 0,30 м. Загальна висота установки 2,10 м. Схема установки наведена на рис. 2.1.

Лоток був виготовлений із металевих куточків зі стінками зі скла завтовшки 8 мм. Прозорі стінки лотка були необхідні для візуального спостереження за розвитком поверхонь ковзання при навантаженні основи. Конструкція лотка передбачала дві вертикальні пластикові трубки з отворами, через які відбувалося водонасичення піску. Зверху на лоток кріпилася станина, де була розташована система навантаження і прикріплений індикатор годинного типу (для фіксування деформацій) з точністю вимірювань до 0,01 мм.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						26
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

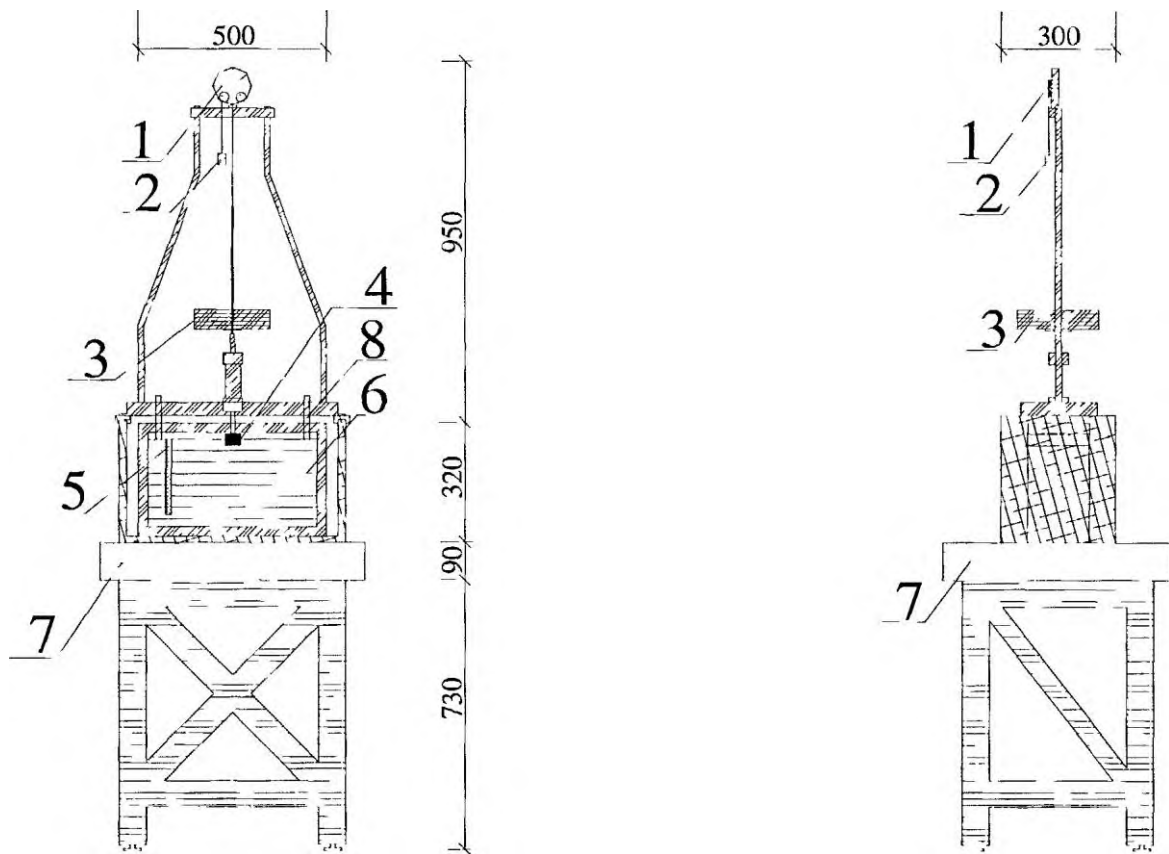


Рис. 2.1. Схема стану (лоткові випробування).

1- індикатор годинного типу, 2 - противаги, 3 - привантаження, 4 - штамп, 5 - мірна лінійка, 6 - лоток з піском, 7 - станина для установки, 8 - п'єзометричні трубки для водонасичення піску.

Для передачі навантаження на штамп було розроблено пряму систему навантаження. Збільшення навантаження здійснювалося шляхом додавання каліброваних гирь. Штамп у лотку встановлювався таким чином, щоб тиск, що передається, на нього був центральним.

Для дослідження основи використовувалися штампи та моделі мікропаль. Матеріал штампів – деревина, мікропаль – бетон. Розміри штампів - 150x40 мм, 53x40 мм, 40x40 мм. Розміри мікропаль: довжина 100 мм, діаметр 9-10 мм. Моделі мікропаль виготовлялися з піску (діаметром від 1 до 3 мм), цементу, води та сталевого дроту діаметром 0,5мм. Для виготовлення.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						27
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

моделей були виготовлені форми з пластикових трубок. У форми заливався розчин і за три доби готові моделі виймалися з форм.

У процесі дослідів проводилося вимірювання вертикальних осідань штампів і велися спостереження за розвитком деформацій.

Для проведення дослідів як основа використовувався пилюватий пісок, насичений водою. Вибір пилюватого піску пояснюється тим, що даний вид ґрунту найчастіше служить основою під будинками в м. Одеса (п. 1.2). Відповідно до досліджень [15; 24], для прогнозу роботи піщаних основ у лабораторних експериментах можна використовувати матеріал природи, тобто той самий пісок. Наявний досвід моделювання роботи основи у піщаних ґрунтах підтверджує можливість отримання надійних результатів для переходу до натуральних розмірів фундаментів.

Фізико-механічні характеристики піску було визначено лабораторними методами. Гранулометричний склад визначався комбінованим способом-просіюванням та відмучуванням [15; 21]. Для визначення міцнісних та деформативних властивостей використовувалися консолідовано-дреновані випробування в стабілометрі. Зразки ґрунту ущільнювалися всебічним тиском у камері стабілометра із заданою програмою випробувань. Тиск передавався ступенями із забезпеченням відтискання води із зразків ґрунту.

Після кожного експерименту для визначення щільності, вологості та коефіцієнта пористості з лотка відбиралося по 3 зразки ґрунту (методом ріжучого кільця), Середнє значення щільності піску склало $\rho=2,08$ кг/см², вологості $\omega=0,22—0,24$, коефіцієнта пористості $e=0,69 - 0,73$. Модуль деформації за результатами стабілометричних випробувань становив 7,8 МПа.

Пісок у лоток укладався у повітряно-сухому стані з пошаровим ущільненням (3 см). Після укладання піску відбувалося його повне водонасичення. Водонасичення здійснювалося поступово до ступеня вологості $S_r < 0,8$.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						28
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Стендові лоткові експерименти з вивчення особливостей роботи основ посилених мікропалями були поділені на два етапи.

У першому етапі відбувалося вивчення якісної картини деформації піщаної основи під впливом навантаження. Дослідження здійснювалися шляхом фотофіксації зсувів піску через прозору стінку лотка, у якому розташовувався масив ґрунту. На другому етапі вивчалася залежність переміщень штампу та граничний опір основи від чинного навантаження.

На рис. 2.2 наведено знімок загального вигляду стенду.



Рис. 2.2. Загальний вигляд випробувального стенду

2.1.2 Основні результати штампових випробувань

Вперше експериментальні дослідження з вивчення процесів деформації в масиві ґрунту через прозорі стінки лотка були зроблені у 1888 р [8].

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		29

Внаслідок досліджень отримано безліч фотоматеріалів про роботу сухої піщаної основи. По візуальному дослідженню картини втрати несучої здатності піщаних основ насичених водою проводилися недостатні дослідження. Існують матеріали досліджень зарубіжних вчених Ст. Іствуда [7], Г. Мейергофа [9], які присвячені вивченню зміни несучої здатності основ у сухому та водонасиченому стані. За результатами досліджень В. Іствуда і Г. Мейергофа несуча здатність водонасичених піщаних основ знижується по відношенню до сухих не більше, ніж на 30% [7].

Для вивчення зміни граничного тиску (залежно від ступеня водонасичення основи) були проведені штампові випробування на сухій та водонасиченій основі. Випробування проводилися зі штампом розміром 40x40 мм (див. рис. 2.3, де графіки побудовані на підставі опосередкування за трьома експериментами).

На рис. 2.3 видно, що осадка штампу на водонасиченій основі розвивається більше за величиною порівняно з сухою основою. Так само втрата стійкості (I граничний стан) штампу на водонасиченій основі настає при меншому тиску, ніж на сухій основі. На підставі проведених експериментів визначено, що граничний опір сухої основи приблизно на 18% вище водонасиченого.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						30
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Графік залежності осадки S мм від тиску, що прикладається, P кПа (графік побудований на підставі штапкового випробування)

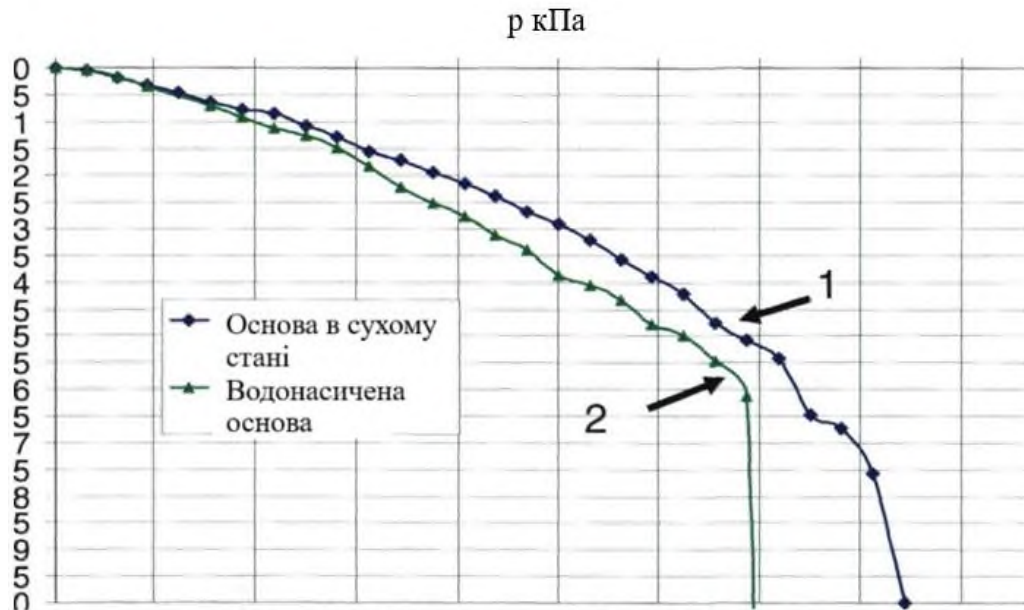


Рис. 2.3. Графіки штапкових досліджень піщаної основи

1. Випробування на сухій основі;
2. Випробування на водонасиченій основі.

Оскільки завданням магістерської роботи є дослідження роботи основ за умов міста Одеса, де більшість основ під фундаментами перебувають у водонасиченому стані, всі наступні експериментальні дослідження проводилися для водонасичених піщаних основ.

Один із штапів, що використовується в експериментах для спостереження за розвитком поверхонь ковзання до і після посилення основи, мав розмір у плані 150x40 мм. Сторони штапу практично впритул торкалися скляних стінок лотка. При використанні даного штапу пісок у лоток укладався пошарово з горизонтальними прошарками із підфарбованого піску (синього кольору). Для візуального сприйняття відхилень горизонтальних ліній підфарбованого піску на передній стінці лотка було виконано розмітку як горизонтальних ліній через 3 см. З метою масштабного сприйняття деформацій на стінку лотка було прикріплено лінійну шкалу. Усі деформації

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		31

основи фіксувалися цифровою фотокамерою. Фотофіксація зміни картини деформованого стану основи проводилася на кожному етапі навантаження.

Навантаження на штамп передавалося центровано ступенями, результати відліку по індикатору знімалися через кожні 15 хв і заносилися до журналу. Ступіні навантаження були обрані по 1 кг. Кожна наступна ступінь навантаження прикладалася після умовної стабілізації деформації штамп. При наблизенні навантаження до граничного період стабілізації деформації зростає. При досягненні граничного тиску відбувалося різке зростання деформації (втрата стійкості).

Дослідження несучої здатності моделі фундаменту проводилися як на природній основі, так і на основі, посиленій мікропалями (рис. 2.4).



Рис. 2.4. Лоткові випробування штамп на непосиленій основі з позначенням горизонтальних шарів.

По положенню деформованих горизонтальних смуг піску чітко видно, що деформації на основі розвиваються, переважно, у вертикальному напрямі. Контур деформування кольорових пофарбованих шарів підтверджує

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						32
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

наявність клиноподібного ущільненого ядра під подошвою штампу. При переміщенні штампу ущільнене клиноподібне ядро, що утворилося, переміщалося разом зі штампом, розсовуючи з клином ґрунтовий масив в горизонтальному і вертикальному напрямку. Ця обставина відкидає умови посилення ґрунтів основи при реконструкції будівель та споруд у межах ущільненого клиноподібного ядра. Оскільки від ваги споруди основа під подошвою фундаменту вже досить ущільнена, отже, зміцнювати необхідно зони, що знаходяться поза ущільненим клином.

Зі збільшенням тиску на основу під штампом утворювалася ущільнена зона, темніша, ніж навколишній ґрунтовий масив. Це пояснюється відтисканням вільної води з основи під штампом та концентрацією води на стінках лотка.

Метою дослідження було не лише визначення вертикальних деформацій ґрунту, а й розвиток горизонтальних переміщень основи. Горизонтальні переміщення основи також впливають на утворення ущільнених зон по краях фундаменту, які зростають до певної величини і в результаті призводять до втрати несучої здатності (відбувається випор ґрунту і різке зростання осадки) [11]. Для визначення горизонтальних переміщень у лотку було відсипано горизонтальні та вертикальні смуги з підфарбованого піску. Вертикальні смуги відсипалися з обох боків подошви фундаменту. На рис. 2.4 неважко помітити початок утворення клиноподібного ядра під подошвою.

Вертикальні деформації починають розвиватися за традиційною схемою (з утворенням клина), горизонтальні деформації на початкових етапах навантаження розвиваються інакше. Верхні частини вертикальних смуг залишаються постійними (крім їх незначного здавлювання краями подошви штампу), нижні частини смуг починають зміщуватися у бік нижньої кінцівки клина.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						33
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

При наближенні тиску на основу до граничного картина деформування вертикальних смуг змінюється (див. рис. 2.5).

При цьому навантаженні верхні частини вертикальних смуг зміщуються до середини підошви штамп, а нижні розсуваються убік. Таким чином, підтверджується класична картина втрати стійкості з утворенням поверхонь ковзання поза клином. Головною відмінністю від класичної картини втрати стійкості є відсутність утворення випору ґрунту з-під підошви штамп (відсутність випору спостерігалось у всіх проведених експериментах, у тому числі на сухій основі). Відсутність випору пояснюється щільністю укладання основи. Усі досліджувані основи перебували у стані середньої щільності (коефіцієнт пористості $e=0,69-0,73$). На підставі отриманих штампових досліджень [11] було зазначено, що в пилюватій піщаній основі, укладеної з коефіцієнтом пористості $e>0,60$, при граничних навантаженнях відбувається різке осадання штамп без утворення випору основи. При щільності пилюватого піску, меншої $e<0,60$ (щільний стан) при граничному тиску на поверхні ґрунту навколо штамп практично завжди спостерігалось утворення випору.

Після вивчення роботи непідсиленої основи під підошвою штамп було виконано дослідження роботи основи, посиленої мікропалями.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						34
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

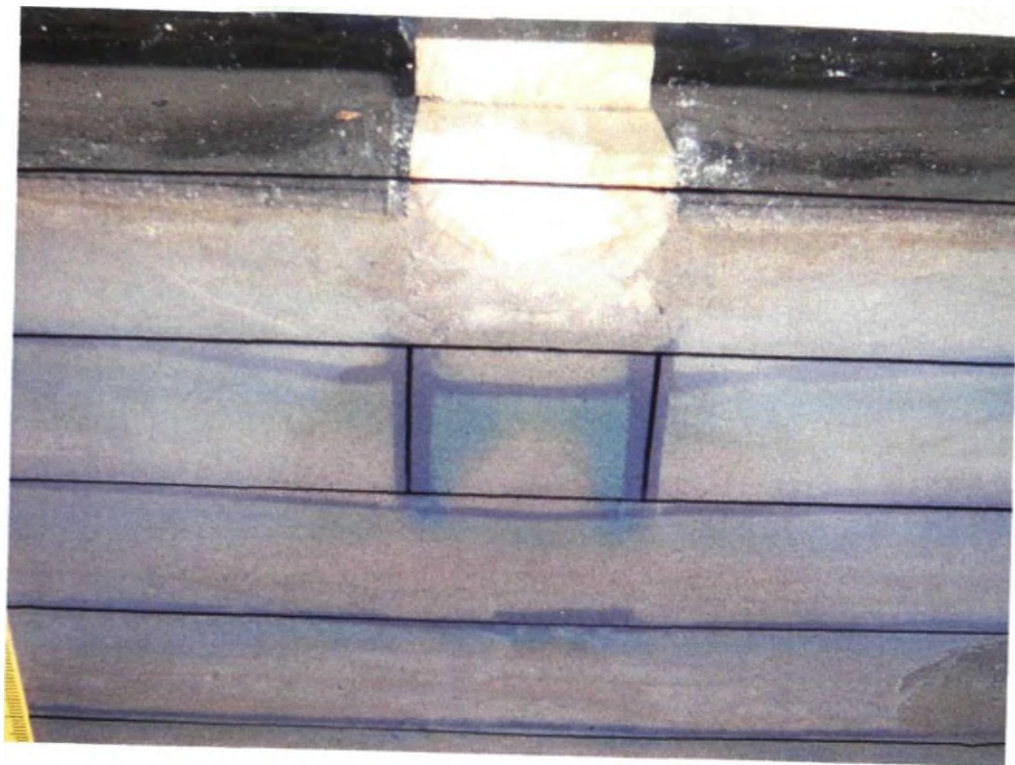


Рис. 2.5. Лоткові випробування штампу на непідсиленій основі з позначенням горизонтальних та вертикальних шарів. Початковий етап формування клиноподібного ущільненого ядра.

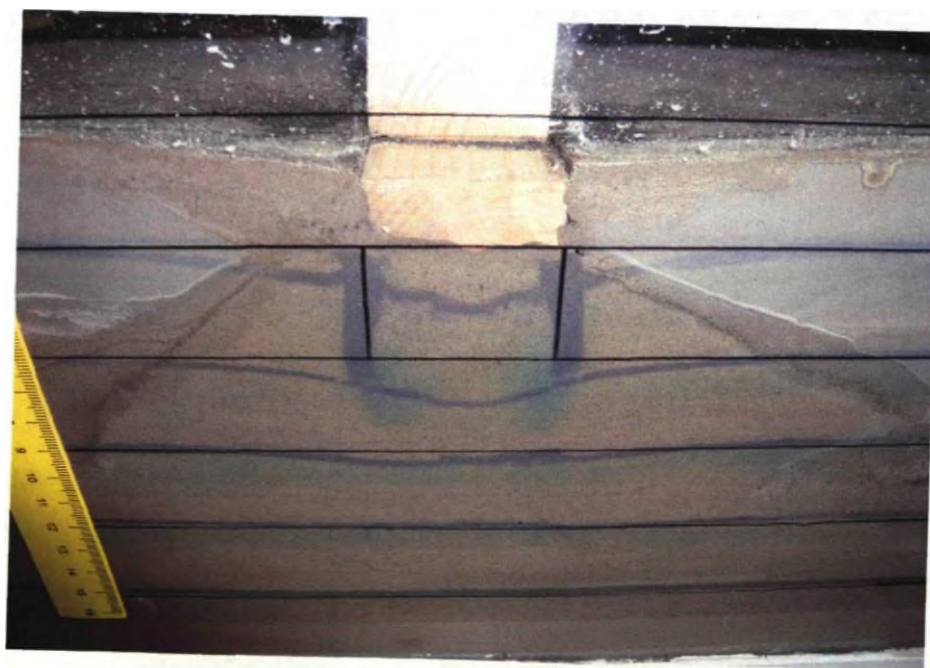


Рис. 2.6. Лоткові випробування штампу на непідсиленій основі з позначенням горизонтальних та вертикальних шарів. Етап втрати стійкості основи.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		35

Мікропалі встановлювалися під кутами 0° (рис. 2,6), 30° (рис. 2.7), 45° (рис. 2.8) до вертикалі в 5 мм від крайньої точки підшви штампів. Максимальний кут нахилу мікропалі у виконаних випробуваннях склав 45° . Теоретично можна посилювати основи і з великим кутом нахилу мікропалі, але збільшення кута нахилу викличе додаткові технологічні труднощі. Наприклад, для того щоб зробити мікропалю під кутом 90° необхідно відкопати траншею на глибину нижче підшви фундаменту і на довжину, що дорівнює довжині пневмопробойника (м). Відкопування такої траншеї неприпустиме в умовах реконструкції будівель у м. Одеса, оскільки вимагатиме водозниження і може викликати випор ґрунту з-під підшви фундаменту, що може призвести до неприпустимих деформацій. Іншою причиною вибору максимального кута посилення мікропалями (45°) є те, що під підшвою фундаменту за час експлуатації будівлі вже сформувалося клиноподібне ущільнене ядро з досить хорошими міцнісними та деформативними характеристиками ґрунтів (див. рис. 1.2), тому в додатковому посиленні ущільненого ядра немає необхідності. Отже, посилювати потрібно тільки ті зони, які стикаються з клиноподібним ядром і в яких відбувається розвиток поверхонь ковзання.

З наведених фотоматеріалів видно, що в непосилених основах картина деформацій основи проявляється більше, ніж у ґрунтах посиленіх мікропалями. Відзначено, що після занурення мікропаль розвиток деформацій відбувається повільніше в порівнянні з непосиленим основою. Ця умова зберігається досі втрати стійкості мікропаль. При вертикально виконаних мікропалях (рис. 2.6) зі зміщення горизонтальних і вертикальних підфарбованих ліній з різних боків від штампів видно чітку картину розвитку поверхонь ковзання, У лівій частині (мікропаля розташована біля протилежної стінки лотка) рис. 2.6 відбувається утворення поверхонь ковзання з горизонтальними переміщеннями ґрунту убік від штампів. Права частина рис. 2.6 (мікропаля розташована впритул до стінки лотка) через

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						36
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

перешкоди у вигляді мікропалі, горизонтальні деформації не розвиваються. Вертикальні деформації продовжують розвиватися по глибині до зіткнення ґрунту з мікропалею. В результаті вертикальні деформації правої частини дещо більші за деформації лівої частини. В основах, посилених мікропалами під кутом 30° і 45° горизонтальні деформації основи з різних сторін від штампку відбувалися приблизно однаково.

Після проведення серії дослідів з вивчення якісної картини деформації зі штампком розміром $0,15 \times 0,04$ м, було прийнято рішення провести дослідження щодо вивчення залежності деформацій штампку від чинного навантаження зі штампком розміром у плані $0,04 \times 0,053$ м. Вибір такого розміру пояснюється двома причинами: - повністю виключити вплив стінок лотка на основу; - виконати модель в масштабі 1:15 натурального фундаменту.



Рис. 2.7. Основа, посилена мікропалами під кутом 0° .

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		37



Рис. 2.8. Основа, посилена мікропалями під кутом 30°



Рис. 2.9. Основа, посилена мікропалями під кутом 45°

0

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		38

Випробування так само проводилися для непідсиленої основи та основи, посиленої мікропалями (дві мікропалі) з різними кутами занурення. Дослідження несучої здатності основи під дією вертикального навантаження на штамп проводилося при наступних кутах занурення мікропаль - 0° , 30° , 45° . До кожного з кутів повторність дослідів була щонайменше 3 разів. З проведених випробувань будувалися графіки «тиск - осадка».

На рис. 2.9 наведено графіки осадки від тиску для штампу $0,04 \times 0,053$ м. На графіках представлені середні значення (середнє значення осадки, отримане на підставі трьох експериментів для кожного виду положення мікропалі, а також для непідсиленої основи) осадки для основи без посилення мікропалями під кутом 0° , 30° , 45° до вертикалі. Повні дані про граничний тиск і осідання (величини осадки, зняті при тиску 145 кПа) представлені в таблиці №2.1. Тиск на основу у представлених випробуваннях збільшувався до втрати стійкості штамп (різке зростання осадки).

На представленому графіку (рис. 2.9) чітко видно залежність величини граничного опору від кута нахилу мікропаль. На підставі проведених експериментів побудовано діаграму залежності величини граничного опору від кута нахилу мікропаль (рис. 2.10).

При тиску на основу до 100 кПа практично всі графіки (рис.2.9) залежності деформації та напруги лінійні. При більшому тиску на основу графіки для непосиленої основи і основи, посиленої вертикальними мікропалями, мають криволінійний вигляд. Графіки для основи, посиленої мікропалями під кутами 30° і 45° практично до повної втрати стійкості (провальні деформації) мають лінійну залежність осадки від тиску.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		39

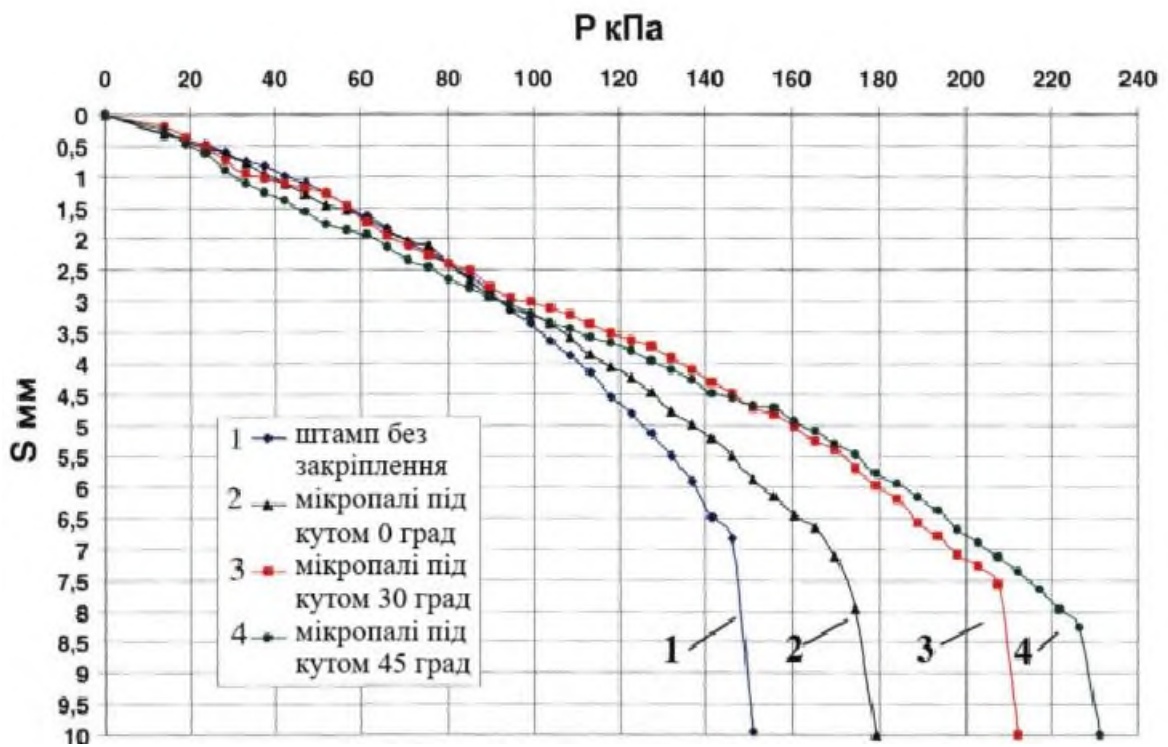


Рис. 2.10. Графіки штампових випробувань для невідсиленої основи та основи посиленої мікропаллями (під різними кутами щодо вертикалі 0° , 30° , 45°).

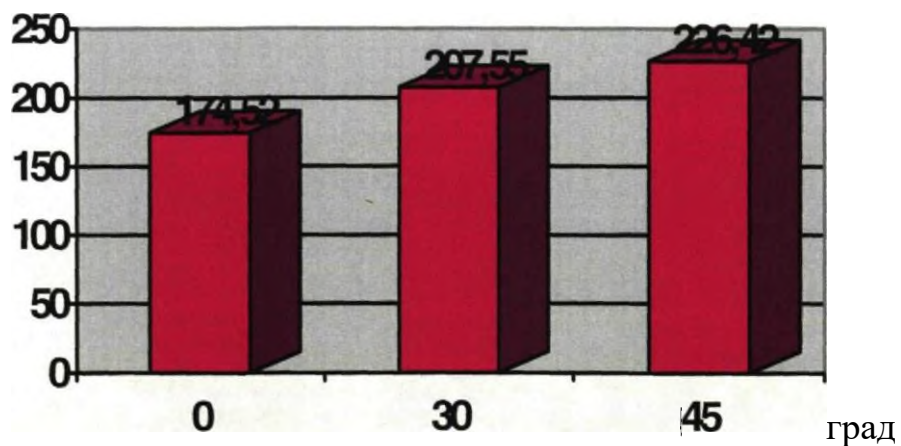


Рис. 2.11. Діаграма залежності граничного опору ґрунту від кута нахилу мікропаль

Таблиця 2.1.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		40

№ досліду	Кут нахилу мікропалі, град.	Осідання штампу при тиску 145 кПа, S мм	Середнє осідання штампу при тиску 145 кПа, S _{ср} , мм	Граничний тиск на штамп, Р, кПа	Середній граничний тиск на штамп, Р _{ср} , кПа
1	2	3	4	5	6
1	Незакріпленна основа	6,52	6,83	150,1	146,2
2		5,94		142,3	
3		8,03		146,2	
4	0°	6,12	5,49	180,6	174,5
5		5,11		169,4	
6		5,24		173,5	
7	30°	4,23	4,48	216,7	207,5
8		4,05		201,3	
9		5,16		204,5	
10	45°	4,32	4,56	232,6	226,4
11		4,97		220,1	
12		4,39		226,5	

Результати отриманого граничного опору на основу дозволяють визначити якісну картину посилення основи мікропаллями при розташуванні їх під різними кутами нахилу. Збільшення граничного опору посиленої основи порівняно з непосиленими основами склало:

- з вертикальностоячими мікропаллями - на 19%;
- з мікропаллями, розташованими під кутом 30° - на 42%;
- з мікропаллями, розташованими під кутом 45° - на 55%.

Після визначення залежностей граничного опору основи та осадки штампів від кута нахилу мікропаль постало питання про вплив на несучу здатність та осадку штампу числа мікропаль при посиленні. Розвиток осадки та граничного опору посиленої основи кількості мікропаль також визначалося на підставі штампових експериментів. Для визначення залежності несучої здатності основи кількості мікропаль посилення використовувався штамп розміром у плані 0,04x0,053м. Були проведені випробування з використанням двох і трьох мікропаль з кутами нахилу 0° , 30° і 45° . На рис. 2.11 представлені графіки залежності осадки від тиску, що прикладається, для двох і трьох мікропаль, встановлених під кутом 45° до вертикалі.

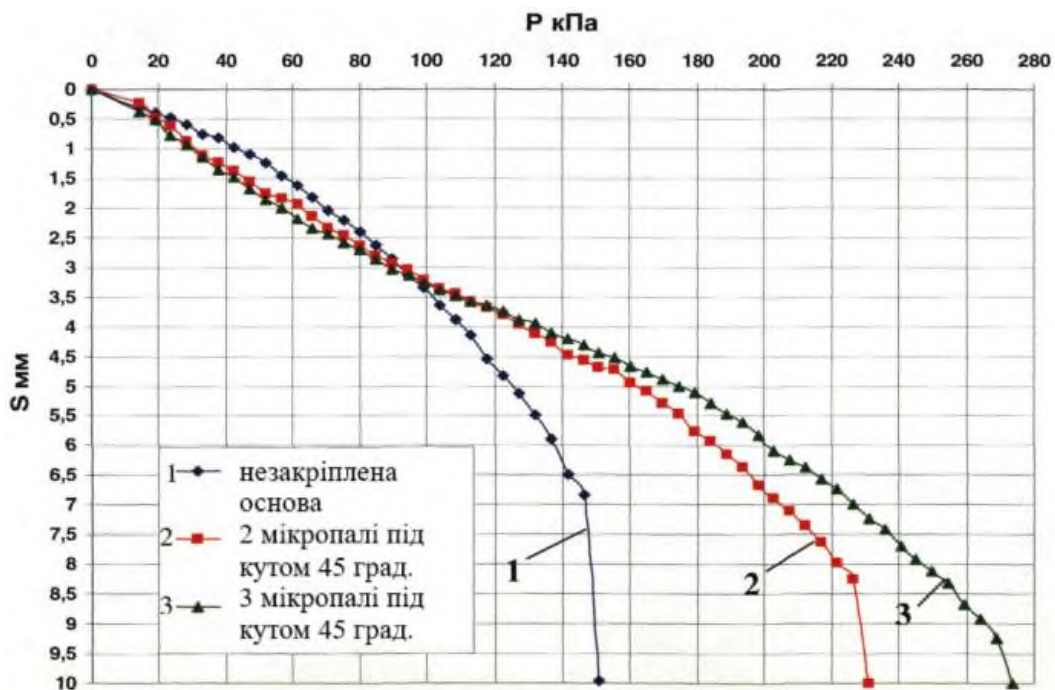


Рис. 2.12. Графіки штампових випробувань для непідсиленої піщаної основи та основи посиленого мікропаллями (з різною кількістю мікропаль під кутом 45° до вертикалі).

На побудованих графіках чітко простежується залежність осідання і граничного опору основи від кількості мікропаль, що беруть участь у посиленні піщаного ґрунту. В основах, посиленних двома мікропаллями, граничний опір склав 226 кПа, при трьох – 268 кПа. В проведених експериментах зі зміною кількості мікропаль при куті нахилу до вертикалі 0° та 30° так само простежується

збільшення граничного опору основи та зменшення осідання штампу. Усередненні дані зміни граничного тиску на штамп та осадка штамп в залежності від кількості мікропаль посилення представлені у таблиці №2.2.

Необхідно відзначити, що після завершення випробувань та зняття штампів у всіх експериментах штамп не торкався поверхні мікропаль. Ця обставина свідчить про роботу посиленої основи як єдиного цілого, а не про спирання та утримування штамп на мікропалях.

Таблиця 2.2.

№ досліджу	Кут нахилу мікропалі, град.	Кількість мікропаль, шт.	Осідання штамп при тиску 145 кПа, S мм	Середнє осідання штамп при тиску 145 кПа S_{cp} мм	Граничний тиск на штамп, кПа	Середній граничний тиск на штамп P_{cp} кПа
1	2	3	4	5	6	7
4а	0°	2	6,12	5,49	180,6	174,5
5а			5,11		169,4	
6а			5,24		173,5	
4б	0°	3	4,35	4,78	208,3	202,9
5б			4,98		193,7	
6б			5,01		206,7	
7а	30°	2	4,23	4,48	216,7	207,5
8а			4,05		201,3	
9а			4,16		204,5	

Продовження табл. 2.2

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						43
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

№ досліджу	Кут нахилу мікропалі, град.	Кількість мікропаль, шт.	Осідання штампу при тиску 145 кПа, S мм	Середнє осідання штампу при тиску 145 кПа S _{ср} мм	Граничний тиск на штамп, Р кПа	Середній граничний тиск на штамп Р _{ср} кПа
1	2	3	4	5	6	7
76	30°	3	4,12	4,37	248,7	256,2
86			4,32		260,6	
96			4,67		259,3	
10a	45°	2	4,32	4,56	232,6	226,4
11a			4,97		220,	
12a			4,39		226,5	
10б	45°	3	4,17	4,30	262,72	268,87
11б			3,98		265,83	
12б			4,75		278,06	

2.2. Теоретичне визначення величини граничного опору основи та осідання штампу, посиленого виштампованими мікропаллями

2.2.1. Методика розрахунку несучої здатності посиленої основи

Одним із суттєвих недоліків застосування виштампованих мікропаль є недостатня вивченість дотепер теоретичного обґрунтування їх впливу на несучу здатність посиленних основв [8].

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		44

Даними дослідженнями поставлено завдання визначення ступеня посилення основи при влаштуванні мікропаль. З цією метою зобразимо схему зон граничного стану основи для стрічкового фундаменту (ліва частина рисунка 2.12).

Для стрічкового фундаменту граничне навантаження на основу може бути визначене виразом 2.1:

$$N_u = b' \times l' \times (N_\gamma \times \xi_\gamma \times b' \times \gamma_I + N_q \times \xi_q \times d \times \gamma_I + N_c \times \xi_c \times c_I); \quad (2.1)$$

де всі позначення прийняті відповідно до СНіП 2.02.01-83 [20];

У правій частині рисунка 2.12 зображено розрахункову схему (по Л. Прандтлю) від смугового навантаження для основи, в яке як посилення додана виштампована мікропаля.

Завдання розглядається на основі використання таких припущень:

1. Виконані мікропалі з метою посилення (збільшення сили граничного опору) основи вздовж існуючих фундаментів перетинають зону II (рис. 2.13) і таким чином, перш за все, створюють перешкоду для розвитку горизонтальних деформацій (зон зсувів). У результаті на частину довжини мікропалі Z_{\max} діятиме горизонтальний розпір, створюючи зусилля як активного тиску ґрунту $E_{\text{акт.}(св.)}$. Величина цього розпору змінна залежно від умов завантаження фундаменту і досягає максимального значення на момент порушення рівноваги жорсткої палі (поворот щодо т. О). Даний вид деформацій мікропаль був підтверджений експериментом (див. рис. 2.14, 2.15).

2. Протидіяти силі активного тиску ґрунту буде пасивний відпір $E_{\text{пасі}(св.)}$, розвиток якого в першому наближенні, може бути визначено наступними розрахунками.

Як відомо, максимальна глибина розвитку зон пластичних деформацій при смуговому навантаженні, згідно з дослідженнями [5;6], може бути визначена виразом 2.2:

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						45
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$$Z_{max} = b \times tg\varphi \quad (2.2)$$

де b - ширина підшви смугового навантаження; φ - кут внутрішнього тертя ґрунту основи.

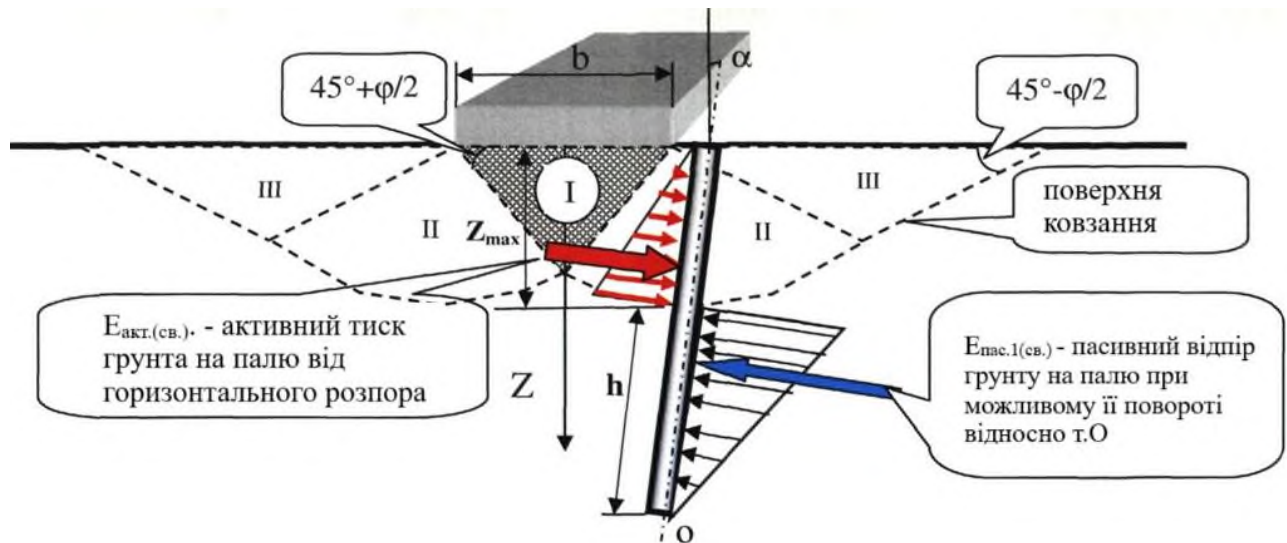


Рис. 2.13. Розрахункова схема формування граничного стану від смугового навантаження для основи, посиленої виштампованим мікропаллями. I - зона переущільненого ґрунту у вигляді клина; II – зона розвитку пластичних деформацій (зрушень в умовах граничного стану); III-зона з безперервними поверхнями ковзання (формування випору).

Після передачі тиску на основу передбачається, що поверхні ковзання ґрунту (в напрямках від фундаменту) починають плавне обтікання навколо стовбура мікропаль. В результаті відбувається різке зменшення розвитку площі впливу опору пасивного відпору на максимальну глибину розвитку зон пластичних деформацій (за розрахунками, зробленими для різних діаметрів мікропаль, площа розвитку пасивного відпору зменшується більш ніж у 12 разів) [6].

Виходячи з перерахованих умов, до глибини Z_{max} пасивним відпором в першому наближенні можна знехтувати (значне зниження опору ґрунту). Тоді пасивний відпір $E_{пас.св}$ виникатиме лише на частині палі h , розташованої нижче поверхонь ковзання (рис. 2.12).

									Аркуш
									46
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата					

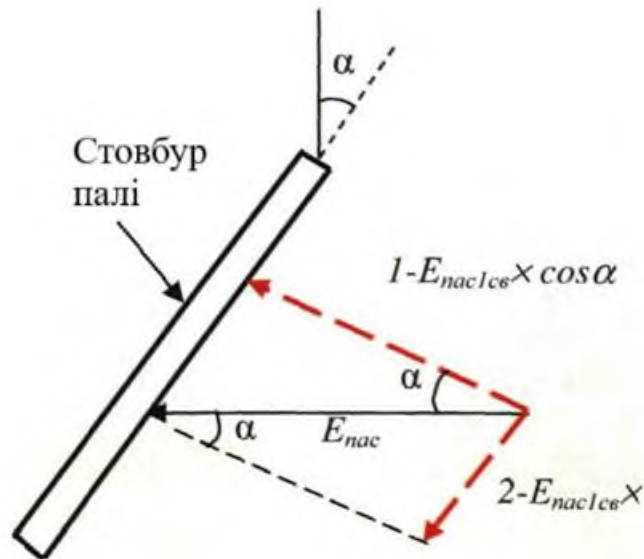


Рис. 2.14 Геометричний розклад пасивного відпору на дві складові

Визначивши величину пасивної відпору для мікропалі в момент її граничної рівноваги (виникнення повороту відносно т.О), є можливим обчислити додаткову складову для сили граничного опору основи, що підсилюється мікропалями (формула 2.6):

$$N_{u1cb} = n \times E_{nac1cb} \times (\cos\alpha + \sin\alpha) \quad (2.6)$$

де n - кількість мікропаль посилення на одиницю розрахункової довжини фундаменту.

Тоді для основи, посиленої мікропалями, сила граничного опору (з умови рівноваги палі) складе (вираз 2.7):

$$N_{u(yc1)} = N + N_{u1cb} = N + n \times E_{nac1cb} (\cos\alpha + \sin\alpha) \quad (2.7)$$

де N - сила розрахункового опору основи без урахування палі, що визначається виразом (2.1).

N_{u1cb} - сила граничного опору основи з урахуванням роботи мікропалі.

Таким чином, задавшись попередньо розмірами мікропалі (радіусом і довжиною за технологічними особливостями виготовлення), можна знайти необхідну кількість мікропаль посилення (n) (з виразу 2.8), залежно від необхідної величини сили граничного опору посиленої основи $N_{u(yc1)}$ (з умови рівноваги палі):

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		48

$$n = \frac{Nu_{yc1} - N}{E_{пач1св} \times (\cos\alpha + \sin\alpha)} \quad (2.8)$$

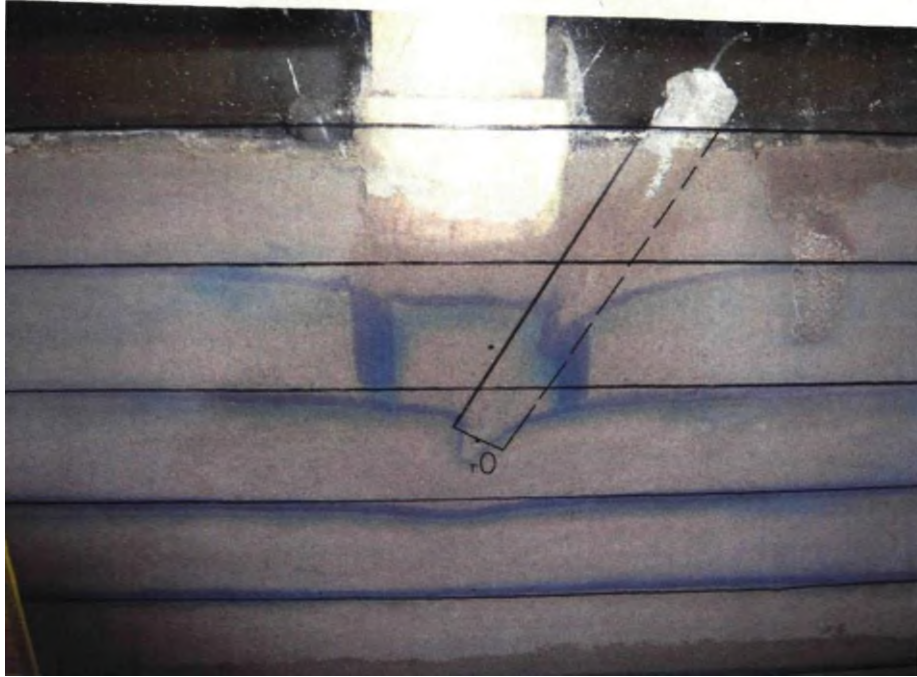


Рис. 2.15 Мікропалі до початку повороту відносно точки O

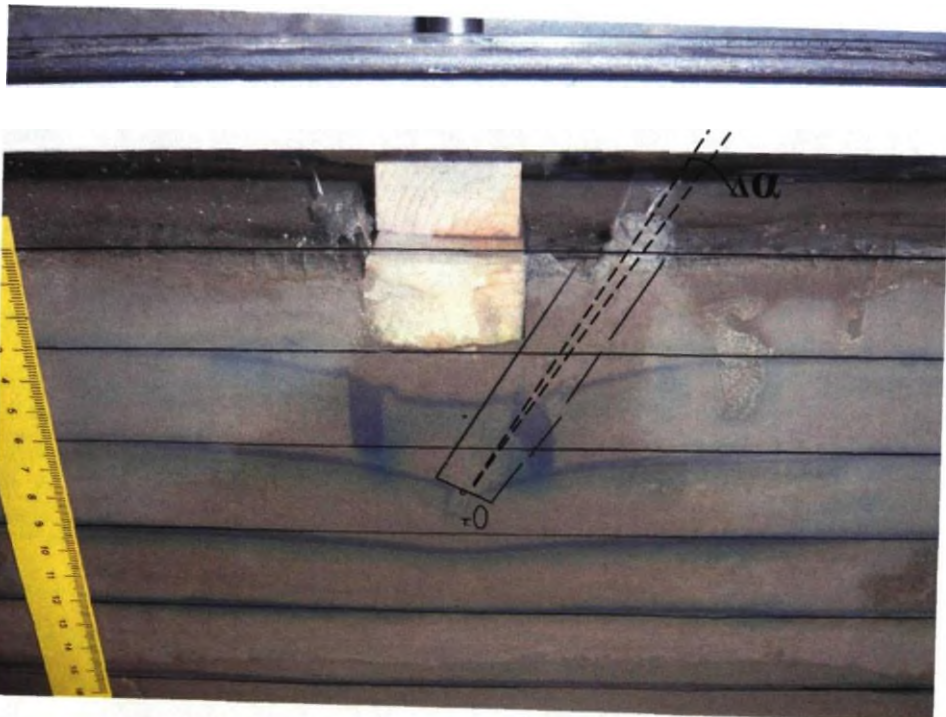


Рис. 2.16. Мікропалі після початку повороту відносно точки O

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						49
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

2.2.2. Методика розрахунку осідання на посиленій основі

Основним показником визначення деформативних властивостей основ є модуль загальної деформації E_0 .

Модуль загальної деформації (стисливості) E_0 ґрунту обчислюють в залежності від осідання S і тиску P за формулою:

$$E_0 = (1 - \mu^2) \times \omega \times b \times \frac{\Delta p}{\Delta s} \quad (2.9)$$

де μ - коефіцієнт Пуассона, що приймається рівним 0,27 - для великоуламкових порід, 0,30 - для пісків і супісків, 0,35 - для суглинків і 0,42 - для глин;

ω - безрозмірний коефіцієнт, що залежить від жорсткості штампу [24];

b - ширина підошви штампу;

Δp - збільшення питомої щаблі навантаження на штамп;

Δs - збільшення осідання штампу, відповідаюче Δp .

Одним із способів визначення модуля загальної деформації є проведення штампових випробувань, за результатами випробувань будують графіки залежності осідання від тиску (приклад графіка представлений на рис. 2.9). З результатів випробувань визначають модуль загальної деформації основи.

Штампові випробування можна проводити на природній основі та на основі, посиленій виштампованими мікропалями. Для непідсиленої основи модуль деформації ґрунту можна визначати традиційними методами на підставі лабораторних випробувань або за результатами штампових випробувань.

У разі посилення основ виштампованими мікропалями виникають деякі складності у проведенні штампових випробувань основи, що пов'язано із трудомісткістю проведення експериментів.

На підставі лоткових лабораторних штампових експериментів (проведених для непідсиленої основи та основи, посиленої мікропалями) запропонований інженерний метод розрахунку осідання залежно від тиску,

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						50
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

що прикладається, заснований на допущенні усереднені модуля деформації ґрунту і палі.

В основі штампку на непосилений основі знаходяться однорідні ґрунти з приблизно одним модулем деформації $E_{гр}$ в межах зони, що стискається. В основах, посиленних мікропаліями, модуль деформації визначатиметься двома величинами. Перше - це модуль деформації ґрунту до посилення $E_{гр}$, друге - модуль деформації мікропалі $E_{св}$. Для того щоб визначити середньозважене значення модуля деформації $E_{ср}$ для двох неоднорідних середовищ необхідно визначити об'єм основи, який найбільш схильний до впливу від штампку.

Згідно з дослідженнями [9], проведеними на основі штампкових експериментів, переважна величина всіх деформацій основи розвивається по глибині, що дорівнює ширині підшви штампку (e). В основі на глибині рівної ширині підшви було зафіксовано більше 90% всіх деформацій, на нижні шари припадають 10%, що залишилися. Відповідно введемо припущення, що розрахунок зосереджено модуля деформації основ необхідно розраховувати в обсязі глибини (H), що дорівнює ширині підшви ($e = H$).

Для визначення посереднього модуля поздовжньої деформації скористаємося формулами еквівалентної деформованості [7] для двокомпонентного середовища, використовуючи полідисперсну модель середовища з циліндричними включеннями.

Еквівалентний об'ємний модуль деформації може бути обчислений за формулою 2.10:

$$K_{ср} = K_{гр} + \frac{G_{ср}}{2} + \frac{n}{\frac{3}{K_{св} - K_{ср} + (G_{св} - G_{ср})} + \frac{3 \cdot (1 - n)}{K_{ср} + G_{ср}}} \quad (2.10)$$

де $K_{ср}$ - середній еквівалентний об'ємний модуль деформації;

$K_{гр}$ - еквівалентний об'ємний модуль деформації ґрунту;

$K_{св}$ - еквівалентний об'ємний модуль деформації матеріалу мікропалі;

$G_{св}$ - еквівалентний модуль зсуву матеріалу мікропалі;

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						51
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$G_{зр}$ - еквівалентний зсувний модуль ґрунту;

n - відношення об'єму мікропалі до об'єму ґрунту.

Еквівалентний зсувний модуль зсуву буде відрізнятися в залежності від напрямку паль. Модуль вздовж напрямку вісей паль і в напрямку перпендикулярному палям може бути визначений виразами (2.11 і 2.12):

$$G_{1,2} = G_{зр} \cdot \frac{G_{св} \cdot (1+n) + G_{зр} \cdot (1-n)}{G_{св} \cdot (1-n) + G_{зр} \cdot (1+n)} \quad (2.11)$$

де $G_{1,2}$ - середній еквівалентний зсувний модуль вздовж напрямку вісей паль;

$$G_{2,3} = G_{зр} + \frac{G_{зр} \cdot n}{\frac{G_{зр}}{G_{св} - G_{зр}} + \frac{K_{зр} + 7G_{зр}}{2K_{зр} + 8G_{зр}}} \quad (2.12)$$

де $G_{3,4}$ - середній еквівалентний модуль зсуву в напрямку перпендикулярному палям.

Тоді в загальному випадку визначатимемо модуль зсуву в залежності від її кута нахилу до вертикалі за такою формулою:

$$G_{зр} = G_{23} + (G_{12} - G_{23}) \cdot \text{Sin}(\alpha) \quad (2.13)$$

де $G_{зр}$ - середній еквівалентний модуль зсуву;

В зазначених вище формулах обчислюємо:

$$G_{зр} = \frac{E_{зр}}{2 \cdot (1 + \mu_{зр})} \quad (2.14)$$

$$K_{зр} = \frac{E_{зр}}{3 \cdot (1 - 2\mu_{зр})} \quad (2.16)$$

$$G_{св} = \frac{E_{св}}{2 \cdot (1 + \mu_{св})} \quad (2.15)$$

$$K_{св} = \frac{E_{св}}{3 \cdot (1 - 2\mu_{св})} \quad (2.17)$$

$$n = \frac{V_{св}}{V_{зр}} \quad (2.18)$$

де $V_{зр}$ - обсяг ґрунту під штампом найбільш схильний до деформацій (на глибину рівну ширині подошви);

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		52

$V_{св}$ - об'єм мікропалі, що знаходиться в зоні найбільш схильної до деформацій;

Усереднений модуль деформації та коефіцієнт Пуассона визначаємо за формулою:

$$E_{ср} = \frac{9K_{ср} \cdot G_{ср}}{3K_{ср} + G_{ср}} \quad (2.19)$$

$$\mu_{ср} = \frac{3K_{ср} - 2G_{ср}}{2 \cdot (3K_{ср} + G_{ср})} \quad (2.20)$$

де $E_{ср}$ - середній модуль деформації;

$\mu_{ср}$ - середній коефіцієнт Пуассона;

При розрахунку об'єму мікропалі необхідно враховувати довжину мікропалі (l) що знаходиться в об'ємі, найбільш схильному до деформацій, тоді з урахуванням кута нахилу мікропалі отримаємо вираз 2.21:

$$l = \frac{B}{\cos\alpha} \quad (2.21)$$

де l — довжина мікропалі, що знаходиться в об'ємі основи найбільш схильного до деформацій;

Таким чином, знаючи об'єми мікропалі (діаметр, кут нахилу), модуль деформації матеріалу мікроспалі та ґрунтової основи, а так само тиск на основу та використавши формулу 2.9, можна визначити осадку штампу (фундаменту) на посиленій основі:

$$S = \frac{\omega \times p \times b \times (1 - \mu_{ср}^2)}{E_{ср}} \quad (2.22)$$

Для виконання розрахунків щодо визначення осідання штампу були виконані такі роботи:

- визначено модуль деформації ґрунтів основи (штамповими експериментами);
- визначено модуль деформації (пружності) матеріалу мікропалі згідно з ДСТУ 24452-80 [29].

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						53
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

2.3. Аналіз експериментальних даних та результатів розрахунків за запропонованою методикою

Для аналізу результатів експериментальних даних та результатів розрахунків, зроблених за методиками визначення збільшення несучої здатності основ та визначення осідання на основах, закріплених виштампованими мікропальями, необхідно виконати їх порівняння:

На рис. 2.16 подано графіки лоткових штампових експериментів. На графіках показано фактичну несучу здатність основ і несучу здатність, отриману за результатами розрахунків (цифрові значення), зроблених за запропонованою методикою. Розрахунки були зроблені для мікропаль, занурених в основу з різними кутами нахилу щодо вертикалі (0^0 , 30^0 , 45^0). Усі геометричні розміри елементів у лоткових експериментах (розміри штампів, розміри мікропаль), що застосовуються в розрахунках, враховувалися з урахуванням геометричної подібності до польового штампі 1:15 [15; 24].

Для розрахунку несучої здатності непідсиленої основи використовувалися формули зі СНиП 2.02.01-83 [7];

$$N_u = b' \times l' \times (N_\gamma \times \xi_\gamma \times b' \times \gamma_1 + N_q \times \xi_q \times d \times \gamma_1' + N_c \times \xi_c \times c_1) \text{кН} \quad (2.23);$$

$$N = \gamma_c \times F_u / \gamma_n \text{кПа} \quad (2.24),$$

де N_u - сила граничного навантаження на основу;

N - сила несучої здатності основи;

b - наведена ширина підшви фундаменту становить 0,04 м, з урахуванням геометричної подоби ($0,04 \times 15 = 0,6$ м);

l - наведена довжина підшви фундаменту становить 0,053 м, з урахуванням геометричної подоби ($0,053 \times 15 = 0,8$ м);

N_γ , N_q , N_c - безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, що визначаються за табл. 7 СНиП 2.02.01-83 [7] залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту та кута нахилу до вертикалі рівнодіючого зовнішнього навантаження на основу $N_\gamma = 15,41$; $N_q = 21,38$; $N_c = 32,02$ - коефіцієнти функції φ_1 ; $\varphi_1 = \varphi_{11}/k_\varphi = 36^0/1,15 = 31^0$;

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						54
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$\xi\gamma = 0,807$; $\xi_q = 2,128$; $\xi_c = 1,226$ - коефіцієнти форми фундаменту, що визначаються за формулою (17) СНиП 2.02.01-83 [7];

$\gamma_1 = 20,4 \text{ кН/м}^3$; $\gamma_1' = 20,4 \text{ кН/м}^3$ - розрахункові значення питомої ваги ґрунтів, що знаходяться в межах можливої призми випирання відповідно нижче та вище подошви фундаменту;

d - глибина закладення фундаменту $d = 0$;

c_1 - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, $C_1 = 0,8/1,5 = 0,53 \text{ кПа}$;

$$N_u = 0,6 \times 0,8 \times (15,41 \times 0,807 \times 0,6 \times 20,4 + 21,38 \times 2,128 \times 20,4 \times 0 + 32,02 \times 1,226 \times 0,53) = 83,1 \text{ кН.}$$

$$F_u = 173,1 \text{ кПа};$$

$$N = 0,9 \times 173,1 / 1,2 = 129,8 \text{ кПа};$$

Несуча здатність непідсиленої основи з розрахунку склала 129,8 кН. Несуча здатність основи, посиленої виштампованими мікропалями (встановлених під кутами 0° , 30° і 45° до вертикалі), розрахованими за формулами 2.5, 2.7.

$$E_{nac1cs} = \frac{1}{2} \times \gamma_{yn} \times h^2 \times tg^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \times \pi \times r_{cs} \quad (2.25)$$

$$E_{nac1cs} = \frac{1}{2} \times 22,64 \times 1,07^2 \times tg^2(45^\circ + \frac{36}{2}) \times 3,14 \times 0,075 = 11,76 \text{ кПа}$$

$$N_{u(y\alpha)} = N + N_{u1cs} = N + n \times E_{nac1cs} (\cos \alpha + \sin \alpha) \quad (2.26)$$

1. Для основи посиленої виштампованим мікропалями під кутом 0° до вертикалі, отримаємо:

$$N_{u(y\alpha)} = N + N_{u1cs} = 129,8 + 2 \times 11,76(0,866 + 0,5) = 161,93 \text{ кПа};$$

2. Для основи посиленої виштампованим мікропалями під кутом 30° до вертикалі, отримаємо:

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		55

$$N_{u(ycl)} = N + N_{ulcs} = 129.8 + 2 \times 11.76(1 + 0) = 153,32 \text{ кПа};$$

3. Для основи посиленого виштампованим мікропальми під кутом 45^0 до вертикалі, отримаємо:

$$N_{u(ycl)} = N + N_{ulcs} = 129.8 + 2 \times 11.76(0,707 + 0,707) = 163,06 \text{ кПа};$$

Результати експеримента та розрахунку несучої здатності основи, посиленої моделями мікропаль, з використанням пропонованої методики показали, що розбіжності між розрахованими (у розрахунку враховувалася частина довжини мікропалі h) та вимірними значеннями знаходяться в наступних інтервалах (для експериментів з кутами нахилу мікропаль 0^0 , 30^0 та 45^0):

- для непідсиленої основи (розрахунки виконувались за формулою 2.1) розбіжність склала 11,2%;
- для мікропаль встановлених під кутом 0^0 (розрахунки виконувались за формулою 2.7), розбіжність склала 12,2%;
- для мікропаль встановлених під кутом 30^0 (розрахунки виконувались за формулою 2.7), розбіжність становила 21,9%;
- для мікропаль встановлених під кутом 45^0 (розрахунки виконувались за формулою 2.7), розбіжність становила 27,9%;

На рис. 2.18 представлені графіки штампових експериментів та штампів на посиленій основі з різною кількістю моделей мікропаль.

Розрахунки, що проводяться, показали, що для основи посиленої 3 мікропальми під кутом 45^0 до вертикалі, отримаємо:

$$N_{u(ycl)} = N + N_{ulcs} = N + n \times E_{nac1cs} (\cos \alpha + \sin \alpha) \quad (2.6);$$

$$N_{u(ycl)} = N + N_{ulcs} = 129,8 + 3 \times 11,76(0,707 + 0,707) = 179,7 \text{ кПа}$$

Таким чином, максимальна розбіжність між фактичною та розрахунковою несучою здатністю основи (цифрові значення), посиленої двома мікропальми склала 27,9%, при використанні трьох мікропаль 31,2%.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						56
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Аналіз розрахунку осідання, заснований на методі еквівалентної деформованості [8] для двокомпонентного середовища, в об'ємі за висотою, що дорівнює ширині підшви фундаменту показав задовільну збіжність з результатами експерименту (рис. 2.18, 2.19, 2.20).

Графік залежності осідання S мм від навантаження P кПа
(графік побудований на підставі штампового випробування)

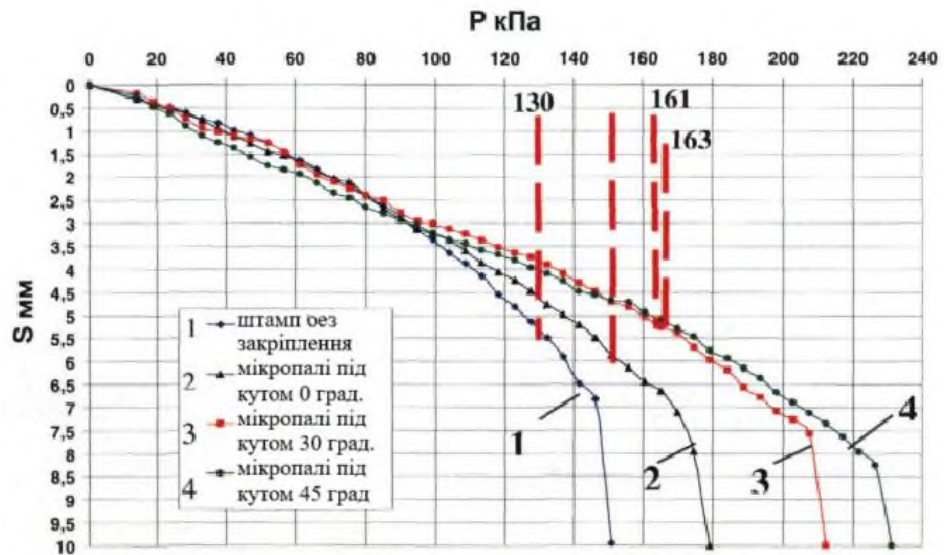


Рис. 2.17. Графіки штампових випробувань з порівнянням фактичної несучої здатності з несучою здатністю, отриманою за результатами випробувань(цифрові значення) згідно запропонованої методики (з урахуванням зміни кута нахилу моделей мікропаль)

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		57

Графік залежності осідання S мм від навантаження P кПа
(графік побудований на підставі штампового випробування)

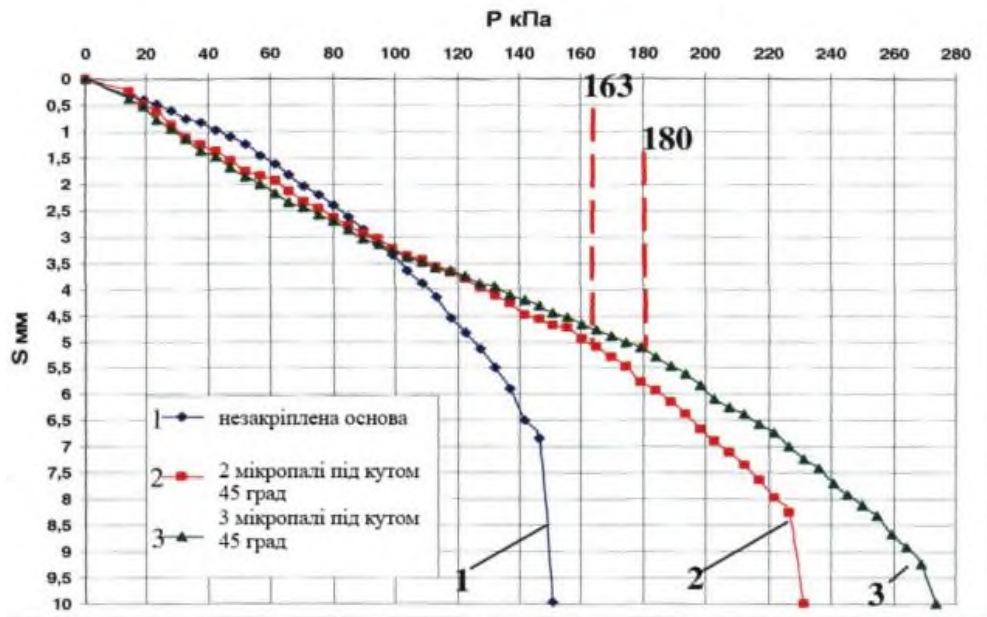


Рис. 2.18. Графіки штампових випробувань з порівнянням фактичної несучої здатності з несучою здатністю, отриманою за результатами випробувань(цифрові значення) згідно запропонованої методики (з урахуванням зміни кількості моделей мікропаль при куті нахилу 45⁰)

Графік залежності осідання S мм від навантаження P кПа
(графік побудований на підставі штампового випробування)

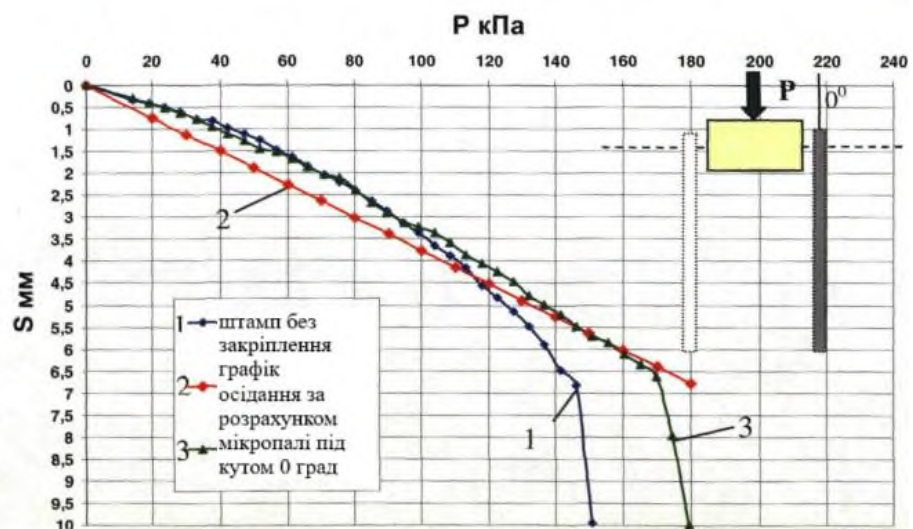


Рис. 2.19. Графік осідання штампа при посиленій основі моделями мікропаль під кутом нахилу до вертикалі 0⁰.

Графік залежності осідання S мм від навантаження P кПа
(графік побудований на підставі штампового випробування)

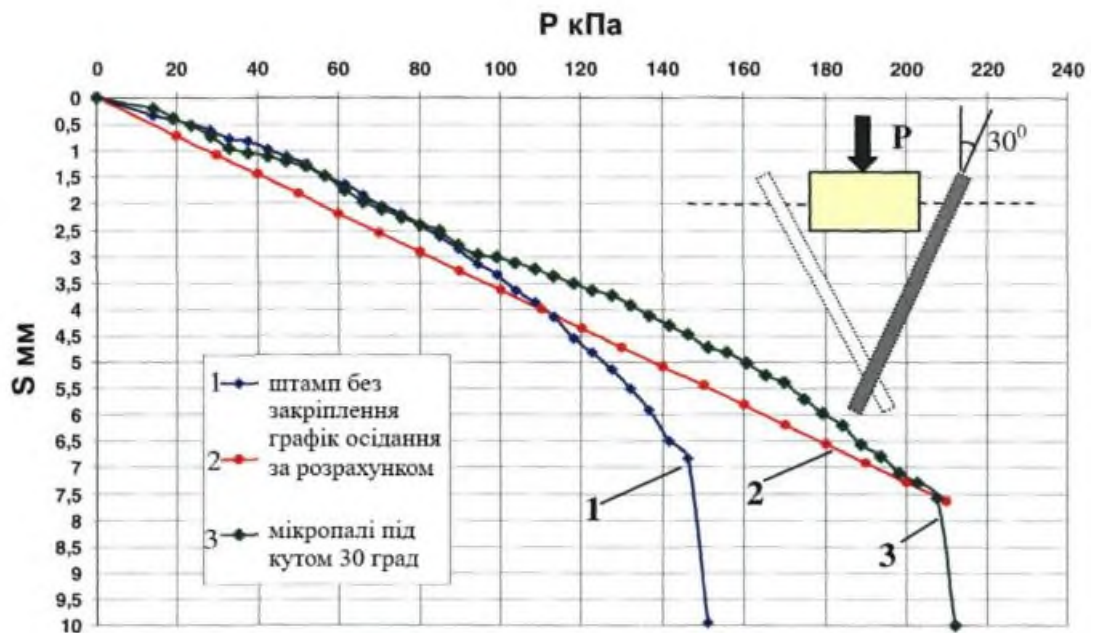


Рис.2.20. Графік осідання штампа при посиленій основі моделями мікропаль під кутом нахилу до вертикалі 30° .

Графік залежності осідання S мм від навантаження P кПа
(графік побудований на підставі штампового випробування)

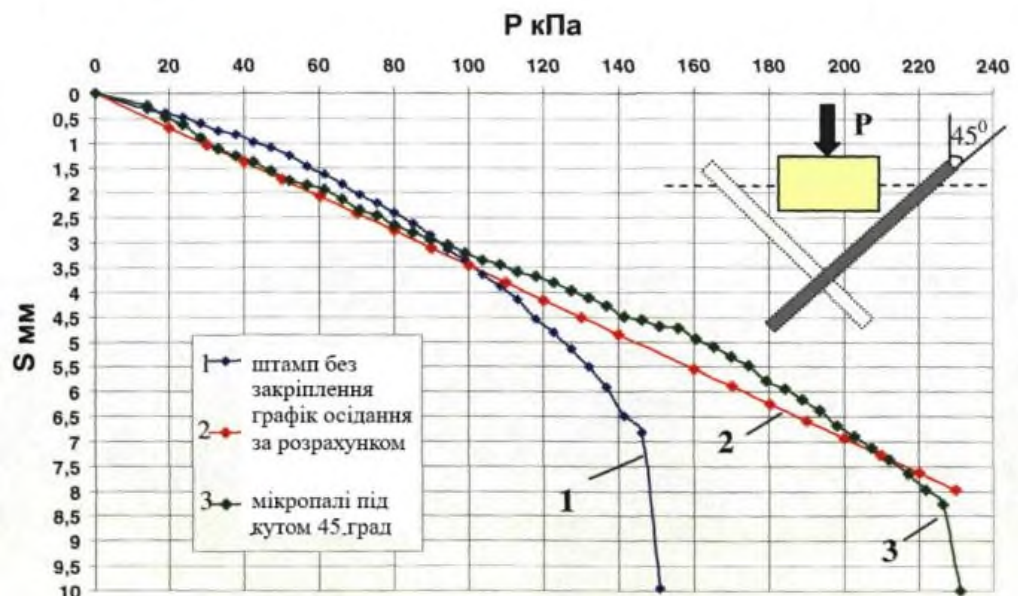


Рис. 2.21. Графік осідання штампа при посиленій основі моделями мікропаль під кутом нахилу до вертикалі 45° .

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ПОЛЬОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ ОСНОВ

3.1 Завдання проєктування та вихідні дані

3.1. Завдання та методика польових штампових експериментів

Завданням польового штампового експерименту була перевірка запропонованого теоретичного методу визначення несучої здатності основ, посилених виштампованим мікропалями.

Для проведення експерименту було підготовлено експериментальний майданчик №1. Як експериментальний майданчик використовувалася частина існуючого стрічкового залізобетонного фундаменту (з розмірами в плані 0,6 x 0,8, і висотою 0,6 м) під самонесучою стіною будівлі, що знаходиться м. Одеса.

В інженерно-геологічній будові території в межах глибини буріння беруть участь техногенні, озерно-льодовикові відкладення.

Техногенні відкладення Q_{IV}^{tg} представлені супісками, суглинками, пісками з включенням уламків цегли, гравію, гальки, будівельного сміття. Потужність насипних ґрунтів по свердловинах становить 1,5-2,4 м.

Озерно-льодовикові відкладення Q_{III}^{lg} Чорного моря - представлені суглинками важкими пілуватими шаруватими сильно вивітряними тугопластичними - і суглинками легкими пілуватими шаруватими м'якопластичними. У товщі суглинків у районі сврд. №4510 на глибині 4,0-5,9 м були відзначені морені супіски.

Підосва пізньолідових відкладень відзначена на глибинах 10,0 12,3 м, потужність відкладень становить 7,6 - 10,0 м. Озерно-льодовикові відкладення є основою фундаментів будівлі.

Льодовикові відкладення лузького стадіалу Q_{IIIz}^{lg} представлені суглинками легкими пілуватими м'якопластичними, тугопластичними - і твердими. Локально виділяються супіски пілуваті пластичні.

Льодовикові відкладення містять значну кількість включень гравію, гальки, окремі валуни, гнізда пісків, нижні горизонти різною мірою збагачені глинистим вендом.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						60
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Підошва льодовикових відкладень розкрита на глибинах 16.6-18.2м, потужність відкладень становить 4,3-8,2 м.

Вендські відкладення котлинського горизонту $V_{к12}$ представлені глинами пілуватими блакитно-зеленими з уламками пісковика дислокованими, твердими.

Глини пройдені до глибини 20-25 м, розкрита потужність котлинських глин становила 1,8-5,8 м.

Польовим штампом була частина існуючого фундаменту будівлі. Основа під штампом попередньо було посилено виштампованими мікропалями (суміш цементу зі щебенем [4]) у кількості трьох штук діаметром 150-200 мм і довжиною 1,5 м. Кількість проходок пневмопробійником для посилення основи під штампом обмежувалося до 5 разів. Під несучі стіни, де ширина підошви фундаменту становить 1,0-1,4 м, кількість проходок пневмопробійника становила 10. Кількість проходок пропорційно відповідала ширині підошви фундаменту.

Для вирівнювання верхньої навантажувальної поверхні штамп до його кутів було приварено металеві куточки та укладено металеву пластину. На рис. 3.1 показаний загальний вигляд штамп на момент проведення випробувань із встановленим домкратом та прогібомірами. У додатку 4 наведено журнал польових випробувань ґрунтів штампом.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						61
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

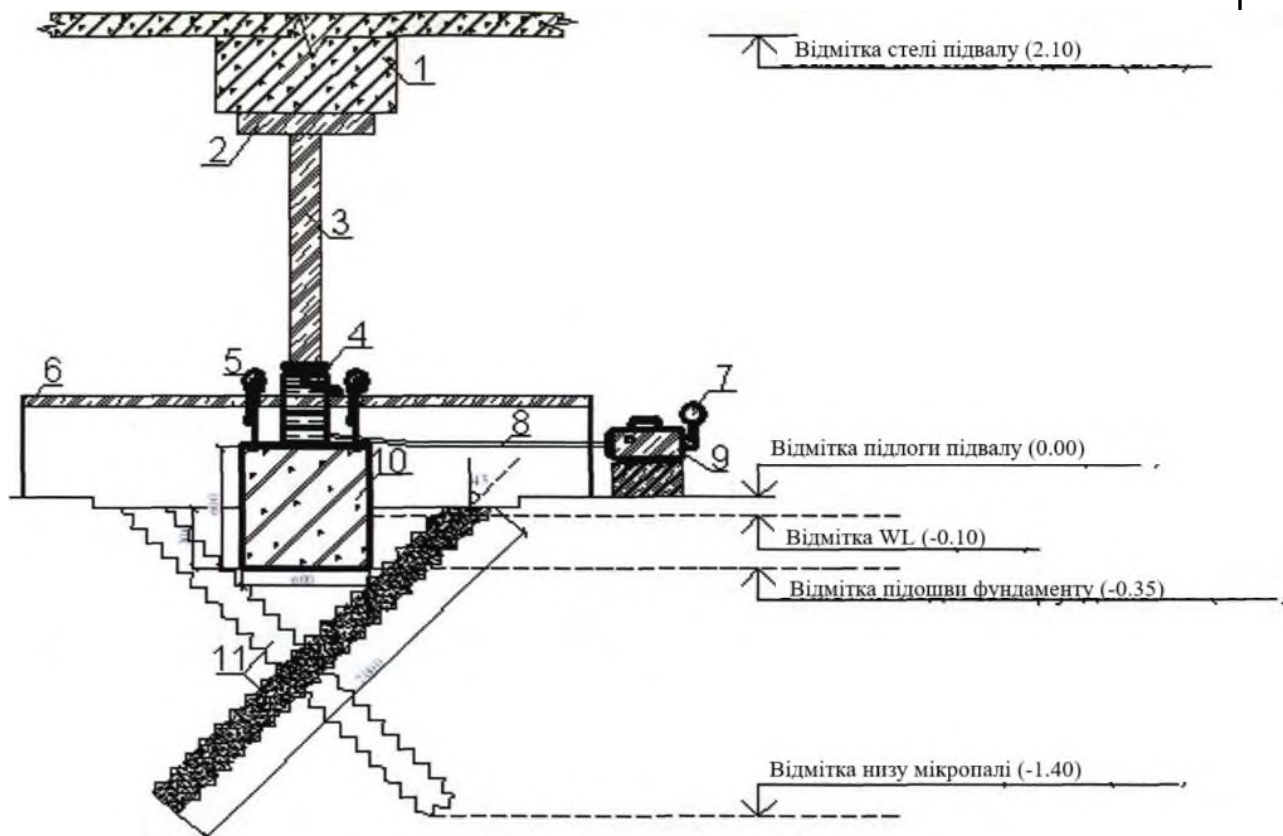


Рис. 3.1. Схема польового штампового випробування.

1 - з./б. балка, 2 - металевий швелер, 3 - металева труба $\varnothing 150$ мм, 4 - домкрат (потужністю 40 тонн), 5 - індикатор годинного типу, 6 металева станина для встановлення індикатора, 7 - манометр, 8 - маслена трубка, 9 - маслена станція для домкрата, 10 - штамп (0,6 x 0,8 x 0,6 м), 11 - виштамповані мікропалі.

Для вимірювання осідання штамп була встановлена реперна система на відстані 1,2 м від краю штамп (така відстань була обрана для того, щоб деформації основи не впливали на показання прогібомірів). У випробуваннях були використані прогібоміри годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Прогібоміри для вимірювання осідання штамп були закріплені до реперної системи спеціальними струбцинами. На рис. 3.2 представлена фотографія штампових випробувань, проведених у підвалі будівлі.

Використовувався домкрат із максимальним ступенем навантаження до 40 тонн із гідравлічною станцією для подачі тиску. Додатково було передбачено систему привантаження (мішки із щебенем та піском) на балку

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		62

перекриття першого поверху будівлі, в яку впирався домкрат. У міру збільшення тиску на фундамент привантаження також збільшували (сумарна маса привантаження склала близько 8 тонн).

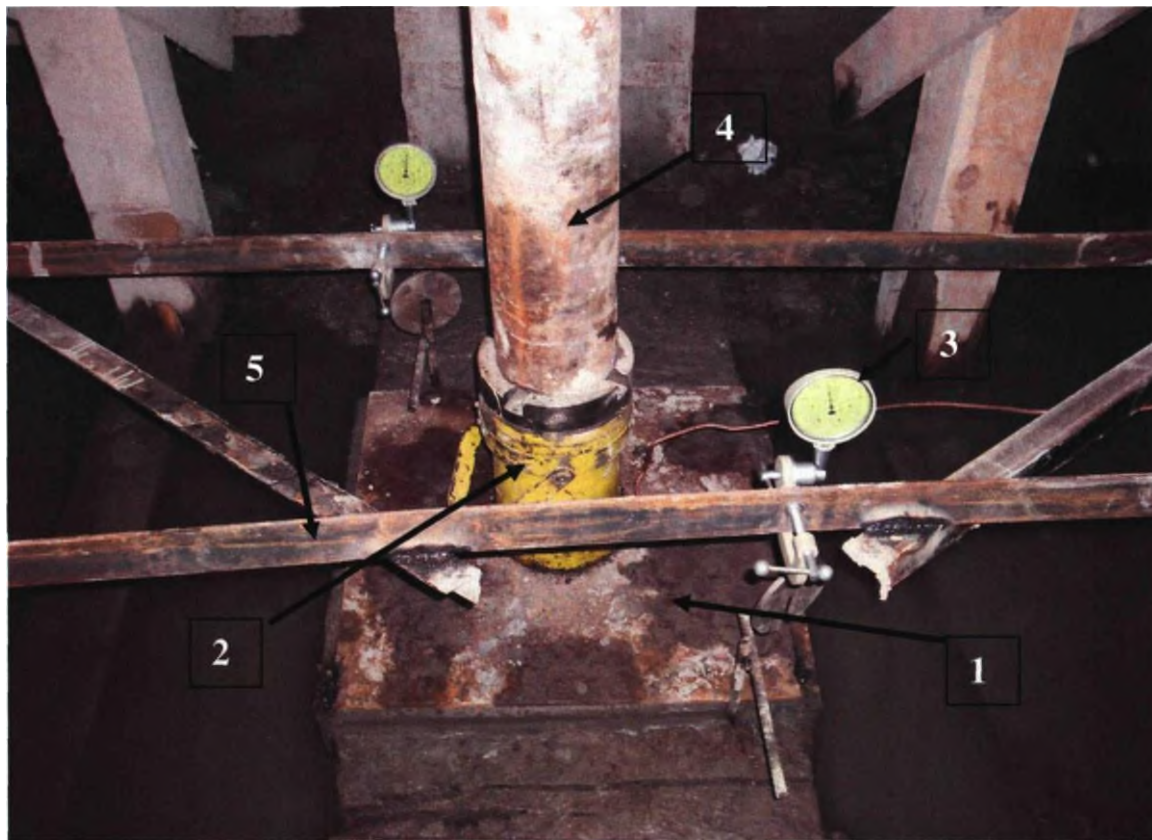


Рис. 3.2. Штампові випробування у підвалі будівлі

1 - штамп (з/б фундамент) розміром 0,6 x 0, 8x0, 6 м; 2 - домкрат; 3 - прогібоміри; 4 - металева труба-стійка т 150 мм; 5 реперна система.

Штампові випробування проводились відповідно до вимог ГОСТ 20276-99 [1]. Після стабілізації деформацій від першого ступеня навантаження прикладали другий та наступні ступені навантаження по 1,5 тонни і витримували до умовної стабілізації 0,1 мм за останню годину спостережень. Випробування проводили до тиску на штамп 21 тонн (455 кПа). За результатами випробувань було побудовано графік залежності осідання посиленої глинистої ґрунтової основи (мікропалі) від тиску, що прикладається (рис. 3.3). Модуль загальної деформації ґрунту E_0 для середньої закріпленої основи в першому наближенні був визначений за

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						63
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

(N), розраховані за формулами СНіП 2.02.01-83 [7], а також значення граничного опору основи, посиленого виштампованими мікропаллями $N_{u(ye1)}$, отриманого на підставі методики обчислення несучої здатності посиленої основи.

Розмір сили граничного опору основи, посиленого виштампованими мікропаллями, за розрахунком для цього штамп склала 384,3 кПа. Розбіжність між граничним опором посиленої основи, отриманим за розрахунками та на підставі експерименту, становить не більше 6,5%, що є дуже прийнятним для подальших розрахунків за запропонованою методикою.

3.2. Польові дослідження впливу виштампованих мікропаль на ущільнення ґрунтової основи

Для дослідження впливу пристрою виштампованих мікропаль на основи фундаментів було обрано експериментальний майданчик №2. Майданчик перебуває на об'єкті реконструкції будівлі у Центральному районі м. Київ.

Метою досліджень даної роботи було вдосконалення застосовуваної технології посилення основ під час використання виштампованих мікропаль, а також оцінка зміни фізико-механічних характеристик ґрунтової основи у навколопаловому просторі.

Завдання дослідження: 1. Визначення зон ущільнення основи в навколопаловому просторі. 2. Визначення зміни характеристик міцності ґрунтів основи на різних відстанях від виштампованих мікропаль. 3. Дослідження динаміки змін ґрунтових вод у момент виконання робіт з виготовлення мікропаль. 4. Визначення геометричних розмірів виштампованих мікропаль.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		65

3.2.1. Інженерно-геологічні та гідрогеологічні особливості експериментального майданчика №2

У геологічному відношенні територія досліджень приурочена до озерно-морських (літоринових) відкладень, що залягають на озерно-льодовикових відкладах Чорного моря.

У геологічній будові майданчика на розвідану глибину до 30 м беруть участь сучасні та верхньочетвертинні відкладення.

Сучасні відкладення представлені техногенними, озерно-морськими утвореннями та верхньочетвертинними озерно-льодовиковими суглинками, глинами стрічковими та льодовиковими суглинками.

Відповідно до геолого-літологічної будови території та фізико-механічних властивостей ґрунтів можуть бути виділені наступні інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

Техногенні відкладення (t IV) представлені насипними ґрунтами (ІГЕ 1) - щєбінь, будівельне сміття, бита цегла, перемішаний з піском крупнозернистим, в свердловині №1603 з глибини 2,0 м з лінзами торфу, в №1606 з уламками деревини. Ґрунти гумусовані, неоднорідні за складом і додаванням, мають нерівномірний ступінь стисливості. Потужність техногенних відкладень за пройденими виробками становить 2,1...3,2 м.

Озерно-морські відкладення (ml IV) ІГЕ-2 представлені мулами суглинистими розкритими свердловинами №1603-1605 під насипними ґрунтами на глибині 2,10-3,40м. Мули характеризуються темно-сірим кольором, шаруватістю, з тонкими прошарками піску. Потужність мулів суглинистих - 0,40...1,00м.

ІГЕ-3. Піски пилюваті зустрінуті всіма свердловинами: під насипними ґрунтами на глибині 2,6 м, під мулами суглинистими ІГЕ-2 на глибині від 2,90 до 3,60 м. Піски характеризуються сірим кольором, середньою щільністю додавання, водонасиченим станом, до 4,50 – 5,20 м - замулені, нижче з прошарками піску дрібного та супісків потужністю до 5 см.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		66

Потужність пісків пілуватих ІГЕ-3 змінюється від 2,10 до 8,90 м. Піски пілуваті є основою фундаментів будівлі.

ІГЕ-3а. Дрібні піски зустрінуті свердловиною №1603 в товщі пісків пілуватих ІГЕ-3 у вигляді прошару потужністю 0,5 на глибині 8,80-9,30 м. Піски характеризуються сірим кольором, середньою щільністю додавання, водонасиченим станом, піски замулені.

Озерно-льодовикові відкладення (lg III b) представлені напластуванням суглинків (ІГЕ 4). Суглинки текучі зустрінуті всіма свердловинами: під сучасними відкладеннями на глибині 10.8-11.4 в товщі стрічкових глин на глибині 15,5-16,5 м. Суглинки характеризуються сірим кольором, пілуватим складом, з частими прошарками пилу водонасиченого піску. Потужність суглинків ІГЕ-4 змінюється від 4,00 до 7,40 м.

ІГЕ-5. Глини стрічкові м'яко-текучепластичні зустрінуті всіма свердловинами: під сучасними відкладеннями на глибині 11,2-11,5 м, під суглинками на глибині 16,5-20,5 м. Глини характеризуються сірим, з глибини 18,0 м - коричнево-сірим кольором, пілуватим складом, шаруватою текстурою. Потужність глин ІГЕ-5 змінюється від 3,00 до 6,80 м.

Верхньочетвертинні льодовикові відкладення (g III lz) ІГЕ-6 зустрінуті всіма свердловинами під озерно-льодовиковими відкладеннями на глибині 26,9-27,4 м, представлені тугопластичними суглинками, ділянками напівтвердими. Суглинки характеризуються сірим кольором, містять гнізда та лінзи піску, включення гравію та гальки розміром 1-3 см до 12%. Розкрита потужність суглинків ІГЕ-6 змінюється від 2,6 до 3,10 м.

У гідрогеологічному відношенні ділянка характеризується наявністю ґрунтових вод із вільною поверхнею, які приурочені до насипних ґрунтів та озерно-морських пісків. Багаторічний середньорічний рівень ґрунтових вод відповідає глибинам 2,1-2,4 м.

Живлення горизонту здійснюється за рахунок інфільтрації атмосферних опадів. Розвантаження горизонту здійснюється у каналізаційну мережу. Водоупором служать глинисті ґрунти льодовикових відкладень.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						67
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Амплітуда сезонних коливань рівня підземних вод становить близько 2,0 м. Максимальний рівень ґрунтових вод у періоди активного сніготанення та випадання дощів очікується біля поверхні землі.

3.2.2. Динамічне зондування ґрунтів основи

Для визначення щільності ґрунтів при пальному просторі виконувалося динамічне зондування ґрунтів. Зондування виконувалося у трьох місцях майданчика біля паль №63, 341, 280, схема розташування мікропаль на об'єкті реконструкції представлена на рис. 3.4. У кожній палі виконувалося по 5 точок динамічного зондування на глибину до 2,2м (за 0 була прийнята позначка планування біля паль, голови паль знаходилися на 0,2м вище за відмітку планування). Кожна точка була віддалена від мікропалі на відстань 0,2; 0,4; 0,6; 0,8 м, а кожна п'ята точка була віддалена від тіла палі на відстань 1,1 м (рис. 3.5, 3.6).

Для того, щоб виключити вплив на результати експериментів від напруженого стану ґрунту під підшвою існуючих фундаментів, всі точки зондування виконувались у напрямку від фундаментів до центру підвалу.

Дані вишукувань та результати польового відбору ґрунтів з наступними лабораторними випробуваннями дозволили встановити, що виштамповані мікропалі переважно залягають в пісках пилуватих. Дослідне динамічне зондування легким забивним зондом (ЛЗЗ) дозволило визначити зони ущільнення ґрунтової основи.

План підвала

Схема точок динамічного зондування

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						68
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		



Рис. 3.6. Динамічне зондування ґрунтів основи в навколопальовому просторі.

Випробування ґрунту методом динамічного зондування проводилися за допомогою спеціальної установки, що забезпечує використання зонда ударним способом. При динамічному зондуванні вимірювали:

-глибина занурення зонда від певної кількості ударів молота (застави) при ударному зонді, h ;

- умовний динамічний опір ґрунту зануренню зонда, P_d .

До складу установки для випробування ґрунту входить:

- зонд (набір штанг та конічний наконечник);

- ударний пристрій для занурення зонда (молот вагою 10 кг).

За даними вимірювань, отриманих у процесі випробування, було обчислено умовний динамічний опір ґрунту- P_d .

$$P_d = \frac{A \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot n}{h} \quad (3.2), \text{ де}$$

A - питома енергія зондування, Н/см, що визначається за ДСТУ 19912-2001 [22], таблиці 2;

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						70
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$K_1 = 0.49$ – коефіцієнт обліку втрат енергії при ударі молота, що визначається за ГОСТ 19912-2001, таблиці 4;

$K_2 = 1$ – коефіцієнт обліку втрат енергії на тертя штанг о ґрунт, що визначається залежно від зусилля при повороті штанг

n - число ударів молота у заставі;

h - глибина занурення зонда, див.

Обробка результатів зондування виконувалася на комп'ютері за допомогою наведених вище формул на основі рекомендацій з обробки польових даних динамічного зондування [2; 9].

На основі величини умовного динамічного опору визначились механічні характеристики ґрунтів: E - модуль деформації, ϕ - кут внутрішнього тертя, c - питоме зчеплення.

Аналіз результатів зондування показав:

—ділянку динамічного зондування №1 (паля №63).

На ділянці динамічного зондування №1 рис. 3.7 були виділені такі особливості: на глибині від 0,0 до 0,4 м у радіусі приблизно 0,4 - 0,5 м від палі в товщі піску виявлено залишки бетону та битої цегли, цим пояснюється великий опір динамічному зондуванню (величина опору динамічного зондування на даній ділянці $Q_g = 3,8 \dots 6,2$ МПа).

Точка №1 (0,2 м) показала, що по всій глибині проходки зонда піски пилуваті по щільності додавання перебувають у стані середньої щільності (величина опору динамічного зондування $Q_g = 3,7 \dots 7,5$ МПа).

З величиною занурення зонда опір динамічному зондуванню збільшувався (за винятком ділянки з техногенними відкладеннями на глибині 0,0 - 0,4 м, після проходження зонда через цю ділянку спостерігалось зменшення опору ґрунту з 5,4 до 3,7 МПа). На підставі випробувань ґрунтів динамічним зондуванням було визначено основні характеристики піщаних

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						71
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

ґрунтів (модуль деформації (E), коефіцієнт пористості (e), кут внутрішнього тертя (ϕ), зчеплення (c)), які зведені у таблиці 1-5 додатка 5.

Точка №2 (0,4 м) показала, що по всій глибині проходки зонда піски пилуваті перебувають у стані середньої щільності (величина опору динамічного зондування $Q_g=4,1..6,3$ МПа). З величиною занурення зонда опір динамічному зондуванню збільшувався (за винятком ділянки з техногенними відкладеннями на глибині 0,0 - 0,4 м, після проходження зонда через цю ділянку спостерігалось зменшення опору ґрунту зонду з 5,8 до 4,1 МПа, та ділянки з глибини 1,6 до 2,0м величина опору динамічного зондування зменшилася з 6,2 до 4,5 МПа).

Точка №3 (0,6 м) показала, що по всій глибині проходки зонда пилуваті піски знаходяться в середній щільності (величина опору динамічного зондування $Q_g = 3,3..6,1$ МПа). З величиною занурення зонда опір динамічному зондуванню як збільшувався, так і зменшувався (середня величина опору динамічного зондування $Q_g = 3,9$ МПа).

Точка №4 (0,8 м) показала, що по всій глибині проходки зонда пилуваті піски знаходяться в стані середньої щільності (величина опору динамічного зондування $Q_g = 2,0..4,1$ МПа). Практично по всій глибині проходження зонда величина опору динамічного зондування змінювалася незначно в межах $Q_g = 2,7 \dots 3,7$ МПа (за винятком ділянки з техногенними відкладеннями на глибині 0,0-0,4 м, де величина динамічного опору зондування зменшилася з 5,1 до 3,1 МПа).

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						72
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Ділянка динамічного зондування №2 (паля 341).

Точка №1 (0,2 м) показала, що по всій глибині проходки зонда піски пилуваті перебувають у стані середньої щільності (рис. 3.8) - величина опору динамічного зондування $Q_g = 2,7 \dots 8,8$ МПа. Від 0 до 1,4 м з величиною занурення зонда опір динамічному зондуванню збільшувався з 2,7 до 8,8 МПа, з глибини 1,4 м опір трохи зменшувався до 7,2 МПа. На підставі випробувань ґрунтів динамічним зондуванням були визначені основні характеристики піщаних ґрунтів (модуль деформації (E), коефіцієнт пористості (e), кут внутрішнього тертя (ϕ), зчеплення (c)).

Точка №2 (0,4 м) показала, що по всій глибині проходки зонда пилуваті піски знаходяться в стані середньої щільності (величина опору динамічного зондування $Q_g = 2,0 \dots 7,5$ МПа). З величиною занурення зонда опір динамічному зондуванню збільшувався.

Точка №3 (0,6 м) показала, що по всій глибині проходки зонда пилуваті піски знаходяться в стані середньої щільності (величина опору динамічного зондування $Q_g = 2,0 \dots 7,1$ МПа) З величиною занурення зонда опір динамічному зондуванню збільшувався.

Точка №4 (0,8 м) показала, що по всій глибині проходки зонда пилуваті піски знаходяться в стані середньої щільності (величина опору динамічного зондування $Q_g = 2,0 \dots 5,0$ МПа). До позначки 1,5 м величина опору динамічного зондування збільшувалася від 1,4 до 4,9 МПа, з глибини 1,5 величина опору динамічного зондування стала зменшуватися з 4,9 до 2,6 МПа.

Точка №5 (1,1 м) показала, що практично по всій глибині проходки зонда піски пилуваті знаходяться в стані середньої щільності (величина опору динамічного зондування $Q_g = 2,0 \dots 5,1$ МПа). До позначки 1,5 м величина опору динамічного зондування збільшувалася від 1,4 до 4,9 МПа, з глибини величина опору динамічного зондування стала зменшуватися до 2,7 МПа.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						74
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Підбиваючи підсумки динамічного зондування ділянки №2 (свердловина №341) можна назвати такі особливості:

- приблизно до глибини 1,4-1,6 м усі точки зондування зі збільшенням глибини занурення збільшували опір динамічному зондуванню;
- з позначки 1,4 - 1,6 м у точках 1, 2, 3 опір динамічному зондуванню трохи зменшився, в точках 4, 5 відбулося більш істотне зменшення;
- точки зондування 4 і 5, як і на ділянці 1, мають схожі графіки, характеристики ґрунту і перетинаються між собою в декількох місцях. Ця обставина свідчить про те, що вплив палі на навколишню основу (зони ущільненого стану ґрунту) відбувається в радіусі до 0,8 м від палі.

Ділянка динамічного зондування №3 (паля № 280).

Точка №1 (0,2 м) показала, що по всій глибині проходки зонда піски пілуваті перебувають у стані середньої щільності (рис. 3.9). Розмір опору динамічного зондування $Q_g=2,7...8,1$ МПа. На всій глибині зондування з величиною занурення зонда опір динамічному зондуванню збільшувався з 2,7 до 8,1 МПа. На підставі випробувань ґрунтів динамічним зондуванням були визначені основні характеристики піщаних ґрунтів (модуль деформації (E), коефіцієнт пористості (e), кут внутрішнього тертя (ϕ), зчеплення (c).

Точка №2 (0,4 м) показала, що по всій глибині проходки зонда пілуваті піски знаходяться в стані середньої щільності (величина опору динамічного зондування $Q_g = 2,0 \dots 7,5$ МПа).

Точка №3 (0,6 м) показала, що по всій глибині проходки зонда піски пілуваті знаходяться в стані середньої щільності (величина опору динамічного зондування $Q_g = 2,0 \dots 6,9$ МПа). З величиною занурення зонда опір динамічному зондуванню збільшувався.

Точка №4 (0,8 м) показала, що по всій глибині проходки зонда пілуваті піски знаходяться в стані середньої щільності (величина опору динамічного зондування $Q_g = 2,0 \dots 5,2$ МПа).

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						75
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Точка №5 (1,1 м) показала, що майже всій глибині проходки зонда піски пилюваті перебувають у стані середньої щільності (величина опору динамічного зондування $Q_g=2,0...4,8$ МПа). Підбиваючи результати динамічного зондування ділянки №3 (свердловина №280) можна назвати такі особливості:

- всі точки зондування зі збільшенням глибини занурення в ґрунт збільшували опір динамічному зондуванню;
- з позначки 1,7 - 1,8 м у всіх точках опір динамічному зондуванню трохи зменшився;
- за графіками зондування видно, що з видалення точок зондування від палі опір динамічному зондуванню зменшується.

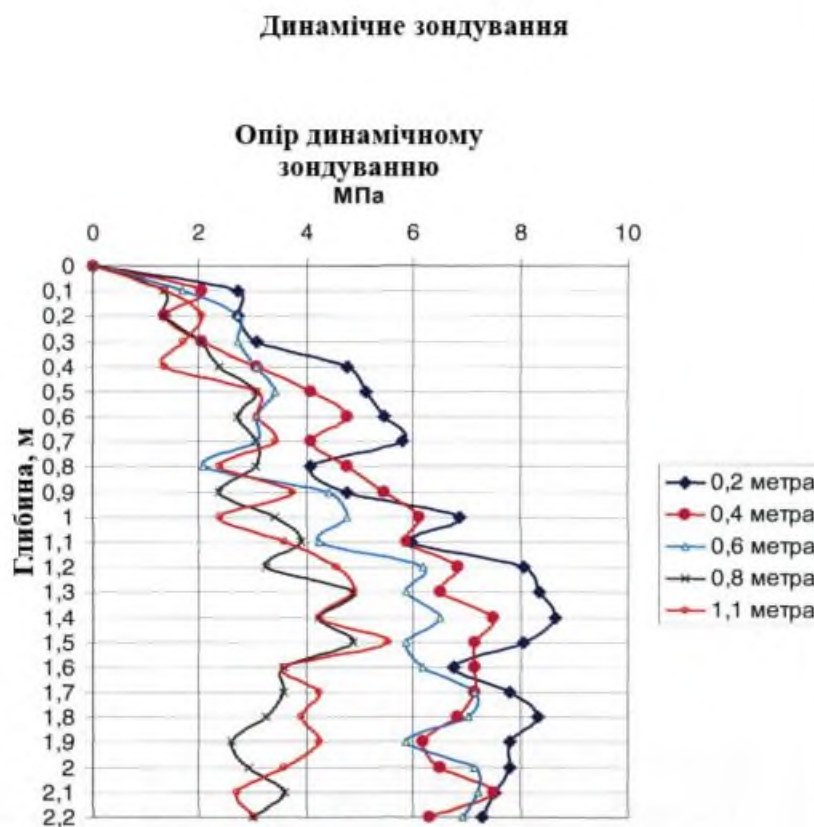


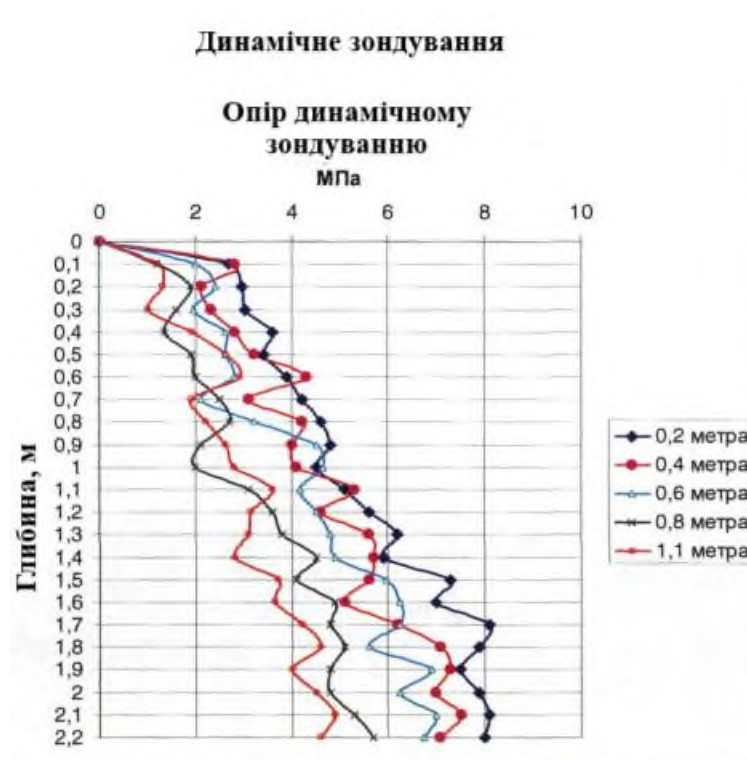
Рис. 3.8. Графіки динамічного зондування для мікропалі № 341

Згідно з результатами виконаного зондування, піски пилюваті в основі обстежуваного майданчика отримали змінну щільність складу, що змінюється, як безпосередньо по глибині занурення, так і на різних відстанях від тіла палі. Після аналізу графіків та таблиць з характеристиками ґрунтів

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		76

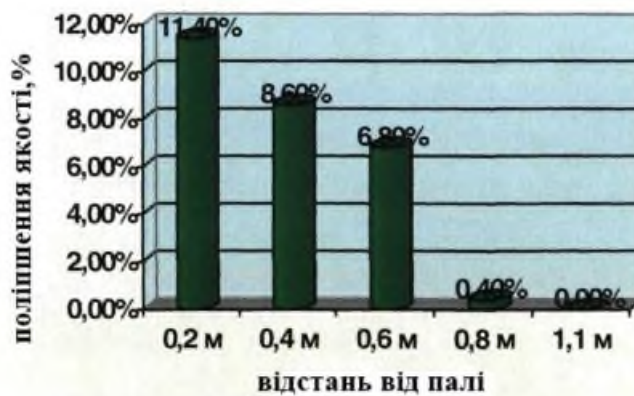
було усереднено та визначено у відсотковому співвідношенні зміну основних механічних властивостей ґрунтової основи на різних відстанях від палі (рис. 3. 10).

Таким чином, усі точки зондування зі збільшенням глибини занурення в ґрунт збільшували опір динамічному зондуванню; на всіх графіках чітко виражено, що з віддаленням від палі зменшується опір динамічного зондування; точки зондування на відстані 0,8 м, 1,1 м від палі на всіх ділянках мали схожі графіки та характеристики ґрунтів. Отже, вплив від палі на навколишню основу (зони ущільненого стану ґрунту) поширюється в радіусі до 0,8 м від палі.



3.9. Графіки динамічного зондування для мікропалі №280

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		77



3.10. Діаграма зміни міцнісних та деформаційних властивостей ґрунтової основи.

3.2.3. Візуальне обстеження тіла виштампованої мікропалі

Для візуального огляду та вимірів діаметра тіла палі на різних глибинах були виконані роботи з відкопування трьох виштампованих мікропаль. Мікропалі для відкопування було обрано довільно. Відкопування проводилося на глибину до 0,8 м нижче за відмітку планування підвалу (загальна довжина мікропаль 2,0 м). При відкопуванні були зроблені виміри діаметра мікропаль у 3 місцях:

- у голові мікропалі діаметр склав 238 - 242 мм (рис. 3.11);
- на глибині 450 мм діаметр склав 307 - 314 мм (рис. 3. 12);
- на глибині 800 мм діаметр склав 375 - 384 мм (рис. 3.13).

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		78



Рис. 3.11. Вимірювання діаметра голови.



Рис. 3.12. Вимірювання діаметра мікропалі на відм. -0.45

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						79
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		



Рис. 3.13. Вимірювання діаметра мікропалі на відм. -0.8

На підставі досвіду з відкопування виштампованої мікропалі можна зробити висновок, що з глибиною діаметр мікропалі збільшується (виштампована мікропаля до глибини 0,8 м має трапеційдальну форму).

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						80
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Результати проведених теоретичних обґрунтувань та експериментальних досліджень дозволяють зробити такі висновки:

1. Застосування мікропаль посилення основ дозволяє підвищити граничний тиск на основу (несучу здатність) до 55%.

2. Згідно з теоретичним обґрунтуванням формули 2.8, задавшись попередньо розмірами палі, з умови їх рівноваги надається можливість визначати необхідну кількість палей (n) посилення. Розрахунки слід проводити залежно від необхідної (задається проектувальником з умов реконструкції) величини сили граничного опору посиленої основи $N_{u(yc.)}$.

3. Максимальна розбіжність між значеннями граничних тисків, отримані розрахунком з використанням запропонованої формули 2.7 та за результатами штампових лабораторних випробувань посиленої основи, знаходяться в межах допустимих відхилень.

4. Подана методика дозволяє визначати необхідну кількість мікропалей посилення та обґрунтовано виконувати проектне рішення щодо посилення основи.

5. Розбіжності між розрахунковими осіданнями штампів та осадками, отриманими за результатами експериментів на основі, посиленій виштампованими мікросваями, на різних ділянках графіків становить до 8%.

6. Запропонований інженерний метод розрахунку осідання фундаментів з попереднім опосередкуванням модуля деформації та коефіцієнта Пуассона має розбіжності щодо експериментів у межах 8%, що можна вважати цілком допустимим для інженерного методу розрахунку. Запропонована методика дозволяє виконувати розрахунок осадки до величини, що дорівнює силі граничного опору основи з урахуванням роботи мікропалей N_{ulc} .

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						81
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

GENERAL CONCLUSIONS ACCORDING TO RESEARCH RESULTS

The results of the theoretical justifications and experimental studies allow us to draw the following conclusions:

1. The use of micropiles for foundation reinforcement allows us to increase the ultimate pressure on the foundation (bearing capacity) up to 55%.
2. According to the theoretical justification of formula 2.8, having previously set the dimensions of the pile, from the condition of their equilibrium it is possible to determine the required number of piles (n) of reinforcement. Calculations should be carried out depending on the required (set by the designer from the reconstruction conditions) value of the ultimate resistance force of the reinforced foundation $Nu(y.c.)$.
3. The maximum discrepancy between the values of the ultimate pressures obtained by calculation using the proposed formula 2.7 and the results of the laboratory tests of the reinforced foundation are within the limits of permissible deviations.
4. The presented methodology allows us to determine the required number of micropiles for reinforcement and reasonably implement the design solution for strengthening the foundation.
5. The discrepancies between the calculated settlements of the stamp and the settlements obtained from the experiments on the base reinforced with stamped micropiles in different sections of the graphs are up to 8%.
6. The proposed engineering method for calculating the settlement of foundations with preliminary mediation of the deformation modulus and Poisson's ratio has discrepancies with experiments within 8%, which can be considered quite acceptable for the engineering calculation method. The proposed methodology allows calculating the settlement to a value equal to the ultimate resistance force of the base taking into account the work of $Nu1c$ micropiles.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		82

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Балла Г.І. Допуски при ведені будівельно-монтажних робіт., Будівельник, 1968
2. Бойко І.П. Особливості взаємодії пильових фундаментів під висотними будинками з їх основою / І.П. Бойко // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип. 30 / Відповідальний редактор І.П. Бойко. – К.: КНУБА, 2006. – С. 3 – 8.
3. В.А. Пашинський, А.А. Тихий, М.В. Пашинський, С.О. Карпушин, В.В. Яцун. Порівняння методів розрахунку плитних фундаментів з урахуванням результатів інженерно-геологічних вишукувань та геодезичних спостережень за процесом просідання // Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки. Вип. 5(36), ч.1. Кропивницький: ЦНТУ. 2022. – С. 168-175. – Режим доступу: [http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5\(36\)_I/20.pdf](http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5(36)_I/20.pdf);
DOI:[https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5\(36\).1.168-175](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5(36).1.168-175).
4. Веселовський О.В, Пилинов С.І, «Основи будівельно-монтажного виробництва - К. Освіта 1992
5. ДБН В.1.2.- 2006. Навантаження і впливи/ Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України. – К.: 2006.
6. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 161 с
7. ДБН А. 3-1-5-96. Державні будівельні норми. Організація будівництва.
8. ДБН В. 2.2-9-99. Громадські будинки та споруди. - К., 1999 р.
9. ДБН А.3.1-5-96. Організація будівельного виробництва - К., 1996 р.
10. ДСТУ Б В.2.1-9-2002 (ГОСТ 19912-2001). Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням. Державний комітет України з будівництва та архітектури.– Київ, 2002.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		83

11. ДСТУ Б А.2.4-6-95 Правила виконання робочої документації генеральних планів підприємств, споруд та житлово-цивільних об'єктів. К.Введ. з 06.04.1995
12. ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель», Київ, 2006р.
13. ДСТУ Б А.2.4-7-95 Правила виконання архітектурно – будівельних робочих креслень. К.Введ. з 06.04.1995
14. ДСТУ Б И.2.6-156:2010 "Бетонні і залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування". Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. -118 с.
15. Зоценко М.Л., Коваленко В.І., Хілобок В.Г., Яковлев А.В. Інженерна геологія: Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. – К.: Вища школа.,1992
16. Зоценко М.Л. Ефективність роз'єднувальних стінок у ґрунті при захисті існуючих будівель від впливу новобудов/ М.Л. Зоценко, О.В. Борт // Бетон и железобетон в Украине. – 2007. – №1.– С. 24 – 27.
17. [Зеркалов Д.В. та ін. Цивільний захист. \[Електронний ресурс\] : навч. посіб. Д. В. Зеркалов, Ю. В. Міхеєв, Н. А Праховник, О. В. Землянська. За редакцією Д.В. Зеркалова – К.: "Основа". 2014. – 234 с.](#)
18. Ковальський В. П. Сучасні тенденції у зведенні монолітних і цегляних житлових будинків [Текст] / В. П. Ковальський, А. В. Бондар, Г. І. Лисій // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. - 2015. - № 1. - С.106-110.
19. Корнієнко М.В. Конструктивні особливості фундаментів малоповерхової забудови м. Чернігова початку ХХ століття / М.В. Корнієнко, М.М. Корзаченко, М.С. Седячко // Ukraine – EU. Modern technology, business and law : collection of international scientific papers : in 2 parts. Part 2. Modern engineering. Sustainable development. Innovations in social work: philosophy, psychology, sociology. Current problems of legal science and practice. – Chernihiv : CNUT, 2015. – Р. 51 – 53.
20. Комплексні дослідження під будівництво групи багатоповерхових будинків з приміщеннями соціально-побутового та навчального призначення

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						84
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- на вул. Шевченка, 97 у м. Чернігові: монографія / [Бугай В.Г., Дудко В.І., Іванишин В.А., Корзаченко М.М. та ін.]. – Чернігів: Чернігівський державний центр науки, інновацій та інформатизації, 2015. – 197 с.
21. Кодекс цивільного захисту України від 02.10.2012 № 5403-VI.
 22. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, та ін. – Дніпропетровськ: Пороги, 2014. – 232 с.
 23. Методичні вказівки до розробки економічної частини дипломного проекту та проектів організації будівництва для студентів спеціальності 7.092101 – «Промислове та цивільне будівництво» всіх форм власності / Укл.: І.В. Харченко, В.В. Яцун.– Кіровоград, КДТУ, 2001. – 29 с.
 24. Методичні вказівки до розробки кошторисної вартості будівельно-монтажних робіт для студентів спеціальності 7.092101 – «Промислове та цивільне будівництво» всіх форм власності / Укл.: І.В. Харченко, канд. екон. наук; В.В. Яцун канд. техн. наук.– Кіровоград, КДТУ, 2001. – 92 с.
 25. Методичні вказівки до виконання дипломного проекту за напрямком «Будівельні конструкції» для студентів спеціальності 7.092101 – «Промислове та цивільне будівництво» / Укл.: В.В.Яцун, В.А. Настоящий, О.В. Лізунков, М.В.Сторожук, С.О. Джирма – Кіровоград, КНТУ, 2004.
 26. Миценко І.М., Мезенцева О.М. Цивільна оборона: навчальний посібник. – Кіровоград: Кіровоградська районна друкарня, 2003.
 27. Русин В.И. Охрана труда в строительстве. Инженерные решения. — К: Будівельник, 1990.
 28. СНиП III-4-80 Техника безопасности в строительстве.
 29. Опір матеріалів. [Навч. посіб для машбуд. спец. ЗВО] /Г.С. Писаренко и др. Під ред. Г.С. Писаренко. – 5-е вид. перероб. и доп. К.: Вища шк., 1986
 30. Сахаров В.О. Моделювання взаємодії пального фундаменту з нелінійною основою в умовах прибудови: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Сахаров Володимир Олександрович. – К.: КНУБА, 2005. – 215 с

					<i>КМР 2319212 ПЗ</i>	Аркуш
						85
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- 31.Фенко, О.Г., Фенко, Г.О., Крупченко, О.А. (2002). Вплив власних напружень і масштабного фактора на міцність матеріалів. Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво, 8, 55-58.
- 32.Пашинський В.А. Статистичний аналіз результатів геодезичних зйомок колій мостових кранів у виробничих будівлях / В.А. Пашинський, А.А. Тихий, М.В. Пашинський, С.Ф.Пічугін // Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 2020, no. 81, page 87-96.
33. О.В. Семко, А.В. Гасенко, О.Г. Фенко, В.В. Дарієнко. Раціональне використання несучої здатності сталевих профільованих листів незнімної опалубки сталезалізобетонних перекриттів // Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки. 2022. Вип. 5(36)_II. с. 153-161. Категорія Б. [http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5\(36\)_II/5\(36\)_II_2022.pdf](http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5(36)_II/5(36)_II_2022.pdf)
34. Підлущкий В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багат шаровою основою: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Підлущкий Василь Леонідович. – К.: КНУБА, 2013. – 230 с.
- 35.Поляновська О.Є. Дослідження несучої здатності згинальних залізобетонних елементів з частково обірваною в прольотах арматурою/О.Є. Поляновська//Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Випуск 29. – С.315-322
- 36.Харабет В.В Строительно-монтажные нормы-к; Вища школа., 1990
37. Черний Г.І. Будівництво нових споруд в умовах щільної міської забудови / Г.І. Черний // Будівництво України. – 2000. – №4. – С. 6 – 9.
- 38.Results of Numerical Modeling the Stress-Strain State of Damaged Reinforced Concrete Columns in the Middle Row of the Industrial Building",/ V. Dariienko, D. Artemenko, O. Lizunkov, O. Plotnikov// Materials Science Forum, Vol. 968, pp. 342-347, 2019, (Scopus) DOI: <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.968.342>
39. Ashtul S.A. & Patil S.N. (2020). Review on Study of Space Frame Structure System. International Research Journal of Engineering and Technology, 7(4)

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						86
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

40.Li Z.X. (2013). Structure Mechanics Analysis with Different Construction Schemes in Large-Span Space Grid Structure. *Advanced Materials Research*, 788, 534–537

Van der Hoek E. Organic barriers on the slope of a sediment deposit / E. Van der Hoek, W. Van der Zon, J. de Feijter // *Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds. – Proceedings of the XIIIth European conference on soil mechanics and geotechnical engineering. – Prague, 2003. – P. 375 – 378*

					<i>KMP 2319212 ПЗ</i>	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		87

Додаток А
РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКІВ РІЗЬБОВИХ З'ЄДНАНЬ

Характеристики сталі балок

Сталь С 245 **R_y= 240** **R_s= 139** **R_{un}= 370** **R_{bp}= 485** **γ_b= 0,8**

Характеристики міцності болтів

Клас міцності болта 5.6 8.8 10.9 12.9
R_{bs} = 210 320 400 420

Характерис- тики балок	d _b мм	A _b см ²	d мм	n _{min}	n _{ма} x	Q кН	n _b класу міцності				n _b з умови зрізу				n _b з умови змінання			
							5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9
Балка Шв 12У	16	2,00	18	2	2	36,0	2	2	2	2	0,86	0,56	0,45	0,43	1,21	1,21	1,21	1,21
Стінка 90	20	3,12	22	2	1	30,7	1	1	1	1	0,47	0,31	0,25	0,23	0,82	0,82	0,82	0,82
C255 4,8	24	4,49	26	2	1	25,4	1	1	1	1	0,27	0,18	0,14	0,13	0,57	0,57	0,57	0,57
R _s = 139	30	7,02	32	2	0	17,3	1	1	1	1	0,12	0,08	0,06	0,06	0,31	0,31	0,31	0,31
Q= 60,0	36	10,11	38	2	0	9,3	1	1	1	1	0,04	0,03	0,02	0,02	0,14	0,14	0,14	0,14
Балка Шв 14У	16	2,00	18	2	2	48,4	2	2	2	2	1,15	0,76	0,61	0,58	1,59	1,59	1,59	1,59
Стінка 107	20	3,12	22	2	1	42,9	2	2	2	2	0,65	0,43	0,34	0,33	1,13	1,13	1,13	1,13
C255 4,9	24	4,49	26	2	1	37,5	1	1	1	1	0,40	0,26	0,21	0,20	0,82	0,82	0,82	0,82
R _s = 139	30	7,02	32	2	1	29,3	1	1	1	1	0,20	0,13	0,10	0,10	0,51	0,51	0,51	0,51
Q= 72,9	36	10,11	38	2	0	21,1	1	1	1	1	0,10	0,07	0,05	0,05	0,31	0,31	0,31	0,31
Балка Шв 16У	16	2,00	18	2	3	62,6	2	2	2	2	1,49	0,98	0,78	0,75	2,02	2,02	2,02	2,02
Стінка 126	20	3,12	22	2	2	57,0	2	2	2	2	0,87	0,57	0,46	0,43	1,47	1,47	1,47	1,47
C255 5	24	4,49	26	2	1	51,4	2	2	2	2	0,55	0,36	0,29	0,27	1,10	1,10	1,10	1,10
R _s = 139	30	7,02	32	2	1	43,1	1	1	1	1	0,29	0,19	0,15	0,15	0,74	0,74	0,74	0,74
Q= 87,6	36	10,11	38	2	1	34,8	1	1	1	1	0,16	0,11	0,09	0,08	0,50	0,50	0,50	0,50

КМР 2319216 ПЗ

Характеристики балок	d _b мм	A _b см ²	d мм	n _{min}	n _{max} x	Q кН	n _b класу міцності				n _b з умови зрізу				n _b з умови змінання			
							5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9
Балка Шв 18У	16	2,00	18	3	3	63,8	2	2	2	2	1,52	1,00	0,80	0,76	2,02	2,02	2,02	2,02
Стінка 144	20	3,12	22	3	2	55,3	2	2	2	2	0,84	0,55	0,44	0,42	1,40	1,40	1,40	1,40
C255 5,1	24	4,49	26	3	2	46,8	1	1	1	1	0,50	0,33	0,26	0,25	0,99	0,99	0,99	0,99
Rs= 139	30	7,02	32	3	1	34,0	1	1	1	1	0,23	0,15	0,12	0,12	0,57	0,57	0,57	0,57
Q= 102,1	36	10,11	38	3	1	21,3	1	1	1	1	0,10	0,07	0,05	0,05	0,30	0,30	0,30	0,30
Балка Шв 20У	16	2,00	18	3	4	78,8	3	3	3	3	1,88	1,23	0,99	0,94	2,44	2,44	2,44	2,44
Стінка 163	20	3,12	22	3	3	70,1	2	2	2	2	1,07	0,70	0,56	0,54	1,74	1,74	1,74	1,74
C255 5,2	24	4,49	26	3	2	61,4	2	2	2	2	0,65	0,43	0,34	0,33	1,27	1,27	1,27	1,27
Rs= 139	30	7,02	32	3	2	48,4	1	1	1	1	0,33	0,22	0,17	0,16	0,80	0,80	0,80	0,80
Q= 117,8	36	10,11	38	3	1	35,4	1	1	1	1	0,17	0,11	0,09	0,08	0,49	0,49	0,49	0,49
Балка Шв 22У	16	2,00	18	3	4	95,3	3	3	3	3	2,27	1,49	1,19	1,14	2,84	2,84	2,84	2,84
Стінка 181	20	3,12	22	3	3	86,3	3	3	3	3	1,32	0,86	0,69	0,66	2,06	2,06	2,06	2,06
C255 5,4	24	4,49	26	3	2	77,3	2	2	2	2	0,82	0,54	0,43	0,41	1,54	1,54	1,54	1,54
Rs= 139	30	7,02	32	3	2	63,8	2	2	2	2	0,43	0,28	0,23	0,22	1,02	1,02	1,02	1,02
Q= 135,9	36	10,11	38	3	1	50,3	1	1	1	1	0,24	0,16	0,12	0,12	0,67	0,67	0,67	0,67
Балка Шв 24У	16	2,00	18	3	5	112,9	4	4	4	4	2,69	1,77	1,41	1,35	3,25	3,25	3,25	3,25
Стінка 199	20	3,12	22	3	4	103,5	3	3	3	3	1,58	1,04	0,83	0,79	2,38	2,38	2,38	2,38
C255 5,6	24	4,49	26	3	3	94,2	2	2	2	2	1,00	0,66	0,52	0,50	1,81	1,81	1,81	1,81
Rs= 139	30	7,02	32	3	2	80,2	2	2	2	2	0,54	0,36	0,29	0,27	1,23	1,23	1,23	1,23
Q= 154,9	36	10,11	38	3	2	66,2	1	1	1	1	0,31	0,20	0,16	0,16	0,85	0,85	0,85	0,85

КМР 2319216 ПЗ

ЗМ.	Лист	№ докум	Підпис	Дата	КМР 2319216 ПЗ	Характеристики балок	d _b мм	A _b см ²	d мм	n _{min}	n _{max} x	Q кН	n _b класу міцності				n _b з умови зрізу				n _b з умови змінання			
													5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9
						Балка Шв 27У	16	2,00	18	3	5	144,3	4	4	4	4	3,44	2,26	1,81	1,72	3,87	3,87	3,87	3,87
						Стінка 227	20	3,12	22	3	4	134,3	3	3	3	3	2,05	1,34	1,08	1,02	2,88	2,88	2,88	2,88
						C255 6	24	4,49	26	3	3	124,3	3	3	3	3	1,32	0,86	0,69	0,66	2,22	2,22	2,22	2,22
						Rs= 139	30	7,02	32	3	3	109,3	2	2	2	2	0,74	0,49	0,39	0,37	1,56	1,56	1,56	1,56
						Q= 189,3	36	10,11	38	3	2	94,2	2	2	2	2	0,44	0,29	0,23	0,22	1,12	1,12	1,12	1,12
						Балка Шв 30У	16	2,00	18	3	6	180,7	5	5	5	5	4,31	2,83	2,26	2,15	4,48	4,48	4,48	4,48
						Стінка 254	20	3,12	22	3	5	169,9	4	4	4	4	2,59	1,70	1,36	1,30	3,37	3,37	3,37	3,37
						C255 6,5	24	4,49	26	3	4	159,0	3	3	3	3	1,69	1,11	0,88	0,84	2,63	2,63	2,63	2,63
						Rs= 139	30	7,02	32	3	3	142,8	2	2	2	2	0,97	0,64	0,51	0,48	1,89	1,89	1,89	1,89
						Q= 229,5	36	10,11	38	3	2	126,5	2	2	2	2	0,60	0,39	0,31	0,30	1,39	1,39	1,39	1,39
						Балка Шв 33У	16	2,00	18	3	7	219,9	6	6	6	6	5,24	3,44	2,75	2,62	5,06	5,06	5,06	5,06
						Стінка 280	20	3,12	22	3	5	208,2	4	4	4	4	3,18	2,09	1,67	1,59	3,83	3,83	3,83	3,83
						C255 7	24	4,49	26	3	4	196,5	3	3	3	3	2,08	1,37	1,09	1,04	3,02	3,02	3,02	3,02
						Rs= 139	30	7,02	32	3	3	179,0	3	3	3	3	1,21	0,80	0,64	0,61	2,20	2,20	2,20	2,20
						Q= 272,4	36	10,11	38	3	3	161,5	2	2	2	2	0,76	0,50	0,40	0,38	1,65	1,65	1,65	1,65
						Балка Шв 36У	16	2,00	18	4	8	243,9	6	6	6	6	5,82	3,82	3,05	2,91	5,24	5,24	5,24	5,24
						Стінка 306	20	3,12	22	4	6	227,3	4	4	4	4	3,47	2,28	1,82	1,73	3,90	3,90	3,90	3,90
						C255 7,5	24	4,49	26	4	5	210,6	3	3	3	3	2,23	1,46	1,17	1,12	3,02	3,02	3,02	3,02
						Rs= 139	30	7,02	32	4	4	185,6	3	3	3	3	1,26	0,83	0,66	0,63	2,13	2,13	2,13	2,13
						Q= 319,0	36	10,11	38	4	3	160,5	2	2	2	2	0,76	0,50	0,40	0,38	1,53	1,53	1,53	1,53

ЗМ.	Лист	№ докум	Підпис	Дата	КМР 2319216 ПЗ	Аркуш	91	Характеристики балок	d _b мм	A _b см ²	d мм	n _{min}	n _{max} x	Q кН	n _b класу міцності				n _b з умови зрізу				n _b з умови змінання			
															5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9
Балка	Шв 40У	16	2,00	18	4	9	301,4	8	7	7	7	7,19	4,72	3,77	3,59	6,07	6,07	6,07	6,07							
Стінка	343	20	3,12	22	4	7	283,6	5	5	5	5	4,33	2,84	2,27	2,16	4,57	4,57	4,57	4,57							
C255	8	24	4,49	26	4	6	265,8	4	4	4	4	2,82	1,85	1,48	1,41	3,57	3,57	3,57	3,57							
Rs=	139	30	7,02	32	4	4	239,1	3	3	3	3	1,62	1,06	0,85	0,81	2,57	2,57	2,57	2,57							
Q=	381,4	36	10,11	38	4	4	212,4	2	2	2	2	1,00	0,66	0,53	0,50	1,90	1,90	1,90	1,90							
Балка	Дв 12	16	2,00	18	2	2	36,0	2	2	2	2	0,86	0,56	0,45	0,43	1,21	1,21	1,21	1,21							
Стінка	90	20	3,12	22	2	1	30,7	1	1	1	1	0,47	0,31	0,25	0,23	0,82	0,82	0,82	0,82							
C255	4,8	24	4,49	26	2	1	25,4	1	1	1	1	0,27	0,18	0,14	0,13	0,57	0,57	0,57	0,57							
Rs=	139	30	7,02	32	2	0	17,3	1	1	1	1	0,12	0,08	0,06	0,06	0,31	0,31	0,31	0,31							
Q=	60,0	36	10,11	38	2	0	9,3	1	1	1	1	0,04	0,03	0,02	0,02	0,14	0,14	0,14	0,14							
Балка	Дв 14	16	2,00	18	2	2	49,7	2	2	2	2	1,19	0,78	0,62	0,59	1,63	1,63	1,63	1,63							
Стінка	109	20	3,12	22	2	1	44,3	2	2	2	2	0,68	0,44	0,35	0,34	1,16	1,16	1,16	1,16							
C255	4,9	24	4,49	26	2	1	38,8	1	1	1	1	0,41	0,27	0,22	0,21	0,85	0,85	0,85	0,85							
Rs=	139	30	7,02	32	2	1	30,6	1	1	1	1	0,21	0,14	0,11	0,10	0,54	0,54	0,54	0,54							
Q=	74,2	36	10,11	38	2	0	22,5	1	1	1	1	0,11	0,07	0,06	0,05	0,33	0,33	0,33	0,33							
Балка	Дв 16	16	2,00	18	2	3	63,2	3	3	3	3	1,51	0,99	0,79	0,75	2,04	2,04	2,04	2,04							
Стінка	127	20	3,12	22	2	2	57,7	2	2	2	2	0,88	0,58	0,46	0,44	1,49	1,49	1,49	1,49							
C255	5	24	4,49	26	2	1	52,1	2	2	2	2	0,55	0,36	0,29	0,28	1,12	1,12	1,12	1,12							
Rs=	139	30	7,02	32	2	1	43,8	1	1	1	1	0,30	0,19	0,16	0,15	0,75	0,75	0,75	0,75							
Q=	88,3	36	10,11	38	2	1	35,4	1	1	1	1	0,17	0,11	0,09	0,08	0,51	0,51	0,51	0,51							

ЗМ.	Лист	№ докум	Підпис	Дата	КМР 2319216 ПЗ	Архив	92	Характеристики балок	d _b мм	A _b см ²	d мм	n _{min}	n _{max} x	Q кН	n _b класу міцності				n _b з умови зрізу				n _b з умови змінання			
															5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9
Балка	Дв 18	16	2,00	18	3	3	64,5	3	3	3	3	1,54	1,01	0,81	0,77	2,04	2,04	2,04	2,04							
Стінка	145	20	3,12	22	3	2	56,0	2	2	2	2	0,85	0,56	0,45	0,43	1,42	1,42	1,42	1,42							
C255	5,1	24	4,49	26	3	2	47,5	1	1	1	1	0,50	0,33	0,26	0,25	1,00	1,00	1,00	1,00							
Rs=	139	30	7,02	32	3	1	34,7	1	1	1	1	0,24	0,15	0,12	0,12	0,59	0,59	0,59	0,59							
Q=	102,8	36	10,11	38	3	1	22,0	1	1	1	1	0,10	0,07	0,05	0,05	0,31	0,31	0,31	0,31							
Балка	Дв 20	16	2,00	18	3	4	79,5	3	3	3	3	1,90	1,24	1,00	0,95	2,46	2,46	2,46	2,46							
Стінка	164	20	3,12	22	3	3	70,8	2	2	2	2	1,08	0,71	0,57	0,54	1,76	1,76	1,76	1,76							
C255	5,2	24	4,49	26	3	2	62,2	2	2	2	2	0,66	0,43	0,35	0,33	1,28	1,28	1,28	1,28							
Rs=	139	30	7,02	32	3	2	49,2	1	1	1	1	0,33	0,22	0,18	0,17	0,81	0,81	0,81	0,81							
Q=	118,5	36	10,11	38	3	1	36,1	1	1	1	1	0,17	0,11	0,09	0,09	0,50	0,50	0,50	0,50							
Балка	Дв 22	16	2,00	18	3	4	96,1	3	3	3	3	2,29	1,50	1,20	1,15	2,87	2,87	2,87	2,87							
Стінка	182	20	3,12	22	3	3	87,1	3	3	3	3	1,33	0,87	0,70	0,66	2,08	2,08	2,08	2,08							
C255	5,4	24	4,49	26	3	3	78,1	2	2	2	2	0,83	0,54	0,43	0,41	1,55	1,55	1,55	1,55							
Rs=	139	30	7,02	32	3	2	64,6	2	2	2	2	0,44	0,29	0,23	0,22	1,03	1,03	1,03	1,03							
Q=	136,6	36	10,11	38	3	1	51,0	1	1	1	1	0,24	0,16	0,13	0,12	0,68	0,68	0,68	0,68							
Балка	Дв 24	16	2,00	18	3	5	113,6	4	4	4	4	2,71	1,78	1,42	1,36	3,27	3,27	3,27	3,27							
Стінка	200	20	3,12	22	3	4	104,3	3	3	3	3	1,59	1,04	0,84	0,80	2,40	2,40	2,40	2,40							
C255	5,6	24	4,49	26	3	3	95,0	2	2	2	2	1,01	0,66	0,53	0,50	1,82	1,82	1,82	1,82							
Rs=	139	30	7,02	32	3	2	81,0	2	2	2	2	0,55	0,36	0,29	0,27	1,24	1,24	1,24	1,24							
Q=	155,7	36	10,11	38	3	2	66,9	1	1	1	1	0,32	0,21	0,17	0,16	0,86	0,86	0,86	0,86							

ЗМ.	Лист	№ докум	Підпис	Дата	КМР 2319216 ПЗ	Характеристики балок	d _b мм	A _b см ²	d мм	n _{min}	n _{max} x	Q кН	n _b класу міцності				n _b з умови зрізу				n _b з умови змінання			
													5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9
						Балка Дв 27	16	2,00	18	3	5	145,1	4	4	4	4	3,46	2,27	1,82	1,73	3,90	3,90	3,90	3,90
						Стінка 228	20	3,12	22	3	4	135,1	3	3	3	3	2,06	1,35	1,08	1,03	2,90	2,90	2,90	2,90
						C255 6	24	4,49	26	3	3	125,1	3	3	3	3	1,33	0,87	0,70	0,66	2,24	2,24	2,24	2,24
						Rs= 139	30	7,02	32	3	3	110,1	2	2	2	2	0,75	0,49	0,39	0,37	1,58	1,58	1,58	1,58
						Q= 190,2	36	10,11	38	3	2	95,1	2	2	2	2	0,45	0,29	0,24	0,22	1,13	1,13	1,13	1,13
						Балка Дв 30	16	2,00	18	3	6	181,6	5	5	5	5	4,33	2,84	2,27	2,17	4,50	4,50	4,50	4,50
						Стінка 255	20	3,12	22	3	5	170,8	4	4	4	4	2,61	1,71	1,37	1,30	3,39	3,39	3,39	3,39
						C255 6,5	24	4,49	26	3	4	159,9	3	3	3	3	1,69	1,11	0,89	0,85	2,64	2,64	2,64	2,64
						Rs= 139	30	7,02	32	3	3	143,7	2	2	2	2	0,97	0,64	0,51	0,49	1,90	1,90	1,90	1,90
						Q= 230,4	36	10,11	38	3	2	127,4	2	2	2	2	0,60	0,39	0,32	0,30	1,40	1,40	1,40	1,40
						Балка Дв 33	16	2,00	18	3	7	219,9	6	6	6	6	5,24	3,44	2,75	2,62	5,06	5,06	5,06	5,06
						Стінка 280	20	3,12	22	3	5	208,2	4	4	4	4	3,18	2,09	1,67	1,59	3,83	3,83	3,83	3,83
						C255 7	24	4,49	26	3	4	196,5	3	3	3	3	2,08	1,37	1,09	1,04	3,02	3,02	3,02	3,02
						Rs= 139	30	7,02	32	3	3	179,0	3	3	3	3	1,21	0,80	0,64	0,61	2,20	2,20	2,20	2,20
						Q= 272,4	36	10,11	38	3	3	161,5	2	2	2	2	0,76	0,50	0,40	0,38	1,65	1,65	1,65	1,65
						Балка Дв 36	16	2,00	18	4	8	245,0	6	6	6	6	5,84	3,83	3,07	2,92	5,26	5,26	5,26	5,26
						Стінка 307	20	3,12	22	4	6	228,3	4	4	4	4	3,48	2,29	1,83	1,74	3,92	3,92	3,92	3,92
						C255 7,5	24	4,49	26	4	5	211,6	3	3	3	3	2,24	1,47	1,18	1,12	3,03	3,03	3,03	3,03
						Rs= 139	30	7,02	32	4	4	186,6	3	3	3	3	1,27	0,83	0,66	0,63	2,14	2,14	2,14	2,14
						Q= 320,0	36	10,11	38	4	3	161,6	2	2	2	2	0,76	0,50	0,40	0,38	1,54	1,54	1,54	1,54

Характерис- тики балок	d _b мм	A _b см ²	d мм	n _{min}	n _{ма} x	Q кН	n _b класу міцності				n _b з умови зрізу				n _b з умови змінання				
							5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9	5.6	8.8	10.0	12.9	
Балка	Дв 60	16	2,00	18	4	14	753,9	18	12	11	11	17,98	11,80	9,44	8,99	10,12	10,12	10,12	10,12
Стінка	524	20	3,12	22	4	11	727,2	11	8	8	8	11,10	7,28	5,83	5,55	7,81	7,81	7,81	7,81
C255	12	24	4,49	26	4	9	700,6	8	7	7	7	7,43	4,87	3,90	3,71	6,27	6,27	6,27	6,27
Rs=	139	30	7,02	32	4	7	660,5	5	5	5	5	4,48	2,94	2,35	2,24	4,73	4,73	4,73	4,73
Q=	874,0	36	10,11	38	4	6	620,5	4	4	4	4	2,92	1,92	1,53	1,46	3,70	3,70	3,70	3,70

ЗМ.

Лист

№ докум

Підпис

Дата

КМР 2319216 ПЗ

95

Аркуш

Додаток Б

ОХОРОНА ПРАЦІ ПРИ ПІДСИЛЕННІ ФУНДАМЕНТІВ

5.1 Вимоги до персоналу, що допускається до виробничого процесу.

Охорона праці – це система правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних засобів, направлених на збереження здоров'я та працездатності людини в процесі праці. Задача охорони праці – звести до мінімуму вірогідність пошкодження або хвороби працюючих з одночасним забезпеченням комфорту при максимальній продуктивності праці. Висока кваліфікація персоналу, науково обґрунтовані правила безпеки праці, правильні умови експлуатації технічних засобів та нова техніка є необхідним факторами, що забезпечують безпеку праці, як при розробці проектної документації, так і на будівельному майданчику [12].

При монтажі сталевих конструкцій силосу та надсилосної галереї дотримуються особливі заходи безпеки. Перед тим, як допустити робітників до самостійної роботи на будівельному майданчику, необхідно їх ознайомити, а потім перевірити знання з організаційних та загальних заходів з охорони праці на будівельному майданчику.

До самостійних верхолазних робіт допускаються лише особи, які досягли повноліття і віком до 60 років, які пройшли повний медичний огляд, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року і тарифний розряд не нижче третього. Медичний огляд працівників повинні проходити згідно з «Положенням про медичний огляд працівників визначених категорій», затвердженим наказом № 45 від 31.03.1994р. Міністерством охорони здоров'я України. Якщо є необхідність підбору працівників, зв'язаних з роботами, викладеними в «Переліку робіт, де є потреба в професійному доборі», затвердженому наказом №263/121 від 23.09.1994р.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						96
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Міністерство охорони здоров'я України, їх необхідно направити на медичну перевірку на психофізіологічні показники . Не можна допускати до роботи з монтажу будівельних конструкцій осіб, які не визнані придатним після медичного огляду, професія і кваліфікація яких не відповідає характеру роботи. Якщо особа знаходиться в нетверезому стані, її необхідно негайно вивести з території монтажної площадки зі складанням акту встановленої форми. Якщо до роботи допускається робітник з менш ніж однорічним стажем, він повинен працювати під наглядом досвідчених робітників і майстрів.

Для того, щоб знизити відсоток травматизму працівників на будівництві, необхідно навчити їх правильним прийомам роботи. Перед тим як допустити їх до роботи, з робітниками проводиться ввідний інструктаж інженером з охорони праці або особою, на яку покладено обов'язки інженера по охороні праці.

Інструктаж та навчання усіх працюючих проводиться у вигляді ввідного інструктажу, інструктажу на робочому місці, щоденного (поточного) інструктажу, періодичного (повторного) інструктажу, непланового інструктажу, курсового навчання.

Ввідний інструктаж необхідно проводити з усіма найманими працівниками, незалежно від їх освіти, посади та стажу роботи. Після його проведення в журналі реєстрації робиться відповідний запис з обов'язковим підписом того, кого інструктують та того, хто проводить цей інструктаж. Повторно інструктаж необхідно проводити кожні шість місяців.

5.2 Вимоги до будівельно – монтажної площадки

Необхідно забезпечити охорону праці на самому будівельному майданчику. Організація будівельного майданчика (розташування санітарно – побутових містечок і ділянок, складських площадок,

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						97
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

огорожень, мереж тимчасового електропостачання, водопостачання і пожежогасіння, тимчасових і постійних доріг і шляхів руху, стоянок для роботи вантажопідіймальних машин і механізмів), повинна відповідати буд генплану підготовчого періоду, розробленому в складі ПКД і ПВР. Будівельно - монтажна площадка повинна розташовуватися в межах ділянки, яку було відведено для забудови згідно з актом – допуском, оформленим за встановленим порядком. На період інженерної підготовки будівельно – монтажну площадку необхідно звільнити від усіх факторів, що заважають зведенню об'єкта (споруд, будинків, дерев). Після проведення усіх необхідних заходів інженери виконують першочергові роботи по плануванню території, такі як перенесення існуючих підземних і наземних інженерних споруд, влаштування тимчасового стоку поверхневих вод, геодезичну розбивку, будують автодороги, шляхи руху і стоянки вантажопідійомних машин і механізмів, влаштування тимчасового освітлення, мережі водопостачання, енергопостачання і пожежогасіння, зведення усіх необхідних тимчасових будинків і споруд, при цьому використовуючи вже існуючі будинки чи збірно – розбірні і пересувні тимчасові побутові приміщення. Ці будови повинні розташовуватися стосовно об'єктів, які виділяють пил, шкідливі пари і гази (бункерних естакадах, бетонорозчинних вузлах, сортувальних пристроях) на відстані не менше 50 м з навітряного боку вітрів переважного напрямку. Убиральні розміщуються на відстані не більше 100 м від робочих місць і не менше ніж на 15 м від споруджувального об'єкта і існуючих адміністративно – господарських житлових приміщень та не менше ніж на 25 м від джерел водопостачання.

Окремо виділяються при організації будівельно – монтажної площадки ділянки відведені під монтажні роботи, дії вантажопідійомних машин і механізмів, робочі місця, під проходи для людей, де виникають небезпечні для працюючих зони, у межах яких постійно діють чи потенційно можуть

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		98

діяти небезпечні виробничі фактори, такі як неізольовані струмоведучі частини електроустановок, ЛЕП, необгороджені перепади по висоті на 1,3 м і більше, місця де рівні вібрації, шуму або забруднення повітря перевищують допустимі гігієнічні норми. Така територія і повинна бути огорожена *захисним огородженням* за ГОСТ 2340 – 78 «Огородження інвентарні будівельних майданчиків і ділянок будівельно – монтажних робіт. Технічні умови.» і ГОСТ 12.4.059 – 89 «Будівництво. Огородження запобіжні інвентарні. Загальні технічні умови.»

Захисне огородження – це пристрої, що призначені для запобігання ненавмисному доступу людей у зону дії небезпечного виробничого фактора.

Зони потенційно діючих виробничих факторів (споруди, поверхи (яруси) будинків і споруд, над якими відбувається монтаж будівельних конструкцій, ділянки поблизу споруджуваного будинку, монтажні зони, зони переміщення машин чи їх частин, робочих органів, місць над якими відбувається переміщення вантажів), необхідно огорожувати *сигнальними огородженнями* за вимогами ГОСТ 2340 – 78 і ГОСТ 12.4.059 – 89.

Сигнальне огородження – це пристрої, призначені для попередження наявності потенційно діючих небезпечних факторів і позначення зон обмеженого доступу.

Небезпечними зонами на будівельно – монтажному майданчику є:

- межі дії монтажних кранів;
- межі котловану та траншеї глибиною більше ніж 1 м;
- місця зварювальних робіт і робіт з легкозаймистими матеріалами;
- зони роботи землерийних машин;
- зони та дільниці доріг з інтенсивним рухом транспорту;
- місця зварювальних робіт і робіт з легкозаймистими матеріалами.

Зона дії екскаватора, де він є небезпечним визначається із розрахунку максимального радіусу дії плюс 5 м. Небезпечна зона дії самохідного

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						99
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

стрілового крану визначена із розрахунку максимального вильоту стріли плюс 7 м при висоті споруди до 20 м.

Ґрунт, вийнятий з котловану, необхідно розташовувати на відстані не менше 0,5 м від бровки. Для спуску в котлован передбачено драбини (трапи) шириною 0,6 м з перильними огороженнями висотою 1,1 м.

Єдина транспортна сітка будівельних майданчиків складається з тимчасових і постійних доріг, що мають кільцеву схему руху. Прокладаються дороги у порядку черговості об'єкту будівництва, відповідно календарного плану та будженплану. При русі транспорту в одну сторону ширина дорожнього полотна складає 4,0 м. Для розвантажувальних робіт у зоні дії кранів передбачаються майданчики шириною 7 – 8 м та довжиною 12 – 14 м. Радіус кривизни дороги складає 8 м.

Схема руху транспорту встановлюється на самому в'їзді до будівельного майданчика. Дорожні знаки встановлюються на узбіччях доріг та переїздів, повинні бути добре видимими, так як саме вони регламентують порядок руху транспорту. Швидкість руху знаходиться в межах до 10 км/год на прямих ділянках, та до 5 км/год – на поворотах та на території будівництва.

Під час виконання робіт по переміщенню вантажів у темний час доби, будівельно – монтажна ділянка повинна бути добре освітлена, так як саме недостатнє розміщення світлового потоку на робочих місцях в темний час доби підвищує показник виробничого травматизму. Освітлення виконується з переставних інвентарних прожекторних щогл, електроприладів освітлення, що встановлені на металеві конструкції вантажопідіймальних кранів. Розрізняють два типи освітлення :

- **робоче освітлення;**
- охоронне штучне освітлення.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш ¹³²
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		100

В першому випадку, встановлюють прожектори на стовпах із розрахунку не менше 2 лк на рівні землі. Місцеве робоче освітлення здійснюють прожекторами з лампами ДРЛ на металевих полегшених щоглах.

В другому випадку, використовують прожектори загального робочого освітлення із розрахунку, що світла на будівельному майданчику повинно бути не менше 0,5 лк на рівні землі в горизонтальній площині. На електричну частину вищевказаних способів освітлення необхідно розробляти спецпроект.

По завершенню всіх цих підготовчих робіт, необхідно скласти акт підготовки площадки. Це документ, що підтверджує готовність будівельно – монтажної площадки до початку монтажу будівельних конструкцій.

5.3 Вимоги до складування, збереження і транспортування вихідних матеріалів

Задля ефективного виконання календарного плану будівництва, необхідно встановити в технологічних картах на виконання ВРР чіткий порядок доставки конструкцій на будівельний майданчик з урахуванням технологічної послідовності виконання робіт, розмірів приоб'єктних складів і збірно – укрупнювальних площадок, тип транспорту згідно вантажу, якості доріг, способів укладки і закріплення вантажу, місць розташування вантажопідйомних машин і складування виробів, місцевих кліматичних умов а також забезпечити ритмічний і якісний монтаж будівельних конструкцій. Це реалізується шляхом створення при об'єктах будівництва складів конструкцій. Загальну потребу в складських площах визначають за найбільш інтенсивним періодом виконання монтажних робіт. На центральних складах необхідно мати тримісячний запас металоконструкцій з урахуванням площ для сортування та укрупнювального складання металоконструкцій та півторамісячний запас збірного залізобетону з урахуванням площ для сортування конструкцій.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						101 133
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Що стосується приоб'єктних складів, то там вже необхідно дати двотижневий запас металоконструкцій та п'ятиденний – для збірної залізобетонну.

Площадки для складування, укрупнення і збереження будівельних конструкцій і матеріалів необхідно спланувати, утрамбованими і у деяких випадках, відсипані не просадним матеріалом (гравієм, щебенем, шлаком), що відповідає розрахункам з ухилами для стоку вод. Також необхідно прийняти міри для виключення довільного зміщення конструкцій. Майданчики складування огорожують парканом висотою 1,2 м і обладнують знаками безпеки і табличками з назвами виробів і конструкцій.

При складуванні матеріали на відкритому повітрі, необхідно це робити за розробленими та затвердженими технологічними картами, де зазначено місця і розміри площадок для складування з розмірами проходів. Технологічна карта складування – це план складу, де позначено місця та розміри штабелів вантажів, проходи для людей, шляхи транспорту, колії рейкових кранів та зони їх дії, місця встановлення самохідних кранів, транспорту під навантаження та розвантаження.

При виконанні вантажно – розвантажувальних робіт, необхідно дотримуватись безпеки праці згідно з вимогами ГОСТ 12.3.009 – 76 «Роботи вантажно – розвантажувальні. Загальні вимоги безпеки» і ДНАОП 0.00 – 1.03.- 93. Якщо вантажно – розвантажувальні роботи виконуються на залізних коліях, тобто використовується залізничний транспорт, необхідно дотримуватись «Правил техніки безпеки і виробничо санітарної при вантажно – розвантажувальних роботах на залізничному транспорті» Української залізниці. Всі роботи виконуються під керівництвом спеціально призначеної особи.

При відкриванні люків піввагонів, дверей вагонів і бортів платформ, необхідно застосовувати спеціальні важелі. Не можна знаходитися в зоні

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						102
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

можливого падіння вантажу, відкривання борту кришки або люка. Вивантажувати вантаж на шляху і між колією, а також захарашувати їх будь-чим забороняється. При розвантаженні і укладанні, перед навантаженням у вагони матеріалів і конструкцій поблизу залізничних колій між вантажем і найближчою до нього рейкою повинен бути оставлений прохід шириною 2 м.

5.4 Виконання монтажних робіт

Виробничі процеси по монтажу будівельних конструкцій повинні бути організовані відповідно до ПВР, що містять заходи охорони праці, викладені в СНіП 111 – 4 – 80, ДНАОП 0.00 – 1.03 – 93 і в технологічній послідовності відповідають вимогам СНіП 3.03.01 – 87 «Несучі конструкції і конструкції, що обгороджують», а також іншими нормативними актами і документами, діючими в Україні. Спеціалізованою проектною організацією з ліцензією розробляється ПВР, який затверджується головним інженером будівельно – монтажної організації і узгоджується з генпідрядником.

Перед тим, як розпочати монтаж конструкцій, треба попередити робітників, які знаходяться внизу, щоб вони мали час покинути небезпечну зону. Якщо необхідно перемістити вантаж і виконати монтаж елементів конструкції над перекриттям, де перебувають люди, це робиться лише з розпорядження начальника ділянки. Під час виконання робіт на майданчику не повинно бути сторонніх осіб і не допускається проведення будь – яких інших робіт. Підйом і переміщення вантажу декількома кранами допускається в окремих випадках і повинне виконуватися по ПВР [30], розробленому проектною спеціалізованою організацією, без перевантаження кожного з цих кранів. У темний час доби підйом і переміщення вантажів допускається лише при достатньому освітленні, згідно діючих нормативів. Для освітлення використовують переставні

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						103
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

інвентарні прожекторні щогли, електроприлади освітлення, встановленні на металеві конструкції вантажопідйомних кранів.

Підйом, переміщення і установку в проектне положення вантажів, що мають значну довжину, об'єм і масу, а також вантажів, які підіймають декілька кранів, необхідно виконувати під наглядом осіб, відповідальних за безпечне виконання робіт по переміщенню вантажів кранами, чи спеціально призначеного ІТП.

Усі монтажні пристрої і пристосування, альпіністське оснащення необхідно оглядати згідно з графіком проведення цих робіт, а результати заносять до спеціального журналу. Для зниження обсягу верхолазних робіт, необхідно монтаж будівельних конструкцій виконувати укрупненими блоками, а установку блоків покриття в проектне положення здійснювати методом насувів із застосуванням спеціальних засобів механізації. Необхідно доставляти металеві конструкції на монтажну площадку вже у пофарбованому вигляді, тому після установки в проектне положення фарбування чи антикорозійний захист виконують тільки в місцях стиків або з'єднань конструкцій.

Монтажник повинен дотримуватися ряду правил, а забороняється йому:

- піднімати примерзлі або засипані землею вантажі;
- перебувати під вантажем, який піднімається;
- піднімати вантаж, вага якого перевищує граничну вантажопідйомність механізму;
- піднімати вантаж, підтягуючи його косим натягуванням канату;
- перебувати на вантажі під час його піднімання.

Стропування конструкцій необхідно проводити в місцях, позначених заводом – виготовлювачем, а за відсутності таких місць позначень вони повинні бути визначені, виходячи з умов виключення перенапруження, втрати стійкості елементів, а також появи залишкових деформацій. Для перевірки міцності і стійкості елементів конструкцій у процесі монтажу

					<i>КМР 2319212 ПЗ</i>	Аркуш
						104
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

слід керуватися СНіП 11 – 23 – 81 «Норми проектування. Сталеві конструкції».

Вантаж підіймають без ривків і плавно, уникаючи розгойдування та обертання із застосуванням відтягання. Одне відтягання для підйому вертикального вантажу, не менше двох – для горизонтальних і просторових вантажів.

Забороняється залишати підняті елементи конструкції у підвішеному стані. Тільки після надійного закріплення працівники можуть виконати розстропування.

Не можна встановлювати руками підкладки під елементи конструкцій, що знаходяться на висоті, а також перевіряти збіг отворів пальцями, для нього необхідно користуватися спеціальним оправками.

Якщо в процесі монтажу виявлено несправність у засобах підмоцнування, треба негайно припинити роботи і сповістити відповідального керівника для вжиття заходів щодо усунення несправності. При відсутності огороження або недоцільності улаштування засобів підмацнування під час роботи на висоті монтажник повинен виконувати роботи у запобіжному поясі. Карабін запобіжного пояса повинен кріпитися до надійного елемент конструкції або страхувального канату.

5.5 Ізоляційні та антикорозійні роботи

Ізоляційні, антикорозійні та монтажні роботи – це роботи пов’язані з небезпекою отруєння токсичним речовинами (грунтовки, фарби, розчинники, тощо). На момент виконання цих робіт працівників необхідно забезпечити спецодягом, захисними окулярами, респіраторами та рукавицями.

Синтетичні фарби зберігають в закритій тарі, в добре вентильованих приміщеннях, які розташовуються на відстані не менше 50 м від

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						105
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

промислових і житлових об'єктів. Малярні роботи виконуються в респіраторах.

Бітумні мастики готують відповідно до технічних умов або інструкції на виконання робіт. Казани для варіння бітуму і мастики розташовуються на відстані не менше ніж 50 м від складів матеріалів. Закриваються кришками з незгораючих матеріалів. Казан заповнюється не більше ніж на $\frac{3}{4}$ його місткості. Бітумні мастики доставляють механізованим способом або в герметичних бачках. Якщо необхідно змішати бітум з бензином в розігрітий бітум вливають бензин, а не навпаки. Температура бітума повинна бути не вище 70 градусів. При проведенні антикорозійних робіт, де застосовуються летючі, легкозаймисті матеріали, треба провітрювати приміщення, використовуючи припливно – витяжну вентиляцію, і мати поблизу засоби пожежогасіння. Робітники в умовах великої концентрації пари повинні працювати в протигазах з рукавами, виведеними в місця з очищеним повітрям. Шкіру рук змащують захисною маззю.

5.6 Заходи пожежної безпеки

Вимоги пожежної безпеки до різних приміщень і споруд регламентовані СНіП 2.10.03 – 84 [27] та типовими правилами пожежної безпеки. За цими правилами обмежується загальна площа будівель і споруд залежно від ступеня вогнестійкості конструкцій. Запобігти пожежам у приміщеннях, а вразі появи швидко локалізувати і загасити можна правильним вибором конструкцій і обладнання за їх вогнестійкості і здатністю до загорання, поділом приміщень на секції і відсіки; улаштуванням необхідної кількості та потрібних розмірів евакуаційних шляхів і виходів; впровадженням проти димного захисту; забезпеченням об'єктів необхідними засобами пожежогасіння та іншими заходами. За правилами пожежної безпеки усі приміщення та зони повинні бути

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						106
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

чистими, без горючих матеріалів. Двері і ворота в таких приміщеннях відкриваються лише назовні без порогів і сідців.

Особам, котрі працюють у приміщеннях, під час роботи забороняється: застосовувати відкриті джерела вогню; залишати установки з відкритим вогнем без нагляду; застосовувати для розпалювання опалювальних установок бензин, гас та інші легкозаймисті рідини; залишати під напруженням електричні мережі; користуватися для освітлення несправними ліхтарями.

На будівельному майданчику обладнують пожежні пости (щити). Крім цього, в кожному приміщенні на 100 м² площі повинен бути встановлений один вогнегасник, біля приміщення – ящик з піском, а в літній період – бочка з водою.

5.7 Вимоги безпеки при електромонтажних роботах.

При улаштуванні і експлуатації електроустановок на будівельному майданчику, необхідно розробити електротехнічний розділ проекту виконання робіт (ПВР) згідні з Правилами улаштування електротехнічних установок (ПУЕ) і Правилами безпечної експлуатації електроустановок [23]. В розділі даються вказівки та заходи, що до забезпечення електробезпеки при улаштуванні і експлуатації електроустановок на будівельному майданчику. В електротехнічній частині розглядаються наступні питання:

- вибір перетинів і марок кабелів і проводів;
- улаштування тимчасових мереж (траси, кріплення, габарити, вказівки до захисту від механічних пошкоджень);
- схема тимчасового розподілу електроенергії та електропостачання, а саме: вибір напруження мереж живлення, силових і освітлювальних електроприймачів для різних видів будівельно – монтажних робіт;

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						107
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- типи апаратів захисту і розрахунку їх номінальних струмів спрацювання;
- типи ввідних розподільних пристроїв, місця їх розташування, пунктів підключення і інших інвентарних електроконструкцій;
- вибір типів світильників, знижувальних трансформаторів для місцевого освітлення і ручних світильників;
- способи занулення, перетин і розміри нульових захисних провідників, розрахунок опору ланцюгу «фаза - нуль» для перевірки відключаючої здатності апаратів захисту при однофазових коротких замиканнях;
- дані з конструктивного виконання повторних заземлень нульового проводу та місце його розташування;
- дотримання безпеки при експлуатації мобільних (інвентарних) будівель;
- заходи безпеки щодо забезпечення електробезпеки при електропрогріванні бетону, з вибором необхідної напруги і устаткування для електропрогрівання, принципові електричні схеми підключення, блокувань і сигналізації;
- заходи безпеки при експлуатації ручних електричних машин, переносних і пересувних електроприймачів в різних умовах, зокрема конкретні вказівки з застосування приладів захисного відключення;
- комплектація будівельного майданчика електроустаткуванням, матеріалами і електрозахисними засобами;

Тимчасова розводка електромереж напругою до 1000 В, виконується ізольованими проводами або кабелями на опорах або конструкціях, що розраховані на механічну міцність при прокладанні по ним проводів і кабелів, на висоті над рівнем землі, настилу не менше:

- 3,5 м – над проходами;

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						108
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- 6,0 м – над проїздами;
- 2,5 м – над робочим місцем.

При необхідності використання світильників спеціальної конструкції або напругення нижче 42 В (висота підвіски менше 2,5 м), необхідно використовувати знижувальні трансформатори, так як їх вторинні обмотки мають заземлення.

При використанні вимикачів, рубильників і інших комутаційних електричних апаратів на відкритому повітрі або у вологих приміщеннях, їх необхідно захищати відповідно до вимог державних стандартів. Розподільні щитки і рубильник повинні мати замикаючі пристрої.

Режим нейтралі джерела електропостачання будівельного майданчика визначає проектні рішення в частині забезпечення електробезпеки. Живлення силових і освітлювальних навантажень невеликих і середніх будівельних майданчиків здійснюється від існуючих чотиріпровідних мереж напругою 320/220 В з глухозаземленою нейтраллю джерела живлення. Розподіл електроенергії відбувається за двома схемами – радіальною та магістральною. *Радіальні схеми* краще відповідають вимогам безпеки, але потребують значних витрат провідника і електроапаратів. Їх застосовують лише для зосереджених або великих навантажень. *Магістральні схеми* менш надійні, ніж радіальні, але не такі безпечні. Надійність магістральної схеми щодо безперебійності електропостачання та забезпечення електробезпеки не дуже висока. Резервування захисту споживачів виконання ремонтних робіт значно ускладнюється, тому на практиці для розподілу напругення до 1000 В слід використовувати комбіновано магістрально – радіальну схему, улаштування якої визначається буд генпланом будівництва, кількістю, потужністю і територіальним розміщенням електроприймачів на майданчику.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						109
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

У проєкті тимчасового електропостачання мають бути максимально реалізовані технічні заходи і засоби захисту від ураження електричним струмом. Зокрема, при розробці схеми тимчасового електропостачання слід визначити сферу застосування малої напруги (до 42 В включно) і передбачити підключення відповідних джерел живлення. Перш за все це стосується підключення ручних електричних машин і мереж освітлення всередині будівель, які будуються.

При розробці схеми тимчасового електропостачання необхідно врахувати ряд найважливіших вимог електробезпеки:

- виконання електроустановки та його типи повинні відповідати умовам експлуатації навколишнього середовища і розрахунковим електричним параметрам;
- якщо до конструкції електроустановки мають доступ не електротехнічний персонал, необхідно виключати наявність відкритих струмопровідних частин і дотик до них;
- не слід підключати більш ніж один електроприймач до одного комутаційного пристрою чи апарату;
- треба забезпечити можливість відключення всіх електроустановок в межах окремих об'єктів і ділянок робіт;
- схема підключення механізмів, будівельних машин та інших електроприймачів повинна бути спроектована таким чином, щоб можна було відключити їх від мережі, а також ввести в них кабель живлення;
- передбачаються підключення відповідних джерел малої напруги (до 42 В включно) для живлення ручних електричних машин і мереж освітлення в будівлях, що будуються.

Електробезпека устаткування і механізмів будівельного майданчика у великій мірі залежить від стійкості ізоляції електротехнічних пристроїв, які використовуються, до дії таких факторів навколишнього середовища, як

					<i>КМР 2319212 ПЗ</i>	Аркуш
						110
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

температура, вологість, запиленість. Задача полягає в тому, щоб максимально зменшити шкідливу дію цих факторів навколишнього середовища на електроустаткування будівельного майданчика.

5.8 Розрахунок заземлюючого контуру рухомих механізмів

Захисне заземлення виконується відповідно до ДЕРЖСТАНДАРТУ 121.030 – 81 «Електробезпека. Захисне заземлення.»

Для заземлення приймаємо сталеві труби діаметром 0.08 м і довжиною 2.5 м, що з'єднуються зі сталевією смугою 60x40 мм електрозварюванням, з вертикальним розташуванням.

За нормативними даними опір не повинен бути більше ніж 4 Ом.

Опір одиничного трубчатого заземлення:

$$R_b = 0.366 \cdot \frac{\rho}{l_b} \cdot \left(I_g \cdot \frac{2 \cdot l_b}{d_b} - 0.5 \cdot I_g \cdot \frac{4 \cdot t + l_b}{4 \cdot t - l_b} \right),$$

де $l=2.5$ м – довжина вертикального заземлення;

$\rho=50$ Ом-м – питомий опір ґрунту;

t – відстань середини заземлення до поверхні ґрунту;

$$t = \frac{l}{2} + t_0 = \frac{2.5}{2} + 0.7 = 1.95 \text{ м}$$

$$R_b = 0.366 \cdot \frac{50}{2.5} \cdot \left(I_g \cdot \frac{2 \cdot 2.5}{0.08} - 0.5 \cdot I_g \cdot \frac{4 \cdot 1.95 + 2.5}{4 \cdot 1.95 - 2.5} \right) = 14.16 \text{ Ом}$$

Приймаємо розташування вертикального заземлення в ряд кількістю 4 штуки.

Визначення пору горизонтального електрода:

$$R_2 = 0.366 \cdot \frac{5.0}{7.8} \cdot I_g \cdot \frac{7.8^2}{0.03 \cdot 0.07} = 5.7 \text{ Ом}$$

$$d_2 = 0.58 - 0.5 - 0.06 = 0.03 \text{ м}$$

Сумарне значення заземлення:

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						111
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$$R_3 = \frac{R'_b \cdot R'_2}{R'_b \cdot \eta_2 + R'_2 \cdot n \cdot \eta_b}$$

$$\eta_2 = 0.77 \text{ для } \frac{\alpha}{l_b} = 1 \text{ і } n=4$$

$$\eta_b = 0.73 \text{ для } \frac{\alpha}{l_b} = 1 \text{ і } n=4$$

$$R_3 = \frac{14.6 \cdot 5.7}{14.6 \cdot 0.77 + 5.7 \cdot 4 \cdot 0.73} = 2.89 \text{ Ом} < 4 \text{ Ом}$$

$$1,5 \text{ Ом} < R_3 = 2,89 \text{ Ом} < 4 \text{ Ом}$$

Умова виконується.

Остаточно приймаємо:

- захисне заземлення з електродів $d=0.08$ м, довжиною $l=2.5$ м, вертикально розташованих в ґрунті по 4 штуки на відстані 2.5 м;
- горизонтальний електрод з металевієї пластини товщиною 60х4 мм, довжиною 7,8 м на глибині 0,7 м від поверхні ґрунту.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						112
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Додаток В

ІЛЮСТРАЦІЙНІ МАТЕРІАЛИ

**до кваліфікаційної магістерської роботи на тему:
«Дослідження несучої здатності ґрунтів підсилених мікропалями в
основі існуючих фундаментів»**

(21 слайд)

«Допустити до захисту»

Завідувач кафедри БДМБ,
кандидат технічних наук, професор

Владислав НАСТОЯЩИЙ

" ____ " _____ 2024 р.

Виконав: здобувач освіти групи БІ-23М-1
спеціальності 192
«Будівництво та цивільна інженерія»

Юлія ЗАВІРЮХА

" ____ " _____ 2024 р.

Керівник кваліфікаційної магістерської роботи:
кандидат технічних наук, доцент

Андрій ТИХИЙ

" ____ " _____ 2024 р.

					КМР 2319212 ПЗ	Аркуш
						113
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		